

ГОСУДАРСТВЕННЫЙ КОНЦЕРН ПО
ВОДОХОЗЯЙСТВЕННОМУ СТРОИТЕЛЬСТВУ
«ВОДСТРОЙ»
НПО САНИИРИ

ВОПРОСЫ РУСЛОВОЙ ГИДРОТЕХНИКИ
С УЧЕТОМ УСИЛИВАЮЩЕЙСЯ РОЛИ
АНТРОПОГЕННОЙ ДЕЯТЕЛЬНОСТИ В РЕЧНЫХ
БАССЕЙНАХ СРЕДНЕЙ АЗИИ

Ташкент 1990

УДК 627.42+627.5

Вопросы русловой гидротехники с учетом
усиливающейся роли антропогенной деятель-
ности в речных бассейнах Средней Азии

Сборник научных трудов, Ташкент,
САНИИРИ им. В.Д.Журина, 1990, с.

Интенсификация народно-хозяйственных мероприятий в речных бассейнах (освоение и орошение больших массивов земель, в том числе склоновых и предгорных, освоение или сохранение заливных пойм рек, строительство гидроузлов и водохранилищ на реках и т.п.) оказала существенное влияние на гидрологические и гидравлические характеристики рек Средней Азии: изменились гидрографы рек, другим стал их наносный режим, происходит высыхание дельтовой зоны Амударьи и Сырдарьи и т.д.

В настоящем сборнике рассматривается влияние этих и других факторов на русловые процессы в реках, каналах и водохранилищах, на борьбу с наносами. Большое внимание уделяется вопросам, связанным с разработкой новых или совершенствованием известных технических и технологических решений по руслорегулировочным и руслозащитным сооружениям.

Сборник рассчитан на научных работников, проектировщиков и производителей-эксплуатационников, занятых в области русловой гидротехники. Может быть полезен студентам гидротехнического и гидромелиоративного факультетов.

Редакционная коллегия

Духовный В.А. (гл. редактор), Кадыров А.А. (зам. гл. редактора, отв. за выпуск), Ирмухамедов Х.А., Рахимов Ш.Х., Полинов С.А., Пулатов А.Г., Меркина А.С.

© Среднеазиатский научно-исследовательский институт им. В.Д.Журина (САНИИРИ), 1990

А.А.Кадыров, канд.техн.наук
И. Каландаров, канд.техн.наук
(НПО САНИИРИ)

УСТОЙЧИВАЯ РАБОТА ОРОСИТЕЛЬНЫХ СИСТЕМ И ФАКТОРЫ, ЕЕ ОБУСЛАВЛИВАЮЩИЕ

В управлении водными ресурсами и распределении их между водопотребителями важная роль принадлежит оросительным системам. Оросительные системы — сложный комплекс, включающий оросительные каналы разных типоразмеров, коллекторно-дренажную сеть, гидротехнические сооружения всевозможных конструкций и назначений, водомерные посты и устройства, силовые линии и линии связи, средства механизации и автоматизации управления гидросооружениями и т.д. Для обозначения всего этого в последние годы вместо термина "оросительные системы" используют термин "гидромелиоративные системы".

Гидромелиоративные системы функционируют на громадных площадях (оросительные системы Южногоднестровского канала им. А.А.Саркисова орошают 300 тыс.га земель Голодной степи), их характеристики и режимы (гидрологические, гидравлические и т.д.) меняются не только по мере удаления от водозабора (т.е. в пространстве), но и по времени.

Нормально функционирующая гидромелиоративная система постоянно находится или должна находиться как бы в динамически уравновешенном состоянии. При нарушении такого равновесия гидромелиоративная система в целом или ее отдельные составляющие начинают работать со сбоем, перестают выполнять свою основную функциональную или технологическую задачу: доставлять воду потребителю в нужное место и время в необходимом объеме и требуемого качества.

Другая, не менее важная часть названной выше технологической задачи — сбор и удаление с границ орошаемых территорий "отработанных", т.е. коллекторно-дренажных вод. Правильная организация и квалифицированная реализация этой двуединой технологической задачи обеспечивает рациональный и эффективный влаго- и солеобмен в почвогрунтах, создает необходимые предпосылки для получения запланированных урожаев сельскохозяйственных культур.

Основная задача эксплуатационных организаций, их персонала заключается прежде всего в прогнозировании сбоев в работе гидромелиоративной системы. Для этого перечень факторов и причин, вызывающих такой сбой, должен быть заранее известен для каждой конкретной гидромелиоративной системы, описан и охарактеризован (заиление и зарастание оросительных каналов, закупорка дрен и заиление коллекторов, падение дебита и другие причины отказа скважин вертикального дренажа, дефекты и нарушения в работе лотковой или трубопроводной сети и т.д.).

В этих условиях задачей технической эксплуатации ГМС является принятие мер по обеспечению нормального или удовлетворительного функционирования как частей, так и всей системы на основе их систематического осмотра и проведения планово-предупредительного ремонта, а также принятие экстренных мер по устранению внезапно возникших помех (промывы дамб, разрушение откосов из-за интенсивных размывов, внезапная остановка насосных станций и т.д.).

Такой подход к ГМС и их технической эксплуатации предполагает, прежде всего, наличие хорошо отработанной математической модели ГМС как пространственно-временной системы, устойчивое функционирование которой зависит от множества факторов и причин, налагаемых на уравнения модели граничными и начальными условиями.

В последние годы предпринимаются попытки создания таких моделей /10/, но задача эта чрезвычайно сложная и трудоемкая, получению удовлетворительных, с практической точки зрения, результатов должна предшествовать кропотливая черновая работа по целенаправленному сбору и обработке фактического материала, поскольку многочисленные содержащиеся в публикациях и научных отчетах фактические данные не всегда могут быть использованы при практической обработке моделей с помощью ЭВМ.

Ниже рассматривается один из факторов или, точнее, комплекс факторов, могущих оказать существенное влияние на устойчивую работу оросительной сети, а в конечном итоге и всей ГМС.

В связи со строительством и пуском в эксплуатацию Тюмунского гидроузла с водохранилищами в 1981 г. существенно изменились гидравлический и наносный режимы в р.Амударье ниже гидроузла.

Изменились эти режимы и в оросительных каналах низовья, таких, как Ташсака со всеми отводами (Шават, Палван, Палван-Газават, Пахтаарна и др.), водозабор в которые осуществляется из нижнего бьефа Тямуянского гидроузла.

Вопрос эксплуатации каналов при изменяющихся режимах твердого стока привлекает внимание специалистов и ученых, поскольку недооценка этого фактора приводит к большим затруднениям при работе даже старых, сформировавшихся десятилетиями, ранее устойчивых каналов. Интересные сведения и фактический материал содержатся в работах В.С.Алтунина /2/, Б.К.Балакаева /3/, А.В.Ефремова /4/, Б.В.Петрова, К.М.Шапиро и др. /I,9,II/. В работах названных авторов отмечается, что уменьшение количества наносов и крупности их фракционного состава в голове каналов вызывает интенсивные размывы русла по его длине и нарушение условий эксплуатации.

Русла каналов оросительных систем формируются под влиянием целого комплекса конкретных местных и региональных факторов, включающих:

- условия водозабора;
- колебания расходов и уровней (гидрографов) верхнего и нижнего бьефов;
- количество и состав наносов в голове канала, их изменение по времени;
- гидрогеологические условия по трассе канала и реки;
- правильность выбора исходных гидравлических характеристик каналов и их конструктивных особенностей;
- грамотную эксплуатацию канала в пусковой и начальный периоды его эксплуатации /5,6/.

Эксплуатационный режим магистральных каналов Хорезмской области до пуска в эксплуатацию Тямуянского гидроузла характеризовался:

- поступлением воды с большим (до 10 кг/м^3 и более) содержанием наносов;
- выполнением значительных объемов русловыправительных работ в реке для обеспечения водозабора плановых расходов в магистральные каналы, а также мероприятий по инженерной защите культурных прибрежных земель от смыва и затопления со стороны реки;
- работой каналов в режиме, способствующем заилению, для

ослабления которого значительная часть наиболее крупных фракций задерживалась в головных и внутрисистемных отстойниках (табл. I);

выносом на орошаемые земли заметного количества мелких плодородных илистых частиц, оказывающих благоприятное влияние на питательный режим и улучшающие противозерозионные свойства почв.

Ввод в эксплуатацию Тямунского гидроузла с водохранилищами оказал как положительное, так и отрицательное влияние на эксплуатацию оросительных каналов.

К положительному эффекту можно отнести:

повышение водообеспеченности "подвешенных" орошаемых площадей за счет сезонного регулирования жидкого стока реки, позволяющего производить водоподачу в необходимых количествах и в оптимальные для полива сельскохозяйственных культур сроки;

снижение объемов сброса излишних расходов воды в отводящую сеть, а также других непроизводительных потерь воды;

сокращение поступления из реки в магистральные каналы в процессе водозабора крупных песчаных фракций разных наносов.

Факторов, отрицательно повлиявших на эксплуатацию оросительных каналов, к сожалению, значительно больше:

снижение уровней воды в реке на участке головного водозабора в действующие каналы вследствие общего размыва русла реки ниже гидроузла осветленной водой, затрудняющее водозабор через основные и подпитывающие головы оросительных каналов (забор воды в Ташсакинскую оросительную систему, как и в другие оросительные каналы Хорезма, пока осуществляется из нижнего бьефа гидроузла, а не из верхнего, как предусмотрено проектом);

переформирование гидравлических и наносных характеристик магистральных каналов из-за пропуска осветленной воды, деформация поперечного и продольного профилей каналов и снижение уровней воды в них, что затруднило обеспечение командования основными отводами;

увеличение объема укрепительных работ в руслах магистральных и распределительных каналов (объем таких работ по каналам Ташсакинской системы составил: 1980 г. — не было, 1981 г. — 120, 1982 г. — 5410, 1983 г. — 2583 м³ и в последующие годы около 2000 м³ ежегодно);

Фактические объемы годовой очистки подводящих и магистральных
каналов Ташсакинской системы (Хорезмская область УзССР)
до постройки Ташмунского гидроузла

Таблица I

Показатели	1961	1962	1963	1964	1965	1966	1967	1968	1969	1970	Средн.
Средний расход на начальном участке (канал Ташсака), м ³ /с	158	162	175	169	174	201	166	185	199	212	179
Объем поступивших взвешенных наносов, тыс.м ³	8732	7937	9815	8602	7083	8737	10480	10789	17842	9093	9914
Годовой объем очистки подводящей части, тыс.м ³	3068	2715	3277	4725	4361	4569	3893	4112	3856	3720	3880
Годовой объем очистки магистральной части, тыс.м ³	342	518	453	71	95	209	467	465	410	462	352
Общий объем очистки, тыс.м ³	3410	3233	3730	4796	4456	4808	4360	4577	4226	4182	4600
Удельные показатели на 1000 м ³ шлюзного стока											
Очистка подводящей части, м ³	0,82	0,81	0,91	1,43	1,17	0,97	0,99	0,93	0,97	0,88	0,98
Очистка магистральной части, м ³	0,09	0,15	0,13	0,02	0,03	0,51	0,12	0,10	0,10	0,10	0,14

рост фильтрационных потерь из каналов из-за смыва противофильтрационного коьматационного слоя, образовавшегося по смоченному периметру русла в результате осаждения мелких илистых частиц при пропуске мутной воды в предшествующий период;

необходимость выполнения значительных объемов очистки распределительной и межхозяйственной сети для удаления продуктов общего размыва русла вышележащих участков осветленной водой.

зарастание участков каналов, пропускающих осветленную воду с малым содержанием илистых частиц, водорослями и другой водолюбивой растительностью, что увеличивает шероховатость русла и уменьшает его пропускную способность;

экологические последствия, проявляемые в виде заболачивания земель и усиления вторичного засоления почв на массивах вдоль канала в результате разрушения коьматационного слоя русла и резкого увеличения фильтрационных потерь воды из канала.

Необходимо подчеркнуть, что, когда в Ташсакинский магистральный канал в соответствии с проектом вода будет забираться из верхнего бьефа (руслового водохранилища), осветленность воды будет максимальная и перечисленные выше отрицательные последствия как результат резкого нарушения наносного режима канала могут усугубиться.

Некоторые из указанных выше отрицательных факторов наблюдаются и при эксплуатации Кызылкумского магистрального канала, забирающего осветленную, практически чистую воду из Чардаринского водохранилища на р.Сырдарье. По проекту русло канала рассчитано на расход до $200 \text{ м}^3/\text{с}$ на участке длиной более 100 км, трапецеидального сечения без крепления. На начальном участке до ПК - 270-08) дно канала сложено песком и супесью, а откосы - супесчаные и суглинистые.

Продольный уклон канала $J = 0,00006$ (от ПК 14 до ПК 269 - 80) является предельно неразмывающим уклоном, при котором скорость в канале на $0,01 \text{ м/с}$ меньше проектной

Тем не менее, как показали многолетние натурные наблюдения и исследования, русло канала на начальном участке подвержено общему размыву, на этом участке наблюдается интенсивное движение донных наносов в виде ленточных гряд. Образованию твердо-

го стока в канале в определенной степени способствует ветер, который дует, особенно со стороны левого берега, мелкий барханный песок. Однако основная причина все же – общий размыв русла канала в результате недогруженности потока наносами до своей транспортирующей способности /4,8/, а также волновые явления как следствие воздействия ветра на поток и интенсивного размыва откосной части русла.

Нарушение устоявшегося наносного режима в ирригационных каналах всегда приводит к отрицательным последствиям. Так, например, после ввода в эксплуатацию I очереди Тахиаташского гидроузла (1974 г.) бытовой режим наносов в реке резко изменился. Соответственно изменился и режим наносов в каналах, забирающих воду из Амударьи. Мутность воды, поступающей в каналы в 1975–1978 гг., изменялась от 0,1 до 8,0 кг/м³. В первые годы эксплуатации гидроузла фракционный состав взвешенных наносов заметно изменился. До 1974 г. в составе наносов преобладали мелкие частицы. В дальнейшем максимальная крупность наносов увеличивалась: в 1976 г.

$W_{\text{макс.}} = 23,4$ мм/с, 1978 г. – 32,8 и в 1984 г. – 33,0 мм/с. Объясняется это явление оседанием наносов в верхнем бьефе гидроузла. Изменение гидравлических характеристик магистральных и распределительных каналов видно из данных табл. 2.

Таблица 2

Канал	Максимальный расход воды м ³ /с	Средняя скорость потока, м/с	Ширина канала по урезу, м	Средняя глубина потока, м
Кызкеткен	<u>230</u> 310	<u>1.22</u> 1,41	<u>49.0</u> 57,5	<u>3.4</u> 3,9
Каналы распределители:				
Кегейли	<u>103</u> 120	<u>0.81</u> 0,95	<u>45.0</u> 46,5	<u>2.5</u> 3,8
Куванышжаума	<u>100</u> 125	<u>0.86</u> 0,90	<u>46.0</u> 48,0	<u>2.52</u> 3,00
им. В. И. Ленина	<u>105</u> 130	<u>0.77</u> 0,83	<u>43.4</u> 44,7	<u>3.10</u> 3,50
Параллельный	<u>90</u> 120	<u>0.76</u> 0,78	<u>40.5</u> 47,6	<u>2.00</u> 3,20

Примечание. В числителе – до ввода в эксплуатацию Тахиаташского гидроузла (1973 г.), в знаменателе – после ввода (1975 г.).

Плотинный водозабор резко увеличил водообеспеченность всех каналов и этим немедленно воспользовались — забор воды в канале увеличился на $1/3 - 1/4$ от первоначального. Соответственно изменились все гидравлические характеристики каналов. Изменение наносного режима в реке в створе гидроузла привело к следующим последствиям:

подача форсированных расходов с возросшими скоростными характеристиками в стабилизировавшиеся в процессе длительной эксплуатации русла каналов вызвала интенсивную деформацию ложа канала, срыв верхнего колыматационного слоя русла и резкое увеличение (в $1,5 - 2,5$ раза) фильтрационных потерь воды;

процесс деформации (размыва) русла сопровождался образованием неровностей и изломов по смоченному периметру русла, вследствие чего резко возрос коэффициент шероховатости (в 1975-1976 гг. коэффициент шероховатости n , по Маннингу, в головной части канала Кызкеткен колебался от 0,030 до 0,035, затем, по мере стабилизации русла и образования нового колыматационного слоя, среднее значение его снизилось до обычного — 0,020-0,022);

в период стабилизации русел каналов (1974 — 1980 гг.), несмотря на снижение мутности забираемой в каналы воды, объемы очистных работ в каналах не уменьшились, а, наоборот, кое-где даже возросли.

Таким образом, устойчивая и технологически удовлетворительная работа ирригационных каналов существенно зависит не столько от режима жидкого стока, сколько от наносного режима в канале, степени отклонения от устоявшегося режима наносов. В связи со сказанным, важное практическое значение приобретают прогнозирование возможных изменений или направлений изменений в наносном режиме канала и на основе этого выбор эксплуатационных мероприятий, направленных на устранение или снижение отрицательных последствий.

В качестве примера рассмотрим возможные последствия влияния пуска в эксплуатацию нового канала "Ташаузская ветка" в низовьях Амударьи на наносный режим в каналах Ташсакинской оросительной системы.

Канал "Ташаузская ветка" рассчитан в перспективе на расход более $200 \text{ м}^3/\text{с}$ (проектные данные не обнародованы), поскольку Ташаузская область ТССР сегодня забирает из Ташсакинской ороси-

тельной системы расходы порядка $200 - 220 \text{ м}^3/\text{с}$, что составляет примерно половину пропускной способности магистрального канала Ташсака в его головной части ($400 \text{ м}^3/\text{с}$). Следовательно, полный пуск канала "Ташаузская ветка" в эксплуатацию означает сокращение наполовину забора воды в каналы Ташсакинской системы, что чревато значительными эксплуатационными затруднениями и потерями. Назовем основные из них, обусловленные ожидаемыми изменениями в режимах жидкого и твердого стока в каналах Ташсакинской системы:

при изменении наполовину пропускной способности магистральных каналов уровни воды снизятся на $1,5 - 2,0 \text{ м}$ и более, в результате теряется командование на распределительных и межхозяйственных каналах в Хорезмской области. Единственный реальный выход из этого положения — создание повсеместного подпорного режима протекания в магистральных и распределительных каналах. Возможные альтернативные решения ("ужение" русла каналов, переход на машинный водоподъем и т.д.) с технической и технико-экономической точек зрения не выдерживают никакой критики;

из-за подпорного режима протекания потока в магистральных и распределительных каналах скорости течения в бьефах между перегораживающими сооружениями резко замедляются, что приводит к переосветлению потока в бьефах и интенсивному размыву русла каналов ниже сооружений. В результате объемы очистных и защитных работ в каналах могут оказаться не меньшими, чем до ввода нового канала в эксплуатацию, хотя забор воды в Ташсакинскую систему сократится наполовину;

из-за поддержания уровней (глубин) воды в магистральных каналах в прежних отметках фильтрационные потери также сохранятся на прежнем уровне, но зато КПД магистральных и распределительных каналов заметно снизится.

По исследованиям И. Каландарова, потери воды на фильтрацию только на магистральных участках и распределительных каналах Ташсакинской оросительной системы при пропуске расходов порядка $350 - 400 \text{ м}^3/\text{с}$ составляли $30 - 32 \text{ м}^3/\text{с}$, при этом КПД равен $0,91 - 0,92$. Но если эти потери отнести к расходам Ташсакинских каналов в новых условиях с подпорным режимом протекания воды, то при $Q = 200 - 220 \text{ м}^3/\text{с}$ КПД магистральных и распределительных каналов будет равен уже $0,86 - 0,87$. Отсюда нетрудно подсчитать разни-

цу в стоках фильтрационных потерь для Хорезмской области УзССР¹⁾, которая составит только в вегетационный период не менее 150 млн. м³ воды в год.

Из-за осветления и переосветления воды на участках магистральных и распределительных каналов прекратится доступ мелких взвешенных наносов, в том числе содержащих органические частицы и микроэлементы /3/, в хозяйственные каналы и оросители, что отрицательно скажется на хозяйствах Хорезмской области (возможны размыв и углубление русла внутрихозяйственных каналов и оросителей; увеличение фильтрационных потерь не только на внутрихозяйственных оросительных системах, но и непосредственно в поле; повсеместный и интенсивный подъем уровня грунтовых вод; ухудшение работы КДС).

Строительство канала "Ташаузская ветка" завершено, ведутся подготовительные работы для пуска I очереди с расходами 70-80 м³/с. Здесь не рассматривается, какие последствия можно ожидать для прилегающих к каналу территорий в пусковой период и период стабилизации русла канала, который, судя по опыту Каракумского канала, может продолжаться несколько лет /6/. Но отсечение оросительных систем Ташаузской области от Ташсакинской системы и подключение их к новому магистральному каналу, как уже отмечалось, чревато большими осложнениями и потерями. В какой степени отмеченные последствия проанализированы при проектировании канала "Ташаузская ветка", какие предусмотрены при этом компенсационные мероприятия, остается неизвестным, поскольку сведения о проекте канала, его технико-экономические и экологические характеристики не обнародованы, следовательно, не обсуждены специалистами и общественностью.

Как следует из рассмотренных выше примеров эксплуатации крупных оросительных каналов и систем, недоучет значения наносного режима при проектировании и организации эксплуатации каналов, а также возможных изменений режима в процессе эксплуатации может привести к сбою в работе оросительных систем или их отдельных составляющих, вызвать массу отрицательных последствий, включая напряженность в организации технической эксплуатации канала (дополнительные очистные, руслоукрепительные и другие работы).

При попытках создания математической модели функционирования и управления работой оросительных систем вопросы наносного

1) Сегодня Ташсакинская ОС обеспечивает водой Хорезмскую и Ташаузскую (ТССР) области.

режима системы должны занимать центральное место, поскольку оптимизация затрат при достижении запланированных целей целиком зависит от устойчивой работы оросительных систем во времени и в пространстве, следовательно, от рационального управления их наносным режимом.

Список использованной литературы

1. Абальянц С.Х. Устойчивые и переходные режимы в искусственных руслах. — Л.: Гидрометеиздат, 1981. — 240 с.
2. Алтуний В.С. Мелиоративные каналы в земляных руслах. — М.: Колос, 1979. — 225 с.
3. Балакаев Б.К. Каракумский канал. — Ашхабад: Илим, 1979.
4. Гришанин К.В. Устойчивость рек и каналов. — Л.: Гидрометеиздат, 1974. — 145 с.
5. Ефремов А.В. Влияние осветленного потока на техническое состояние каналов // Вопросы гидротехники. — 1965. — Вып. 26.
6. Кадыров А.А., Буланкин В.М. Стабилизация русел крупных каналов в несвязных и полусвязных грунтах. // Труды Союзводпроект. 1982. — С. 61-69.
7. Костяков А.И. Основы мелиораций — М.: Сельхозгиз, 1960.
8. Леви И.И. Динамика русловых потоков. — М.— Л.: Госэнергоиздат, 1957. — 252 с.
9. Петров Б.В. Исследование влияния мутности на формы и размеры открытых потоков: Дис. канд. техн. наук. — Ташкент, 1969.
10. Рахимов Ш.Х. Оптимальное управление системой "Канал — насосная станция — электрическая сеть". Модели и алгоритмы. Дис. докт. техн. наук. — Ташкент, 1977. — 38 с.
11. Шапиро Х.Ш. Регулирование твердого стока при водозаборе в оросительные системы. — М.: Колос, 1983.

Х.Х.Ишанов, канд.техн.наук

Х.А.Курбанов

(НПО САНИИРИ)

ИССЛЕДОВАНИЕ МЕРОПРИЯТИЙ ПО ВОДООБЕСПЕЧЕНИЮ БЕСПЛОТИННОГО ВОДОЗАБОРА В ГАРАУТИНСКИЙ МАГИСТРАЛЬНЫЙ КАНАЛ

Для орошения Гараутинского массива общей площадью 9191 га (из них 5749 га занято хлопчатником) в Джаликульском районе Таджикистана в 1967 г. построен машинный магистральный канал Гарауты. Подъем воды для орошения из р.Вахш осуществляется каскадом из семи насосных станций.

На правом берегу р.Вахш, у железнодорожного моста Яван-Термез, построено головное водозаборное сооружение с тремя пролетами шириной по 2,5 м, которые снабжены сороудерживающими решетками и плоскими затворами с электрическими приводами. За головным сооружением расположено подводящее русло-отстойник длиной 485 м. Концевой участок отстойника имеет четыре пролетных регулирующих сооружения с плоскими затворами.

Вода из р.Вахш через головное сооружение попадает в подводящее русло-отстойник, а затем в аванкамеру насосной станции первого подъема. Аванкамера имеет автослив и сбросное отверстие с плоским затвором.

В маловодные периоды года Гараутинское водозаборное сооружение не обеспечивает водопотребления магистрального канала. Для полного покрытия графика водопотребления из канала Янгиабад построен дополнительный подпитывающий канал, головной участок которого имеет двухпролетное регулирующее сооружение с плоскими затворами.

Данные по эксплуатации Гараутинского водозаборного узла показали, что при расходах реки меньше $300-400 \text{ м}^3/\text{с}$ обеспечение планового водопотребления канала становится невозможным.

Для обеспечения планового водопотребления Гараутинского магистрального канала в 1986 г. на участке р.Вахш у водозабора были выполнены в большом объеме руслорегулировочные работы. Однако из-за неправильного выбора места и конструкций сооружений при паводковых и аварийных сбросах из вышерасположенных ГЭС сооружения быстро размывались.

Гарантированное водообеспечение Гараутинского магистрального канала требует разработки инженерных мероприятий по регулированию участка р. Вахш на основе серьезных натурных и лабораторных исследований. В 1987–1988 гг. нами проведены натурные, а в 1988 г. модельные исследования, изучены гидрологические характеристики р. Вахш и режим эксплуатации Гараутинского водозаборного комплекса.

Река Вахш после строительства Головной, Байпазинской и Нурекской ГЭС полностью зарегулирована. После ввода в эксплуатацию указанных ГЭС гидрологические характеристики потока и русловой процесс реки резко изменились. Поступление осветленной воды ниже Головной ГЭС вызвало сильные размывы русла и изменение русловых характеристик дна. По данным САО Гидропроекта, в 1963 г. объем размыва составил 3,07 млн. м³, а объем намыва 0,73 млн. м³. В 1964 г. значения указанных величин соответственно были равны 3,49 и 0,64 млн. м³. После 1964 г. участок р. Вахш ниже Головной ГЭС не исследовался.

За длительное время движения реки в зарегулированном режиме (более 26 лет) ниже Головной ГЭС поток сформировал необходимое себе русло.

Установлено, что среднегодовые расходы воды ниже Головной ГЭС составили в 1986, 1987 и 1988 гг. соответственно 280, 321 и 870 м³/с. Наиболее многоводный месяц для р. Вахш – июль. Для указанных лет максимальный среднемесячный расход соответственно равен 786, 738 и 1128 м³/с, минимальный – 47, 182 и 158 м³/с.

В маловодном 1986 г. расход воды в отдельные периоды уменьшался до 12 м³/с.

Нами проведены натурные исследования на участке р. Вахш у головного водозабора Гарауты, а также на подводящем тракте насосной станции. Исследованы уровенный режим реки, измерены поперечные сечения и расход воды на характерных створах, изучен состав донных отложений.

Уровень воды фиксировался одновременно на восьми створах исследуемого участка. По данным измерений подсчитаны средние значения уклона водной поверхности при различных расходах воды.

На рис. 1, 2 и 3 приведены графики изменения уровня воды у головного водозабора и среднего уклона исследуемого участка реки в зависимости от изменения расхода воды в створе ниже Головной ГЭС. Установленные закономерности позволяют определить возможный уровень воды у водозабора и уклон водной поверхности в зависимости от расхода воды.

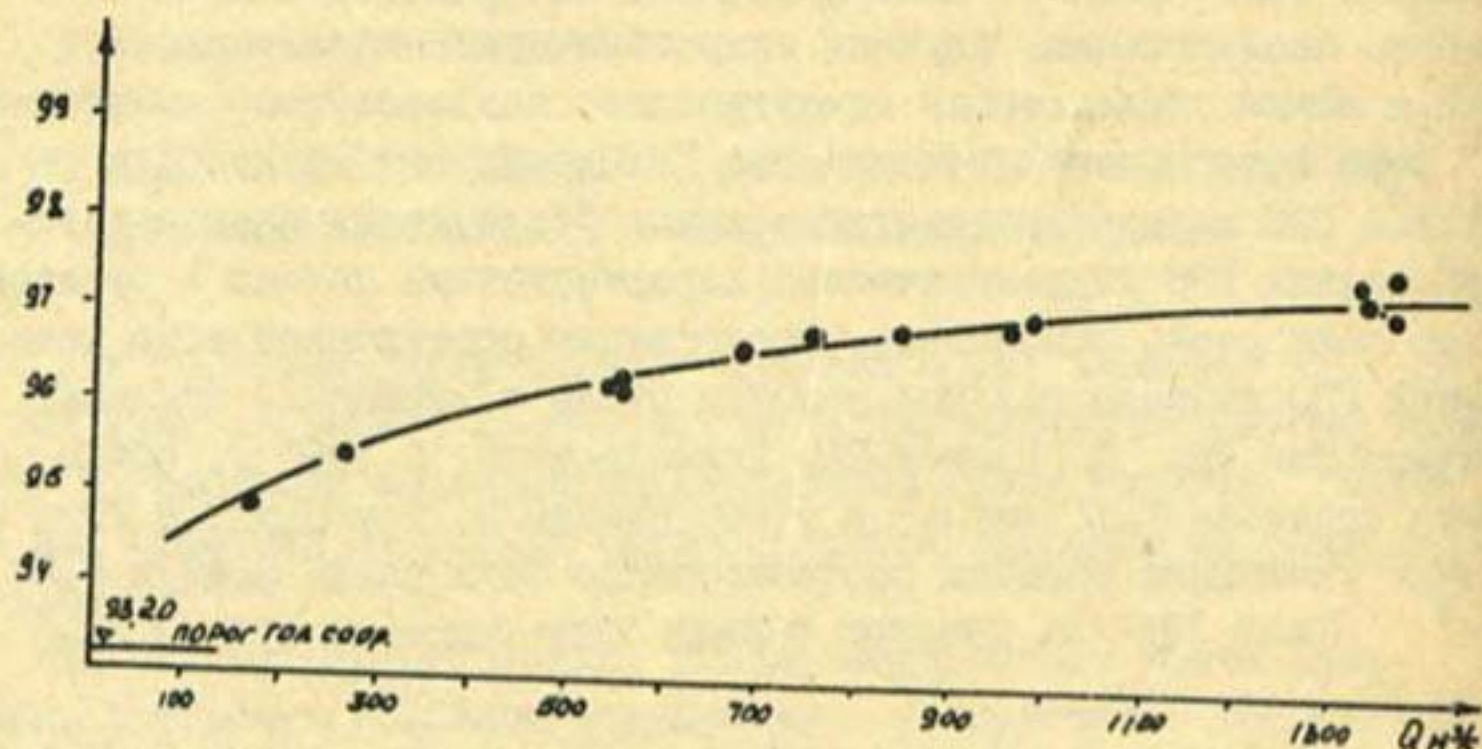


Рис. 1. График изменения отметки уровня воды в р. Вахш у Гараутинского водозабора

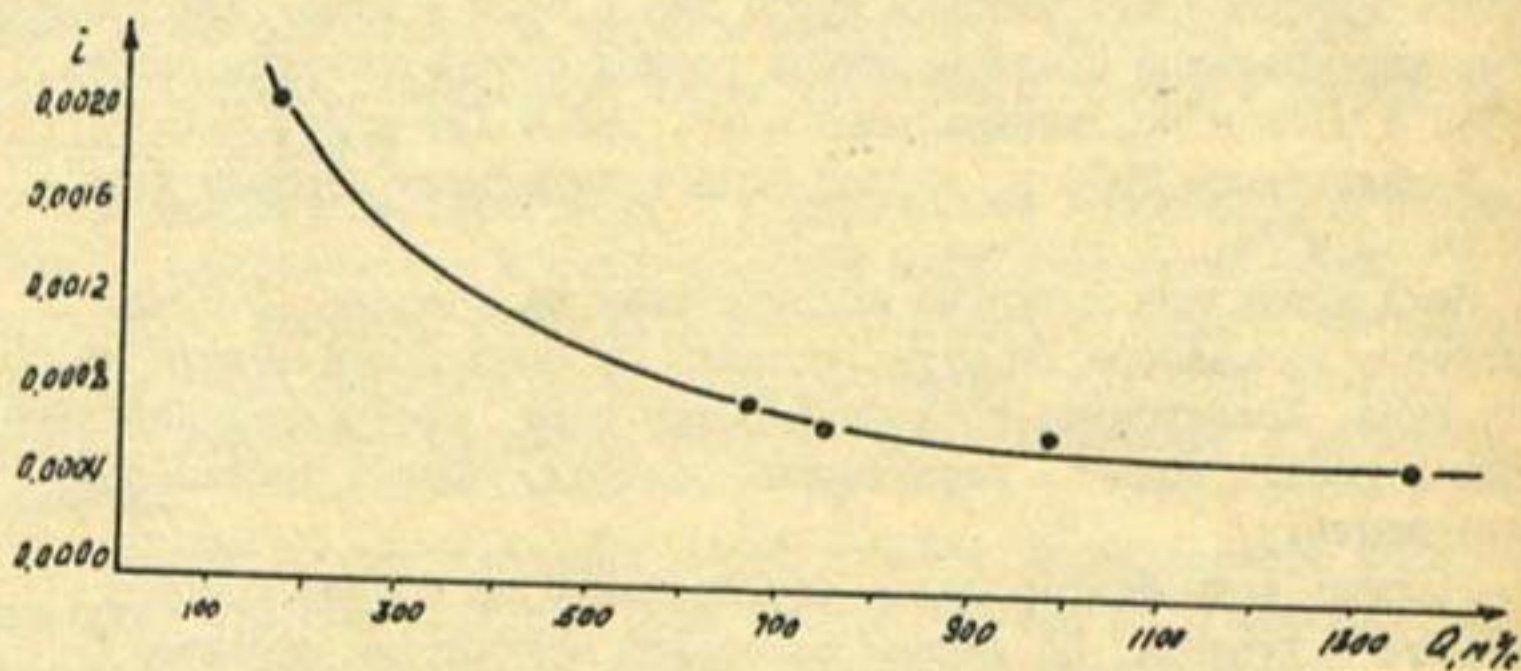


Рис. 2. Изменение уклона водной поверхности на участке р. Вахш у головного Гараутинского водозабора в зависимости от среднесуточных расходов воды, измеренных на створе ниже головной ГЭС.

Для изучения гранулометрического состава донных отложений взяты пробы. Результаты механического анализа приведены ниже

мм	40	40-20	20-10	10-5	5-2,5	2,5- 1,25	1,25- 0,625	0,625- 0,315	0,315- 0,14	0,14
% по весу	24,44	49,44	18,12	1,4	0,093	0,037	0,06	0,84	4,65	0,92
	36,97	34,92	15,48	2,10	0,47	0,14	0,12	3,33	6,19	0,28

Расчеты показали, что средневзвешенная крупность донных отложений составляет 27-28 мм, а их объемная масса 1,9 т/м³.

По данным натурных исследований подводящего русла нами построены его фактические поперечные сечения и продольный профиль.

На рис.3 представлены поперечные сечения подводящего русла, измеренные на ПК 2 в 1987 и 1988 гг., и нанесены проектные сечения русла. Как видно из рис., проектное сечение сильно заилилось, толщина заиления изменяется от 0,8 до 2,7 м. Фактическая отметка порога головного водозабора на 0,1 м ниже проектной (рис.4).

Установлено, что одной из причин недостаточной водообеспеченности Гараутинского магистрального канала являются потери пропускной способности подводящего русла из-за его заиления, вызванного поддержанием высокого уровня в аванкамере при малых водозаборах в канал.

Понижение уровня воды в аванкамере из-за увеличения высоты подъема может привести к некоторому снижению производительности агрегатов, при чрезмерном понижении образуется воздушная воронка у всасывающей трубы, что приводит к срыву вакуума из полости агрегата.

Нами проведен натурный эксперимент, заключающийся в том, что уровень воды в аванкамере понижали путем поэтапного открытия затвора сбросного отверстия. На каждом этапе фиксировали уровень воды в Гараутинском канале.

Полное открытие затвора позволило снизить первоначальный уровень воды в аванкамере с отметки 95,97 до 95,33 м, т.е. на 0,64 м. При этом уровень воды в магистральном канале снизился на 0,06 м, что привело к уменьшению общего расхода воды в канале на 2,6 %. При этом образования воздушных воронок у всасывающих трубопроводов не наблюдалось. Напор над трубой равен 2,31 м.

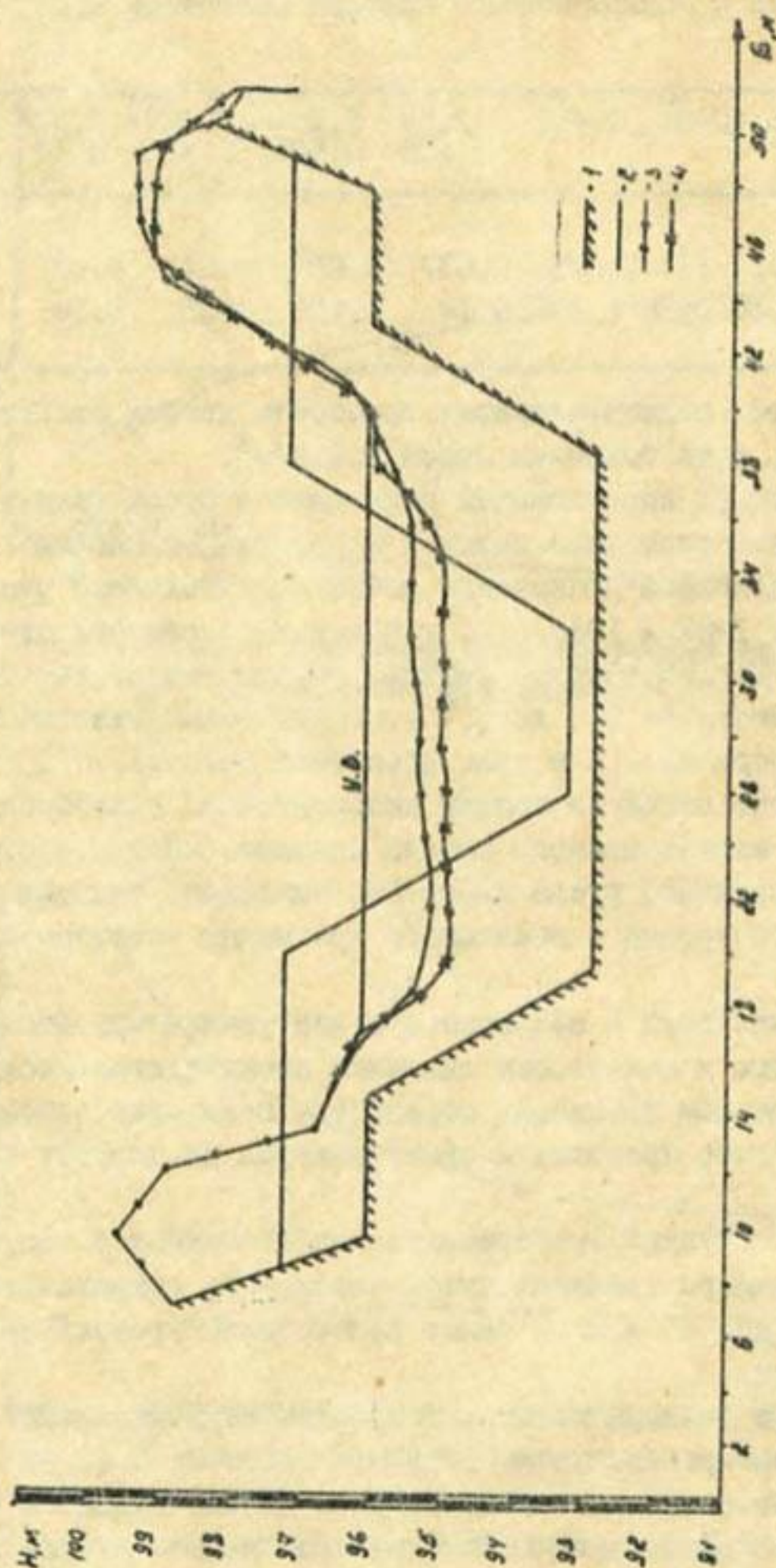


Рис.3. Поперечные сечения подводящего русла Гараутинской насосной станции на ПК-2:

1 - проектное сечение; 2 - рекомендуемое сечение;
3 и 4 - фактические сечения, измеренные 19.06.87 и
23.07.88 г.

Расчеты, проведенные по методике, изложенной в /2/, показали, что воздушная воронка над трубопроводом может образоваться при напоре над трубой менее 0,55 м. При снижении уровня воды в аванкамере до отметки 94,50 м, что соответствует напору над трубой 1,48 м, воронкообразования, судя по данным исследований, не происходит.

Изучив эксплуатационный режим подводящего тракта и насосной станции Гарауты, мы пришли к заключению, что одним из главных условий водообеспечения Гараутинского магистрального канала является сохранение пропускной способности подводящего русла.

Ежегодная очистка подводящего русла из-за его большой ширины и отсутствия подъездов со стороны левого берега очень затруднительна, поэтому, по нашему мнению, подводящее русло необходимо эксплуатировать в незаиллюющем и неразмывающем режимах, что требует его реконструкции по оптимальным параметрам.

В связи с этим нами выполнен гидравлический расчет. Исходные данные – расчетный расход $14,4 \text{ м}^3/\text{с}$; грунт – глина. Линией дна против проектного рекомендуется принять линию, соединяющую конец рисбермы с отметкой 93,2 м, с порогом конечного сооружения с отметкой 92,8 м (рис.4). При этом уклон рекомендуемого дна $i = 0,00092$.

Согласно нормативу /3/, для глинистых грунтов при расходе $14,4 \text{ м}^3/\text{с}$ коэффициенты заложения откоса и шероховатости соответственно равны: $m = 1,5$ и $n = 0,0225$.

Расчетами установлена оптимальная ширина по дну $b = 6,0 \text{ м}$. При указанных гидравлических элементах вычислены нормальная и критическая глубины: $h_n = 1,348$ и $h_{кр} = 0,675 \text{ м}$.

Подсчитаны кривые свободной поверхности воды при расчетных глубинах в конце подводящего русла 2,0; 2,6; 3,1 м (рис.4). Все кривые свободной поверхности находятся в зоне "а" и имеют форму подпора.

Установлено, что для обеспечения расчетного расхода воды насосной станцией при расчетных уровнях воды в аванкамере 95,4; 94,8 и 95,9 м на пороге головного водозабора соответственно необходимы напоры 1,6; 2,2 и 2,7 м. Такие напоры, согласно графику $H = f(Q)$ (см. рис.1), могут наблюдаться при расходах воды на р.Вахш 140, 265, 430 $\text{м}^3/\text{с}$.

Вычисления показали, что при глубинах 2,0, 2,6 и 3,1 м средние скорости течения соответственно составляют 0,43; 0,56 и 0,8 м/с в конце подводящего русла.

При средневзвешенной гидравлической крупности взвешенных

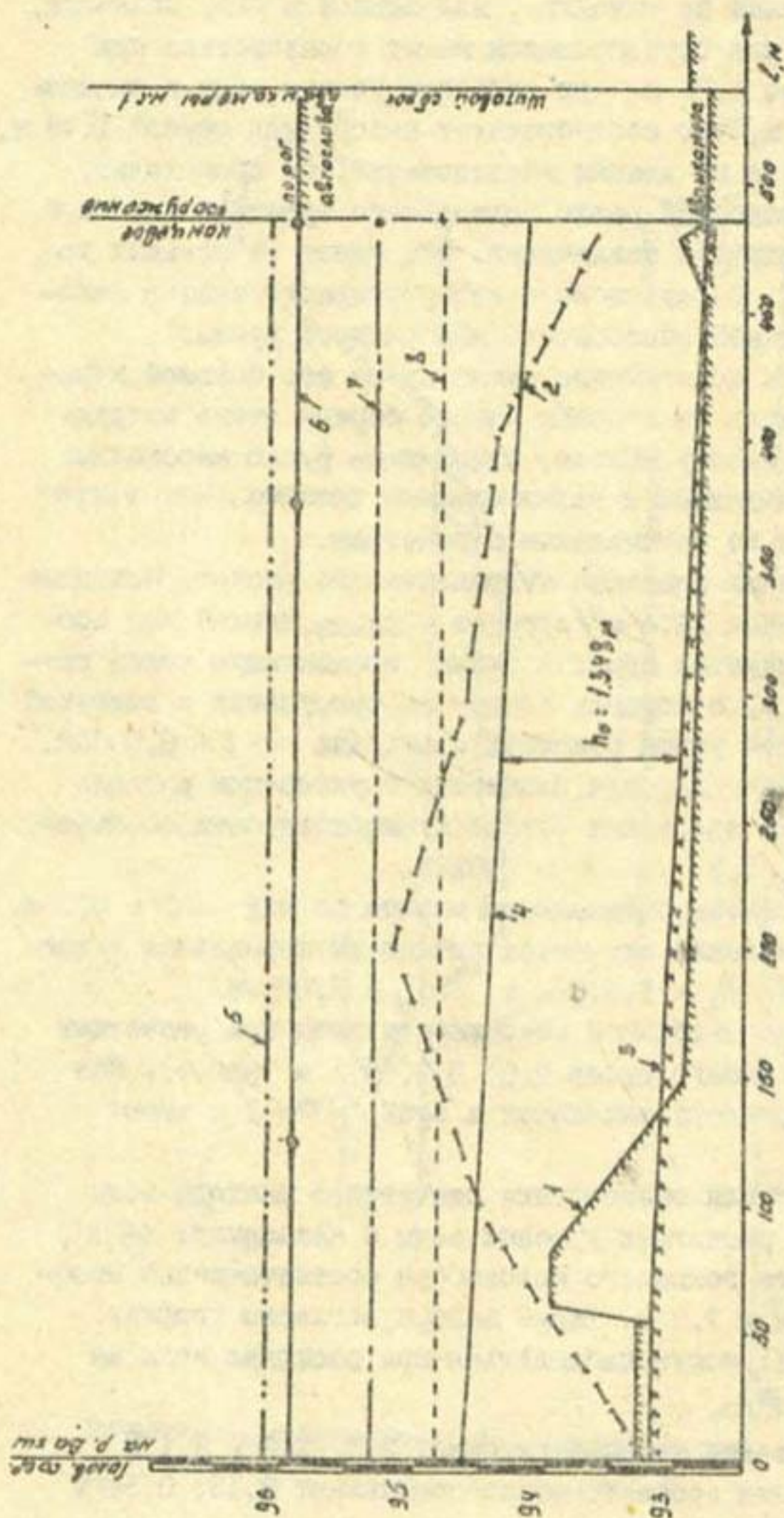


Рис. 4. Продольный профиль подводящего русла насосной станции Гарауты:

- 1 - проектное дно; 2 - существующее дно, измеренное 23.07.88 г.;
 3 - дно рекомендуемого русла; 4 - нормальная глубина;
 5 - кривая подпора, измеренная 15.04.87 и 23.07.88 г.;
 6 - расчетная кривая подпора при УВ в аванкамере 95,9 м;
 7 - то же, при 95,3 м;
 8 - то же, при 94,8 м.

насосов $W \leq 1,5 \text{ мм/с}$ ($d = 0,05 \text{ мм}$) незаиляющая скорость течения, согласно формуле А.Гиршкана /1/, равна $0,56 \text{ м/с}$.

Сравнивая эту скорость со скоростями течения, формируемыми при разных уровнях воды, можно установить, что незаиляющий режим в подводящем русле формируется при глубине потока в конце русла менее $2,6 \text{ м}$, что соответствует отметке уровня воды $95,9 \text{ м}$.

При напоре у головного водозабора более $2,2 \text{ м}$ ($Q = 265 \text{ м}^3/\text{с}$) незаиляющий режим в подводящем русле можно обеспечить путем форсирования расхода. Для этого потребуется открыть затвор сбросного отверстия аванкамеры и увеличить расчетный расход на $20-30 \%$.

Таким образом, на основе натурных исследований определены закономерности изменения уровня воды и уклона водной поверхности на участке у головного водозабора Гараути. Установлено, что для водообеспечения Гараутинского магистрального канала необходимо реконструировать подводящее русло. Разработаны рекомендации по оптимальным параметрам русла, обеспечивающие его незаиляемость и неразмываемость.

При расходах менее $140 \text{ м}^3/\text{с}$ обеспечение гарантированного водозабора из р.Вахш потребует проведения дополнительных модельных исследований и разработки инженерных мероприятий по регулированию стока и наносов. Установленные закономерности и рекомендации являются основой для проведения указанных исследований.

ЛИТЕРАТУРА

1. Гиршкан А. Устойчивое сечение оросительных каналов / Гидротехника и мелиорация. - 1950. - № 3. - С.3 - 19.
2. Киселев П.Г. Справочник по гидравлическим расчетам. М.: 1974. - 313 с.
3. Руководство по проектированию и строительству оросительных каналов. М.: 1977. - 94 с.

М.Мирзиятов, канд.техн.наук

(САНИИРИ им. В.Д.Журина)

МЕРОПРИЯТИЯ ПО РЕГУЛИРОВАНИЮ РУСЛА р.СУРХАНДАРЬИ В РАЙОНЕ БЕСПЛОТИННОГО ВОДОЗАБОРА КАНАЛА КУМКУРГАН

В связи с увеличением площади поливных земель, "подвешенных" к территории канала Кумкурган, и резким изменением русловой обстановки в результате эксплуатации Тупалангского водохранилища русло канала ежегодно заполняется наносами и забор воды осложняется. Для регулирования русла и режима наносов необходимо разработать комплексные мероприятия, включающие строительство и совершенствование защитно-регулирующих сооружений в русле реки, у водозаборного узла. Для увеличения и улучшения условий бесплотинного водозабора в период межени и половодья и режима эксплуатации самого канала, а также количественной оценки осаждаемых и транспортируемых наносов при резком увеличении водозабора на орошение нами в течение 1988-1989 гг. выполнены натурные и модельные исследования, результаты которых приводятся ниже.

Полевые исследования проведены на р. Сурхандарье и в подводящей части канала Кумкурган, где построены водозаборные и защитные сооружения. Задачи полевых исследований заключались в изучении защитных свойств сооружений дамб из местного грунта и свайных конструкций, разработке мероприятий для планового водозабора с меньшим захватом наносов в канал. Методика проведения натурных исследований и описание предложенной конструкции сооружений приведены в / 1,2/.

Исследования реки в районе водозабора из канала Кумкурган в начале апреля 1988-1989 гг. показали, что русло подводящей части канала до створа 3 расположено примерно параллельно реке (рисунок), а после створов 4-5 поворачивает к западу. До створа 3 левый берег канала отделен от реки дамбой из местного грунта, откосы и основания которой укреплены свайными шпорами, деревянными и железобетонными, высотой до 3 м. Эти сооружения из-за поднятия уровней воды в настоящее время только вступили в работу. Поток, входя из головной части в подводящую часть канала (створы 1-2), сваливался вначале на правый берег и размывал его, затем на левый (створ 3). На этих участках в течение вегетационного периода проводились наблюдения за уровнями воды и измерения скорости течения, выполнялась мензурь-

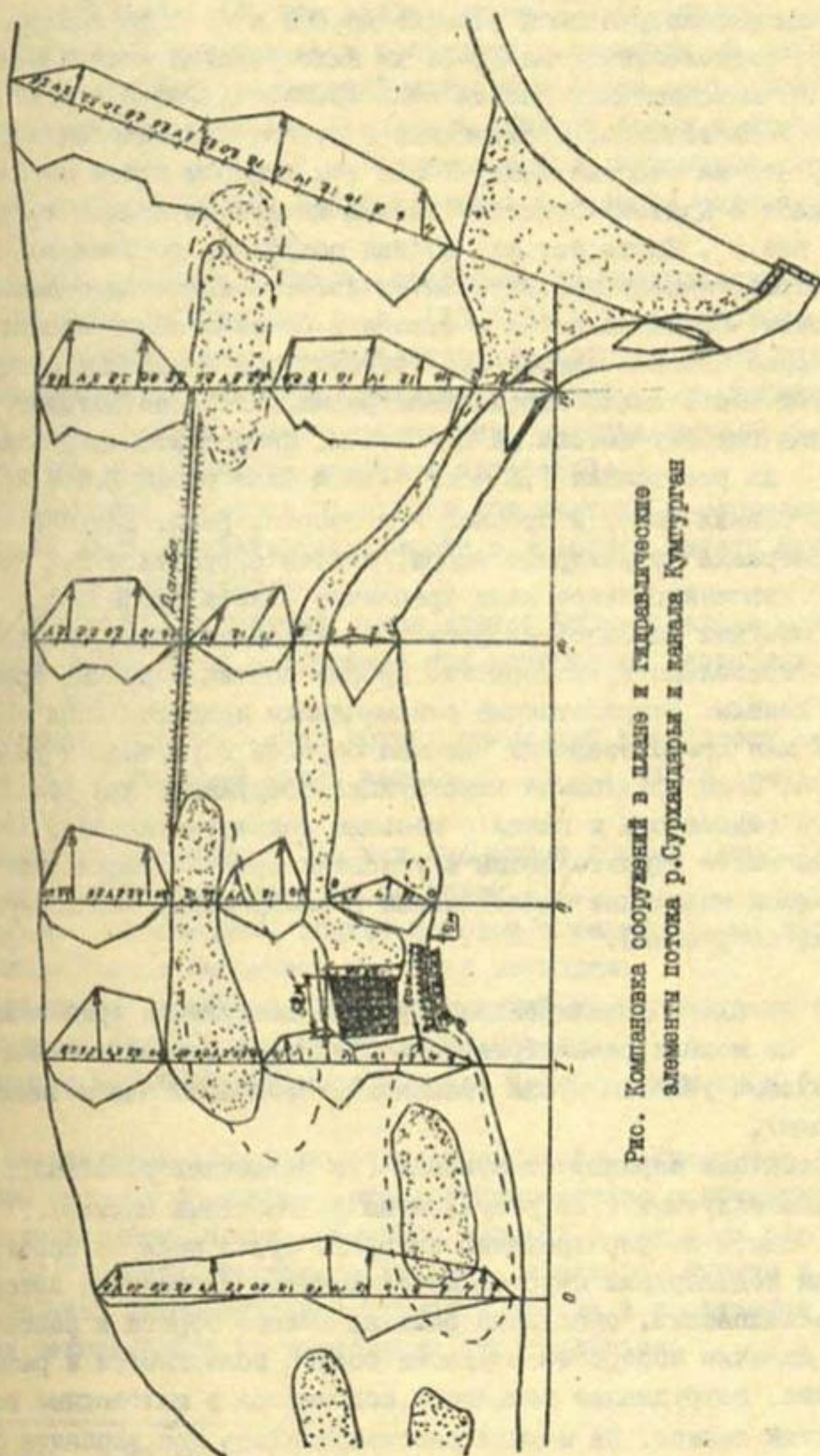


Рис. Компановка сооружений в плане и гидравлические
элементы потока р. Сурхандарья и канала Кумтурган

ная съемка. Наиболее высокий паводок 1988 г. был вызван ливневым дождем в ночь на 15 мая 1988 г. Он сопровождался подъемом расхода воды на рассматриваемом участке до $688 \text{ м}^3/\text{с}$ (по замерам на посту Шурчи, расположенном на 12–14 км ниже участка исследования). В 1989 г. максимальный расход воды прошел 11 мая и достиг $225 \text{ м}^3/\text{с}$.

Исследования, проведенные в период прохождения паводка, показали, что на участке между 1-м и 2-м створом поток затопил островки свалился к правому берегу и размыв хлопковые поля и колхозную ферму (см. рис.). Часть потока, обойдя островок, устремилась по правому новообразованному притоку. Затем поток соединился с левым основным притоком. Основной поток в створе 2+60 свалился к продольной дамбе, основание которой закреплено тетраэдрическими сквозными сооружениями. На этом месте свала образовался размыв, глубина которого превысила среднюю глубину потока на 1 – 1,5 м. Скорости, измеренные вертушкой, на расстоянии 1,5 м от берега были равны 2,0 – 2,5 м/с. Поток размыв дамбу и прорвался в сторону реки, дальнейший его прорыв сдержали тетраэдрические шпory, снизив скорости с 2,5 до 1,2 м/с.

Рекомендованное нами крепление откоса дамбы между тетраэдрическими шпорами каменной наброской из крупных камней размерами до 0,5 м позволило предотвратить прорыв потока и размыв правого берега канала. Разработанные рекомендации являются лишь временной мерой для предотвращения размыва берегов и улучшения условий водозабора. Нами предложена конструкция сооружения для обеспечения планового водозабора в канал с меньшим захватом наносов. Компонировка его на месте строительства в условиях природы сложна, поэтому были проведены модельные исследования в лаборатории защитно-регулирующих сооружений.

Методика моделирования русла и сооружения приведена в /1/.

На модели рассматривались следующие варианты русла и сооружения бытовые условия русла (меженный, среднегодовые и паводковые расходы);

проектный вариант сооружения (в различных расходах);

рекомендуемый (по результатам фрагментных опытов).

Опыты по формированию бытового русла реки на пространственной модели подтвердили неустойчивый характер протекания потока на участке исследований, опасность размыва левого берега в районе створов 3–4, наличие поперечного уклона водной поверхности и размыва отметок дна, затруднение планового водозабора в маловодные годы и в меженный период. На модели рассматривались два варианта строительства сооружения:

1. С использованием конструкции струенаправляющей дамбы. Результаты опытов показали, что дамба (длина 300 м) стеснила русло реки на 50 % и поток направился к головному водозабору. В паводковый и меженьный периоды насыщенный мутностью поток направлен к голове подводящей части канала Кумкурган. Правый берег у водозабора в канал размывался до 10–15 м. Следовательно, установка струенаправляющей дамбы не решает вопроса планового забора воды с меньшим захватом наносов.

2. С использованием тифяков, состоящих из трехгранных полых пирамид с боковыми отверстиями (а.с. 1130643А)^{ж)} Этот вариант сооружения, предложенный нами, показал удачную работу: гасит энергию-скорость потока на 40–50 %; наличие в нижней части тифяка неподвижной воды препятствует размыву дна; глубина размыва на 15–20 % меньше, чем в варианте с каменной наброской.

Исследованиями русловых процессов при наличии берегозащитных сооружений на р. Сурхандарье в месте водозабора канала Кумкурган (1988–1989 гг.) установлены:

неустойчивость продольной дамбы длиной 600 м у входа к подводящей части канала и ее разрушение при паводковых скоростях течения 2,0–2,5 м/с;

гранулометрический состав донных отложений и мутности по глубине и длине подводящей части канала ($d_{cp} = 18–23,4$ мм; $\rho = 3–5$ г/л);

динамика распределения средних диаметров донных наносов по месяцам и их осредненные значения по годам /3/;

динамика распределения донных наносов с максимальным диаметром по месяцам и их осредненные значения по годам;

необходимость восстановления сооружений из местного материала и деревянных сипай после прохождения паводка.

осаждение в подводящей части канала наносов диаметром больше 1–2 см.

Для обеспечения планового водозабора в канал Кумкурган с меньшим захватом наносов предложено руслорегулирующее сооружение тифяков из трехгранных полых усеченных пирамид с боковыми отверстиями. Даны их габариты, месторасположение в натуре, ширина и длина самого тифяка, гидравлические элементы потока и сооружения. Разработаны рекомендации по технологии строительства.

ж) Бюл. изобр. № 47 от 23.12.84

Кроме того, предложены мероприятия по обеспечению водозабора в канал после полного вступления в действие Тупалангского водохранилища.

Ожидаемый экономический эффект от предложенных мероприятий составит 237,25 тыс. рублей.

Список использованной литературы

1. Мирзиятов М. Разработать мероприятия по регулированию русла в районе бесплотинного водозабора канала Кумкурган с меньшим захватом наносов. Отчет о НИР САНИИРИ ; Рук. Мирзиятов М. - ГР № 01880071645.
2. Мирзиятов М. Крепление подводных откосов рек и регулирующих дамб у мостовых переходов /Материалы IV конференции/ "Гидравлика дорожных водовыпускных сооружений". Саратов, 1985.
3. Мирзиятов М. Влияние режима наносов на деформацию русел предгорных рек Сурхандарьинской области// Формирование, охрана и управление водными ресурсами в речных бассейнах Средней Азии. - Ташкент: САНИИРИ, 1989.

Л.А.Глазкова; А.Б.Дмитриев, канд. техн. наук
(НПО САНИИРИ)

КРИВЫЕ ОБЕСПЕЧЕННОСТИ МАКСИМАЛЬНЫХ РАСХОДОВ ПОПУСКОВ ПО р.ЧИРЧИК ПРИМЕНИТЕЛЬНО К УЧАСТКАМ КАРЬЕРОВ НЕРУДНЫХ СТРОИТЕЛЬНЫХ МАТЕРИАЛОВ

В настоящее время на р.Чирчик наблюдается устойчивое понижение дна и уровней воды в русле реки. Главная причина – бессистемные карьерные разработки, которые в условиях задержания наносов в Чарвакском водохранилище не компенсируются твердым стоком. В связи с этим дальнейшая добыча возможна только при обязательном планировании выемок с учетом развития сопутствующих русловых процессов. Основой для прогнозирования этих процессов служат гидрологические данные.

В настоящее время, несмотря на регулирование стока р.Чирчик в Чарвакском водохранилище, гидрографы реки на приташкентском участке и ниже по течению характеризуются значительными колебаниями расходов воды в течение года, а также ряда лет. Поэтому для прогнозирования русловых процессов в зонах карьеров и составления рекомендаций по инженерному регулированию русла необходимо выделить характерные расчетные расходы. За расчетные расходы приняты попуски через плотину Верхнечирчикского водного узла (ВЧВУ), так как карьеры сосредоточены главным образом на приташкентском участке и ниже по течению реки, кроме того, у этого узла нет значительных водозаборов и притоков.

Для построения кривых обеспеченности была произведена статистическая обработка бытовых максимальных расходов р. Чирчик, которые необходимы для определения зон затопления, расчета регрессивного размыва выше карьеров и других целей. При обработке данные 1966–1988 гг. были приведены в соответствие бытовым условиям, т.е. условиям без влияния Чарвакского водохранилища.

Использовались следующие формулы:

модульный коэффициент

$$K = \frac{Q_{maxi}}{Q_{max}} ;$$

коэффициент вариации

$$C_v = \sqrt{\frac{\sum (K-1)^2}{n-1}} ;$$

количество лет наблюдений

$$n > 30 ;$$

обеспеченность наблюденных расходов

$$\rho = \frac{m-0,3}{n+0,4} \cdot 100 \%$$

(m – порядковый номер расхода в нисходящем ряду).

Коэффициент вариации максимальных расходов на исследуемом участке при $n = 52$ составляет 0,442.

Среднеквадратичная ошибка вычисления средней многолетней величины максимальных расходов σ_N по фактическому ряду наблюдений $n = 52$ равна 6,13 %, что не превышает допустимой — 6,3 %.

Коэффициенты вариации и асимметрии согласно СНиП 2.01.14-83 определялись в зависимости от статистик $\lambda_2 = -0,049$ и $\lambda_3 = 0,02$ по номограммам. Но так как значения статистик λ_2 и λ_3 не попадают в область номограммы, а располагаются выше указанной области, коэффициенты вариации и асимметрии вычисляли по теоретической зависимости, предложенной М.Ф.Менкелем и С.Н.Крицким, при которой соблюдается условие $0,2 \leq C_v \leq 0,75$

$$C_s = \frac{2C_v}{1 - K_{min}} = \frac{0,884}{0,73} = 1,21,$$

$$\text{где } K_{min} = \frac{Q_{min}}{Q_{cp\ max}} = \frac{238}{870,78} = 0,27.$$

Для построения кривых обеспеченности (рис. I) использовалась клетчатка вероятностей с указанием шкалы повторяемости расходов воды.

Относительные погрешности определения параметров кривой обеспеченности максимальных расходов составляют:

а) для среднего максимального расхода

$$\sigma Q_{cp} = 0,056;$$

б) для коэффициента асимметрии

$$\sigma C_s = 0,302.$$

Параметры Q_{cp} , C_v , C_s с учетом поправок имеют следующие значения:

$$Q_{cp\ max} = 991,54 \text{ м}^3/\text{с};$$

$$C_v = 0,464; \quad C_s = 1,458$$

На рис. I построены кривые обеспеченности для выбора расчетных расходов воды. Следует иметь в виду, что в каждом конкретном случае необходима корректировка расчетных расходов воды с учетом регулирования пусков в Чарвакском водохранилище и современного водозабора в деривационный канал каскада Бозсуйских ГЭС и Левобережный канал. Принятые для определения пропускной способности

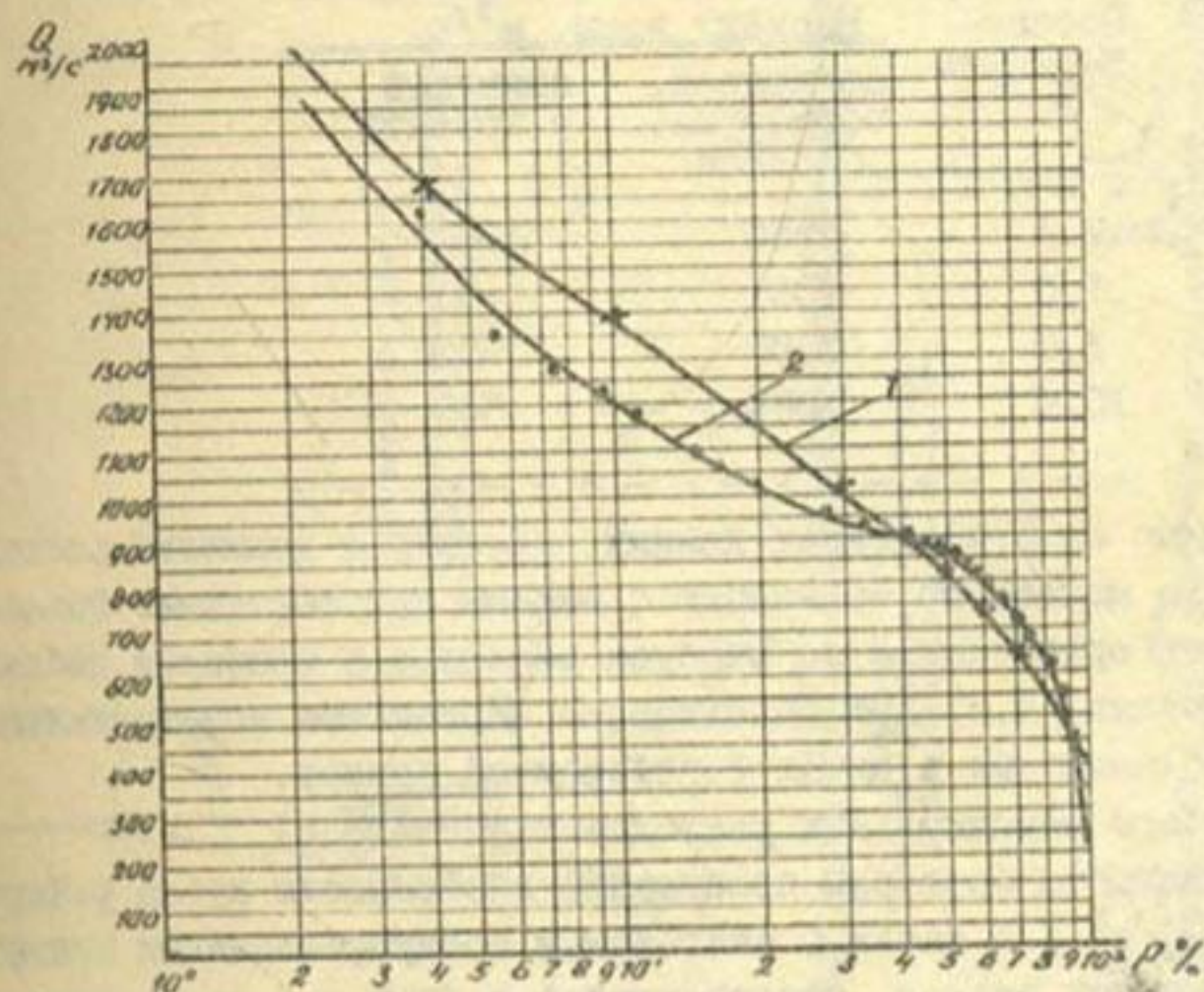


Рис. I. Кривые обеспеченности максимальных годовых расходов воды р. Чирчик в среднем течении:

$$C_v = 0,44$$

$$C_s = 1,12$$

1 - теоретическая

— * — *

2 - эмпирическая

— — —

русла на участке месторождения расходы с обеспеченностью 0,1; 1,0; 3,0 и 10 % сопоставлены с расходами, принятыми при проектировании карьера

Обеспеченность, %	Расход воды, м ³ /с	
	по кривой, обработан. САННИРИ	принятый в проекте
0,1	2550	1680
1,0	2011	—
3,0	1800	912
10,0	1384	540

Как видно из приведенных данных, проектные величины расходов почти в 2 раза меньше по сравнению с нашими проработками. Объясняется это нашей ориентацией на пропуск расходов в наиболее неблагоприятных условиях, т.е. при наполнении Чарвакском водохранилище и закрытом водовыпуске в канал Левобережный Карасу.

При выборе максимальных расходов учитывалось:

необходимость проверки пропускной способности русла р. Чирчик на расход 2500 м³/с в связи с ежегодными предупреждениями Минэнерго; максимальный расход, наблюдавшийся в 1959 г., на рассматриваемом участке реки превысил 2000 м³/с.

Для определения степени влияния Чарвакского гидроузла на режим расходов воды р. Чирчик по кривой обеспеченности выбраны две пары годовых гидрографов (см. рис. 2). Одна пара характеризует режим многоводного периода. Выбраны 1966 и 1971 гг. с обеспеченностью соответственно $P = 11,32\%$, $P = 18,86\%$. Вторая пара — 1965 и 1983 гг. — принята для маловодного периода и имеет обеспеченность $P = 88,68\%$ и $P = 86,79\%$. В каждой паре один год выбран из ряда лет до строительства гидроузла, другой после ввода его в эксплуатацию в 1966 г.

На рис. 2 совмещены гидрографы многоводных лет с 1966 по 1971 год. Как видно из рис., до ввода гидроузла в 1966 г. наблюдались два половодья — весеннее и летнее, что характерно для бытового режима. Весеннее половодье начинается в марте в результате ливневых дождей и таяния снегов на горных склонах среднего пояса водосбора, летнее вызвано таянием верхних снегов и ледников. Пик весеннего половодья с расходами до 750 м³/с наблюдался в первой декаде мая,

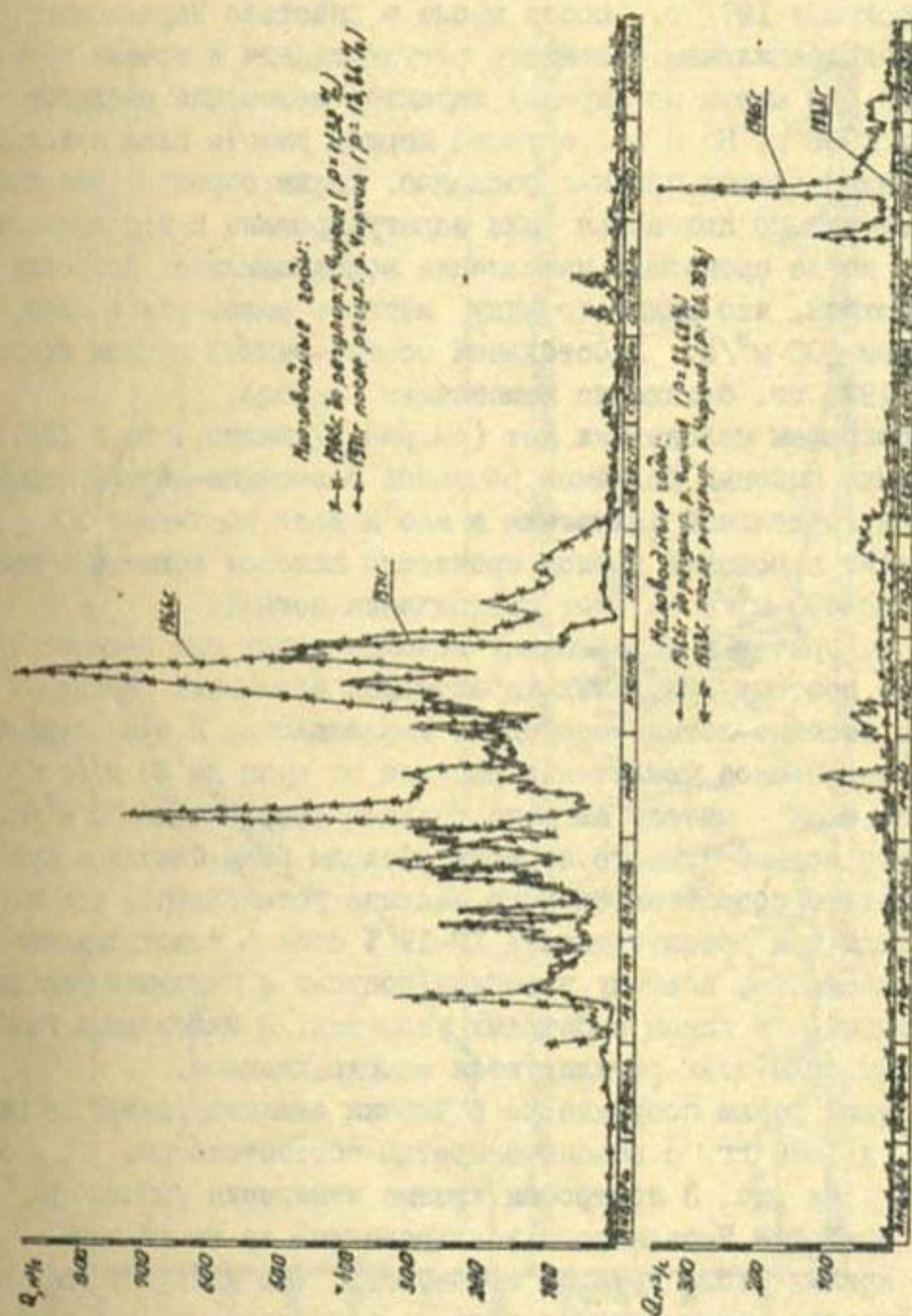


Рис. 2. Совмещенные гидрографы многоводных и маловодных лет р. Чирчик до и после регулирования Чарвакским водохранилищем

пик летнего половодья с расходом до $900 \text{ м}^3/\text{с}$ приходится на июнь. Летнее половодье заканчивается к августу, осенью и зимой расходы уменьшаются почти до нуля, только изредка за счет выпадения дождей в октябре расход увеличивается до $50 \text{ м}^3/\text{с}$.

По гидрографу 1971 г., после ввода в действие Чарвакского гидроузла с водохранилищем сезонного регулирования в начале весеннего половодья (с марта по апрель) характер изменения расходов воды близок к 1966 г. Но в последующий период вместо пика паводка в начале мая наблюдается падение расходов. Таким образом, максимальные расходы весеннего половодья были зарегулированы в водохранилище. В дальнейшем, когда произошло наполнение водохранилища, возросли и сбросные расходы, что видно по пику летнего половодья в конце июня с расходом $500 \text{ м}^3/\text{с}$. В остальной осенне-зимний период гидрографы 1966 и 1971 гг. близки по изменениям расхода.

По гидрографам маловодных лет (см. рис. 2) видно, что в 1965 г. до регулирования пиковых подъемов расходов в весенне-летний период не наблюдалось, отдельные повышения в мае и июне достигали $50-100 \text{ м}^3/\text{с}$. Только в осенний период произошло пиковое повышение расходов в ноябре до $400 \text{ м}^3/\text{с}$ за счет прохождения дождей.

В 1983 г. приток к Чарвакскому водохранилищу был полностью зарегулирован, поэтому отдельных характерных повышений расходов по р. Чирчик в весенне-летний период не наблюдалось. В этот период происходило постепенное увеличение расхода от нуля до $20 \text{ м}^3/\text{с}$ и только в конце июля – начале августа расходы возросли до $50 \text{ м}^3/\text{с}$. В течение всего осенне-зимнего периода расходы были близки к нулю.

В результате сопоставительного анализа установлено, что в многоводные годы при обеспеченности 12–19 % сток в водохранилище регулируется частично, поэтому возможны попуски с пиковыми расходами, приближающимися к пикам в бытовых условиях. В маловодные годы пиковые расходы полностью регулируются водохранилищем.

Современный режим попусков по р. Чирчик анализировался по гидрографам 1987 и 1988 гг. с обеспеченностью соответственно $P = 40 \%$ и $P = 35 \%$. На рис. 3 построены кривые изменения уровня при наполнении и сбросе Чарвакского водохранилища за те же годы.

Анализ кривых хода уровней показывает, что к началу 1987 г. емкость Чарвакского водохранилища была не заполнена, уровни воды в январе и феврале отмечались ниже отметки УМО ($\gamma 835$) из-за длительного маловодья предыдущих лет. С марта приток к водохранилищу стал повышаться в связи с начавшимися ливнями и обильным таянием снега, запасы которого накопились за зиму в количестве, близком к норме.

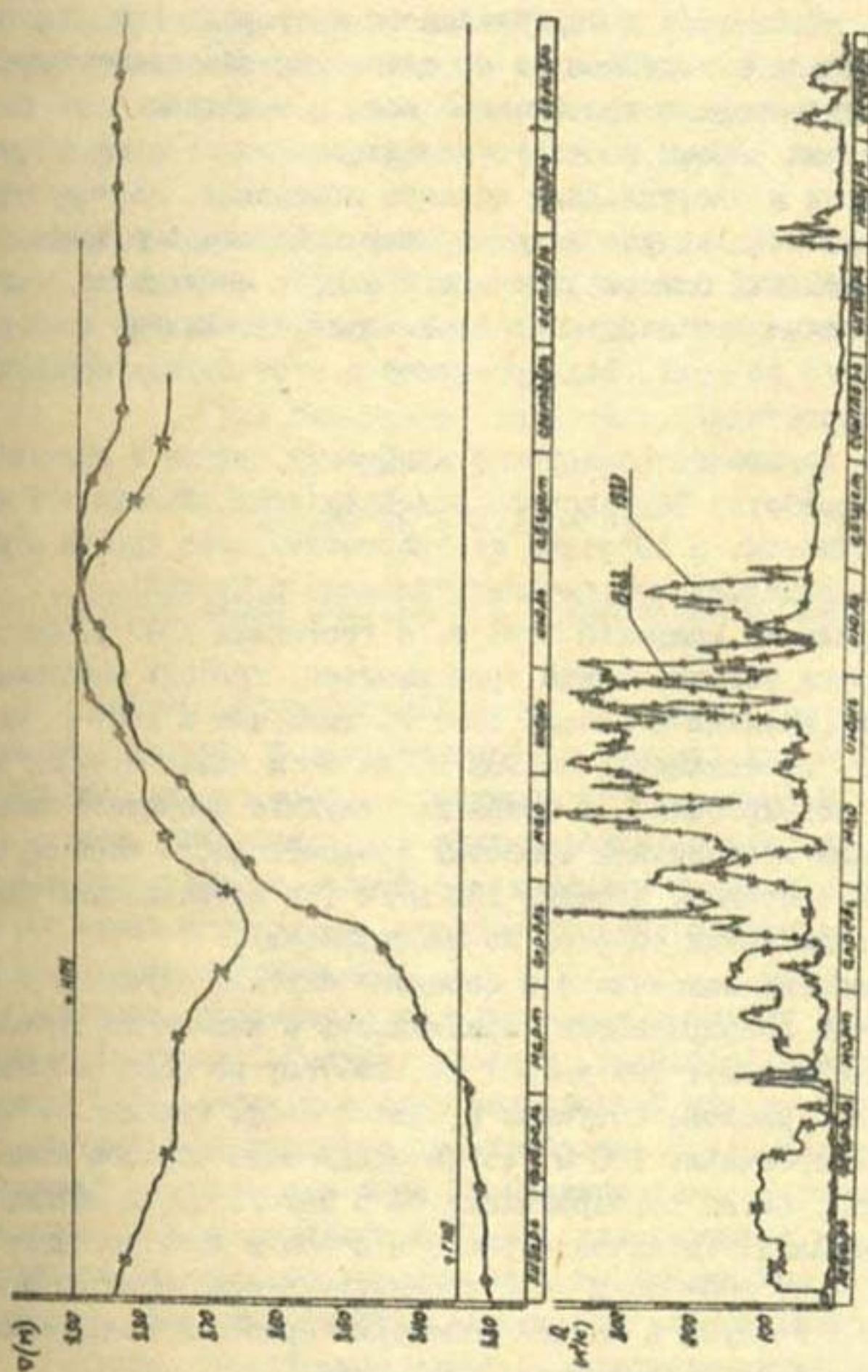


Рис.3. Совмещенный график уровня наполнения и сброски воды в водохранилище Чарвакской ГЭС с гидрографами расходов воды р.Чирчик на участке Чирчик-Куйлыкского месторождения за 1987-1988 гг.:

—•— 1987 г.; —х— 1988 г.

Величина притока была достаточна не только для аккумуляции, но и для сбрасывания расходов в нижний бьеф сооружения. Поэтому, как видно из гидрографа на рис.3, попуски по р.Чирчик увеличились и достигли 21 апреля $430 \text{ м}^3/\text{с}$, что создало аварийную ситуацию на участке карьеров Чирчик-Куйлюкского и Сергелийского месторождений. Последующее понижение расходов попусков до середины мая объясняется прекращением ливней и интенсивным накоплением воды в водохранилище. Однако в третьей декаде мая сбросы вновь увеличились в связи с достаточным наполнением емкости и наступлением летнего половодья. Поэтому в конце мая и в июне расходы попусков по Чирчику колебались в пределах $300-400 \text{ м}^3/\text{с}$. Последний пик расходов до $275 \text{ м}^3/\text{с}$ наблюдался в конце июля. В августе, сентябре и октябре происходил устойчивый спад расходов воды от $50 \text{ м}^3/\text{с}$ до нуля. Водоохранилище в этот период срабатывалось для нужд энергетики.

Дальнейшее повышение расходов в ноябре и декабре в пределах $50-100 \text{ м}^3/\text{с}$ при сработке Чарвакского водохранилища объясняется не повышением приточности, а сбросами из энергетического тракта в русло реки, чего не наблюдалось при бытовых условиях р.Чирчик.

Из сопоставления графиков 1988 г. с графиками 1987 г. (см.рис.3) видно, что сработка водохранилища продолжается. Уровень наполнения Чарвакского водохранилища в начале 1988 г. выше, чем в 1987 г., на 55 м, а в 1989 г. по сравнению с 1988 г. на 20 м ниже. В целях подготовки емкости водохранилища к принятию будущего весеннего паводка в январе и феврале производили сработку уровней, после чего сбросы в русло р.Чирчик составили порядка $100 \text{ м}^3/\text{с}$ (в естественных условиях в эти зимние месяцы таких сбросов не наблюдалось).

Период сработки закончился к середине апреля, затем началось наполнение емкости водохранилища. Приточность с апреля до середины июля 1988 г. была меньше, чем в 1987 г., поэтому не было необходимости в увеличении расхода попусков в нижний бьеф. Расходы по Чирчику в этот период не превышали $100 \text{ м}^3/\text{с}$. Необходимость сбросов появилась в III декаде июня, когда водохранилище было наполнено, а летний паводок еще продолжался. Увеличение расхода в конце июня достигло уровня 1987 г., т.е. $300-330 \text{ м}^3/\text{с}$ с последующим спадом до $50 \text{ м}^3/\text{с}$ к середине июля и до нуля в начале сентября. Сработка водохранилища в этот период проводилась для нужд энергетики.

Гидрологический анализ влияния Чарвакского водохранилища на режим расходов в среднем течении р.Чирчик показал, что в результате зарегулирования стока расходы воды в период весенне-летнего половодья уменьшились. Пики максимальных расходов с обеспеченностью

$P = 12-19 \%$ могут быть частично зарегулированы Чарвакским

водохранилищем. Но важно помнить, что водохранилище предназначено для сезонного регулирования, поэтому его емкость не рассчитана на паводки малой обеспеченности. Чем меньше обеспеченность паводка, тем больше вероятность сброса пиковых расходов, близких к бытовым, в нижний бьеф сооружения. Другими словами, водность р. Чирчик сократилась не настолько, чтобы ее можно было пренебречь (примером может служить 1987 г.). Следует учитывать также, что в осенне-зимний период возможны сбросы в русло р. Чирчик из энергетического тракта,

В ближайшие годы можно ожидать дальнейшего повышения водности реки, в связи с чем необходимо постоянно анализировать состояние притока и режим наполнения Чарвакского водохранилища.

Х.А.Исмагилов, канд.техн.наук

С.Х.Туляганов, канд.техн.наук

(САНИИРИ им.В.Д.Журина)

ПРОТИВОСЕЛЕВАЯ СИСТЕМА № I В АНДИЖАНСКОЙ ОБЛАСТИ

Для защиты юго-восточной части г. Андижана от затопления селевыми потоками, формирующимися на склонах адыра Беш-Буз, в 1966-1970 гг. построена противоселевая система № I /I/.

Система, объединяющая 5 крупных селехранилищ на больших логах адыра и 38 средних и мелких селехранилищ на всех остальных селевых водотоках его склона, предусматривает повторное регулирование стока (перерегулирование).

Сущность повторного регулирования наглядно прослеживается по схеме (рисунок). Селевые расходы, трансформированные селехранилищами № I-I2, сбрасываются в водосборный канал, который отводит их в верхний бьеф крупного селехранилища № I3, являющееся перерегулирующей емкостью для этих I2 селехранилищ. Расходы, трансформированные селехранилищами № I4-I0, сбрасываются во второй водосборный канал, который отводит их в селехранилище № 2I, также являющееся для них емкостью повторного регулирования.

Расходы, трансформированные селехранилищами № I3 и № 2I, вместе с расходами, трансформированными селехранилищами № 22-36, сбрасываются в небольшое селехранилище № 37, образованное в русле сая с крутыми склонами и большим продольным уклоном дна. Устройство водовыпуска в теле плотины этого селехранилища невозможно по конструктивным соображениям.

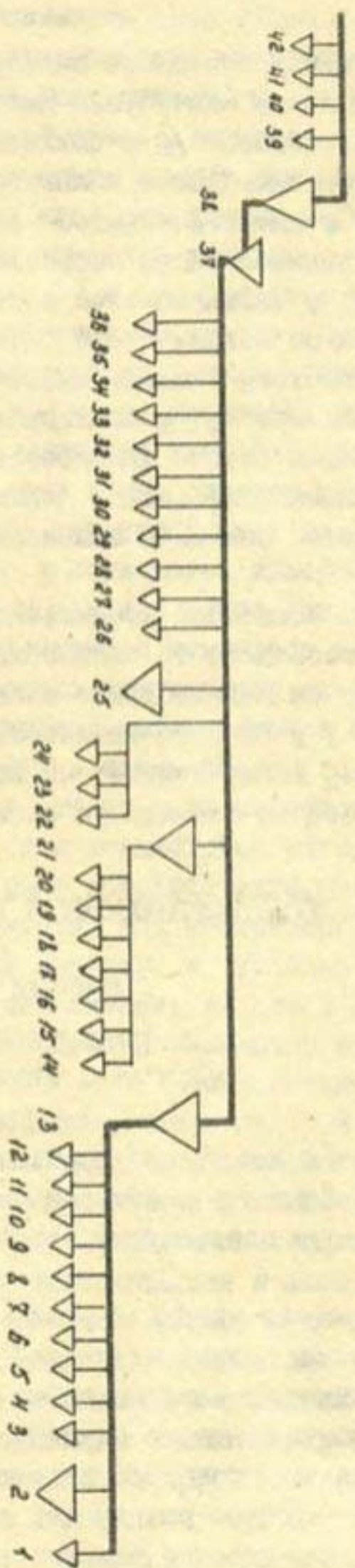


Рис. Схема противоселевой системы № I для защиты Г. Анджанна:
 ▲ - селекранилище; — — — селеброс; — — — водоство-
 дящий тракт.

Поэтому излишки стока в процессе затопления чаши селехранилища специальным боковым сбросом (устроенным в верховье водохранилища) направляются в обход плотины, в расположенное ниже крупное селехранилище № 38. Емкость последнего — 500 тыс.м³ — достаточна для полного зарегулирования всего ливневого стока, направленного к этому селехранилищу.

Селехранилище № 38 является основной перерегулирующей емкостью системы. Трансформированные селехранилищами № 37 и 38 селевные расходы сбрасываются по отводящему тракту в Ассакинский сброс.

Перерегулирование позволило уменьшить сбрасываемый в Ассакинский канал расход с 45 (для приема которого пропускная способность сброса недостаточна) до 9 м³/с и максимальную пропускную способность канала собирателя с 45 до 30 м³/с (в створе сброса в селехранилище № 37).

В соответствии с описанной выше схемой противоселевая система № I разбита на четыре участка.

К участку I (самому восточному) отнесены селехранилища с I по I2 и собирающий трансформированные ими расходы сбросной канал до его включения в селехранилище № I3.

К участку 2, лежащему западнее участка I, отнесены селехранилища с I4 по 20 и объединяющий их водосборно-сбросной канал до селехранилища № 2I.

В состав участка 3 входят бетонированный подводящий канал к селехранилищу № 25, селехранилища с 22 по 25 и объединяющий их канал до его включения в основной водосборно-сбросной канал. Селехранилище 25 осуществляет перерегулирование расходов, трансформированных селехранилищами 23, 24 и 22.

К участку 4 отнесены крупные селехранилища повторного регулирования I3 и 2I и селехранилища с 26 по 42, расположенные к западу от участка 3, а также основной водосборно-сбросной канал от нижнего бьефа водовыпуска селехранилища № I3 до быстротока, сопрягающего этот канал с Ассакинским сбросом. Быстроток, имеющий высоту падения 70 м на длине около 1,9 км, выделен в самостоятельный участок.

Общая протяженность селесбросных трактов системы № I — 27,5 км. При этом протяженность основного тракта (участок 4) I5,7 км, остальных участков — 4,8 км.

Емкость селехранилища системы № I изменяется от 2,0 до 600 тыс.м³. Селехранилища образуются в руслах саев в результате под-

пора, создаваемого глухими плотинами из местного гравелисто-галечникового грунта. Конструкции плотин на всех селехранилищах одинаковы: ширина по верху 6–10 м, заложение откосов 3 (верховой) и 2,5 (низовой).

В зависимости от емкости чаши и напора воды все селехранилища системы делятся на четыре типа /2/:

I – пять селехранилищ емкостью более 100 тыс.м³ при напоре воды $H > 6,0$ м.

II – шесть селехранилищ емкостью от 50 тыс.м³ и больше при напорах воды 3,5–6,0 м.

III – шестнадцать селехранилищ емкостью от 15 до 50 тыс.м³ при напорах воды от 1,5 до 3,5 м.

IV – пятнадцать селехранилищ емкостью менее 15 тыс.м³ при напоре воды до 2,5 м.

Селехранилища оборудованы нерегулируемыми водовыпусками, устраиваемыми в теле плотины для автоматического опорожнения после селевого паводка.

Пять селехранилищ первого типа оборудованы трубчатыми водовыпусками $d = 1,0$ м с входным оголовком в виде бетонной полый башни. В лицевой части башни сделана вертикальная щель шириной 0,2 м, через которую вода уходит в безнапорную трубу сброса.

Отметка порога щели установлена на уровне "мертвого" горизонта, соответствующего объему селехранилища, равному удвоенному объему твердого стока селевого паводка с обеспеченностью 0,1 %.

Контуры башни в плане квадратные размером 4,0 x 4,0 м.

Верх башни принят на уровне максимального расчетного горизонта воды, соответствующего расчетной емкости селехранилища, равной "мертвому" объему плюс объем жидкого стока селевого паводка с обеспеченностью 0,1 %.

Шесть селехранилищ второго типа оборудованы водовыпусками треугольного сечения, в напорной стенке которого имеется вертикальная щель.

Селехранилища третьего и четвертого типов оборудованы одно- и двухочковыми трубчатыми нерегулируемыми водовыпусками без входного оголовка с трубой из асбестоцементных труб.

В период строительства противоселевой системы и после его завершения на адьре Беш-Буз в разные периоды и в разных бассейнах прошли ливневые паводки (апрель и май 1967 и 1969 гг., июль 1972 г., май 1973 и 1974 гг., июль 1989 г.). Объемы паводков достигли 75 % полной емкости селехранилищ. Самый большой объем паводка наблюдался в апреле 1967 г. в селехранилище № 13. Поступившие селевые

паводки трансформировались в чаши селехранилищ, только в селехранилище № 13 наблюдался сброс воды через водовыпускные сооружения в селебросной тракт. Во всех остальных случаях горизонты воды были ниже уровня "мертвого" объема. Весь селевой сток оставался в чаше. Жидкий сток испарился и профильтровался в грунте, а твердый накапливался, уменьшая регулируемую емкость селехранилищ.

Таким образом, сформированные паводки в бассейне Беш-Буз успешно задерживались в селехранилищах.

Вредного воздействия на расположенные внизу населенные пункты и территории поток не оказывал.

После пуска противоселевой системы № I земли нижней и средней полосы, относящейся к бассейну селехранилищ между саями I-2, были розданы горожанам под дачные хозяйства. Вся эта территория занята плодоносящими насаждениями, садами и виноградниками.

Нижняя полоса бассейнов между саями 2 и 3, 13 и 21, 21 и 25 отведена для строительства жилых домов горожанам. В настоящее время построены целые массивы одноэтажных частных домов и интенсивно строятся новые. В средней полосе произведена посадка садов и виноградников.

На нижней полосе бассейна селехранилища 28 развернуты работы по изготовлению строительного кирпича.

Бассейн селехранилищ 27-36 остался без изменения.

Средняя и нижняя полосы бассейна селехранилища 38 используются под сады и виноградники, остальная часть осваивается.

Склоны саев 39-42 полностью отведены под сады, виноградники и кормовые культуры.

Перечисленные мероприятия позволили значительно ослабить, а в отдельных местах почти полностью прекратить формирование селевого потока, часть территории отдана трудящимся для зоны отдыха, улучшены жилищные проблемы, выделены дачные участки горожанам.

Как показали результаты многолетних наблюдений и измерений профиля чаши селехранилищ, ливневые паводки на водотоках противоселевой системы могут формироваться ежегодно несколько лет подряд, а иногда и несколько раз в году с различной интенсивностью. В результате поступления селевого потока и аккумуляции наносов в чаше селехранилищ их емкость из года в год уменьшалась и к настоящему времени "мертвые" объемы большинства селехранилищ полностью заполнены. Объем отложений наносов во всех селехранилищах составляет 10-25 % их полезной емкости и превышает "мертвый" объем /3/.

Поэтому некоторые действующие селехранилища системы уже не могут вместить расчетный селевой сток и во избежание их перепол-

нения в случае прохождения селевого паводка, близкого к предусмотренному проектом, необходимо производить очистку чаши от отложившихся наносов. Такие работы были выполнены в селехранилище № 3 и проводятся на сбросных каналах. Обследование также показало, что в результате атмосферного воздействия открытая часть бетонной облицовки водовыпуска и селеотводящего тракта во многих местах частично разрушена, прочность бетона ослабла, в связи с чем необходим ремонт.

Таким образом, противоселевая система № I играет определенную роль в защите города Андижана от селевых вод. Облесение части склона водосборного бассейна противоселевой системы № I плодоносящими насаждениями снизило вероятность формирования больших расходов и частично решило жилищные проблемы.

Список использованной литературы

1. Мухамедов А.М., Исмагилов Х.А. и др. Мероприятия по защите г. Андижана от паводковых вод // Сб. "Эрозионные и селевые процессы и борьба с ними". - М., 1974. - Вып. 3. - С. 108-115.
2. Мухамедов А.М., Исмагилов Х.А. Регулирование селей и конструкций противоселевых сооружений в Узбекистане // Проблема противоселевых мероприятий. - Алма-Ата: Казахстан, 1979. - Вып. I. - С. 119-127.
3. Мухамедов А.М., Исмагилов Х.А. Противоселевые мероприятия в Ферганской долине // Тезисы XIV селевой конференции. - Тбилиси, 1974. - 140 с.

Г.Т. Давранов

(НПО САНИИРИ)

РЕЖИМ РАБОТЫ МАЛЫХ ВОДОХРАНИЛИЩ АДЫРНЫХ ЗОН ФЕРГАНСКОЙ ДОЛИНЫ И ИХ ЗАИЛЕНИЕ

Трудности, возникающие вследствие интенсивного заиления малых водохранилищ Ферганской долины, наиболее остро проявляются

в процессе их эксплуатации. Ежегодное уменьшение регулирующих объемов водохранилищ отрицательно влияет на обеспечение подачи поливной воды для орошения сельскохозяйственных культур, однако служба эксплуатации малых водохранилищ не производит систематических наблюдений за ходом процесса их заиления.

Одним из основных факторов, существенно влияющих на процесс интенсивного заиления малых водохранилищ, является режим их работы.

Режим работы любого водохранилища устанавливается исходя из его целевого назначения, гидрологического режима регулируемого водного источника и других факторов. При этом он должен обеспечивать: выполнение народно-хозяйственного плана по созданию запаса воды; нормальную работу гидротехнических сооружений водохранилищного узла; минимальный объем заиления чаши водохранилища и сброс в нижний бьеф возможно большей части твердого стока реки; возможность периодических промывок наносных отложений, образующихся в водохранилище; сокращение потерь воды из водохранилища на испарение с поверхности зеркала и на фильтрацию в грунты чаши и в обход плотины; ослабление интенсивности подъема кривой подпора в русловой части водохранилища и уменьшение зоны затопления прибрежных территорий /1/.

Малые водохранилища адырной зоны Ферганской долины, предназначенные для орошения и задержания ливневых паводков, осуществляют полную аккумуляцию всего твердого стока водотоков. Эти водохранилища сезонного регулирования, которые наполняются в осенне-зимний период и опорожняются в вегетационный, с апреля по сентябрь, когда приток в водохранилище речной воды уменьшается до $0,5-1,0 \text{ м}^3/\text{с}$. По данным многолетних гидрологических исследований, в осенне-зимний период использующийся для наполнения малых водохранилищ среднесуточный расход воды питающих водотоков составляет $0,3-4,0 \text{ м}^3/\text{с}$. Во время наполнения малых водохранилищ адырной зоны в их чашах оставляют запас емкости порядка $1,0-3,0 \text{ млн. м}^3$ на случай возможного катастрофического ливневого паводка. Для этого наполнение водохранилища меженным осенне-зимним стоком прекращают, когда уровень воды в водохранилище будет на $1,0-2,0 \text{ м}$ ниже проектной отметки НПУ.

Для более полной характеристики режима работы малых водохранилищ Ферганской долины рассмотрим собранные нами данные по эксплуатации Чартакского водохранилища, построенного на р. Чартаксай. За период эксплуатации (с 1974 г.) было произведено IV оче-

реди строительства наращивания плотины. В настоящее время наращивание плотины находится в стадии завершения (У очередь). Чартаксай относится к вторичным рекам Ферганской долины, особенностью которых является то, что основная часть их жидкого стока формируется за счет выхода на древнюю поверхность грунтовых вод, образующихся за счет фильтрационных русловых потерь рек на конусах выноса, а также потерь оросительной сети и сбросов из оросительных каналов. Площадь водосбора реки, расположенного на южных и юго-западных склонах возвышенности Бозбутау (высота 2876 м) — 715 км^2 . На равнинную часть Ферганской долины Чартаксай выходит в 13 км восточнее г. Наманган и слева от кишлака Курганча впадает в р. Намангансай, являющуюся хвостовой частью р. Падшаата. Основным источником питания р. Чартаксай являются многочисленные родники, образующиеся в результате выклинивания фильтрационных потерь из русла р. Падшаата.

В ранневесенний период небольшая часть жидкого стока р. Чартаксай формируется за счет таяния незначительного сезонного снежного покрова на его водосборе. Иногда весной и осенью расходы воды в реке резко возрастают за счет ливневых паводков.

Сток реки в течение года формируется за счет подачи в нее до $1,8 \text{ м}^3/\text{с}$ воды по каналу Карасансай, отходящему от Заркентского водodelителя на р. Падшаата, а также дополнительных расходов из рукавов р. Падшаата ниже водodelителя во время их паводковых разливов. Расходы р. Чартаксай колеблются от 2,0 (межень) до $7 \text{ м}^3/\text{с}$ (летнее половодье), что позволяет орошать в густо заселенной долине реки и на прилегающей территории до 5800 га посевов сельскохозяйственных культур, в том числе около 4 тыс. га, занятых хлопчатником (данные 1971 г.).

Прохождение по реке больших расходов во время ливневых паводков, отличающихся внезапностью появления, высокой мутностью воды и кратковременностью, часто приводило к переполнению русла Чартаксая и затоплению его густо заселенной долины. Паводковые разливы реки причиняли особенно большой ущерб расположенному на ее левом берегу санаторию "Чартак", неоднократно разрушали мост через нее к селению Чартак (на дороге Наманган-Янгикурган) и переполняли обвалованное русло Чартаксая ниже пересечения с Северным Ферганским каналом. На рис. I показаны гидрографы ливневых паводков, наблюдаемых на р. Чартаксай в 1989 г.

Чартакское водохранилище используют как чашу, образованную в долине реки перегораживающей ее земляной плотинной. Створ плотины

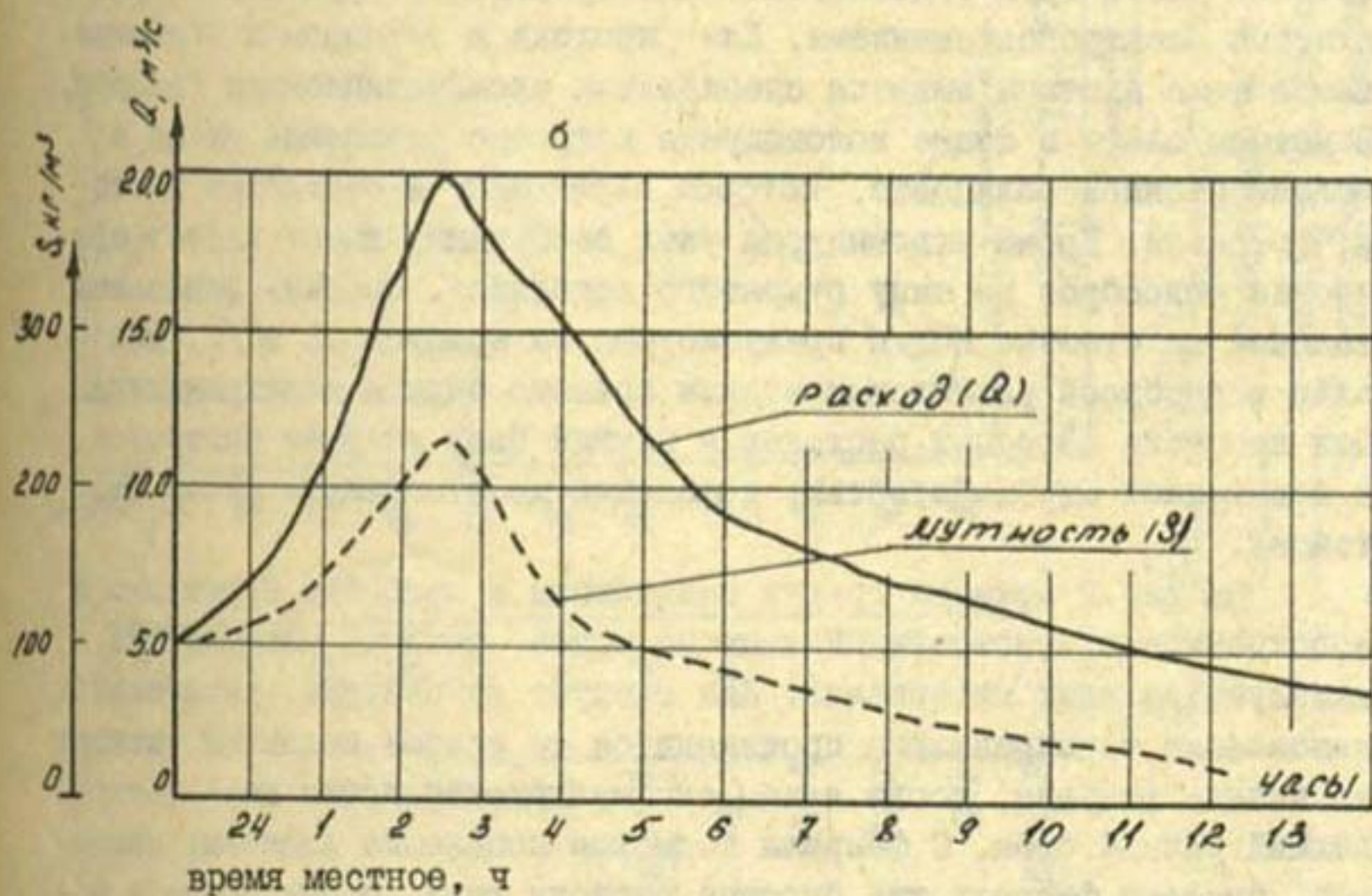
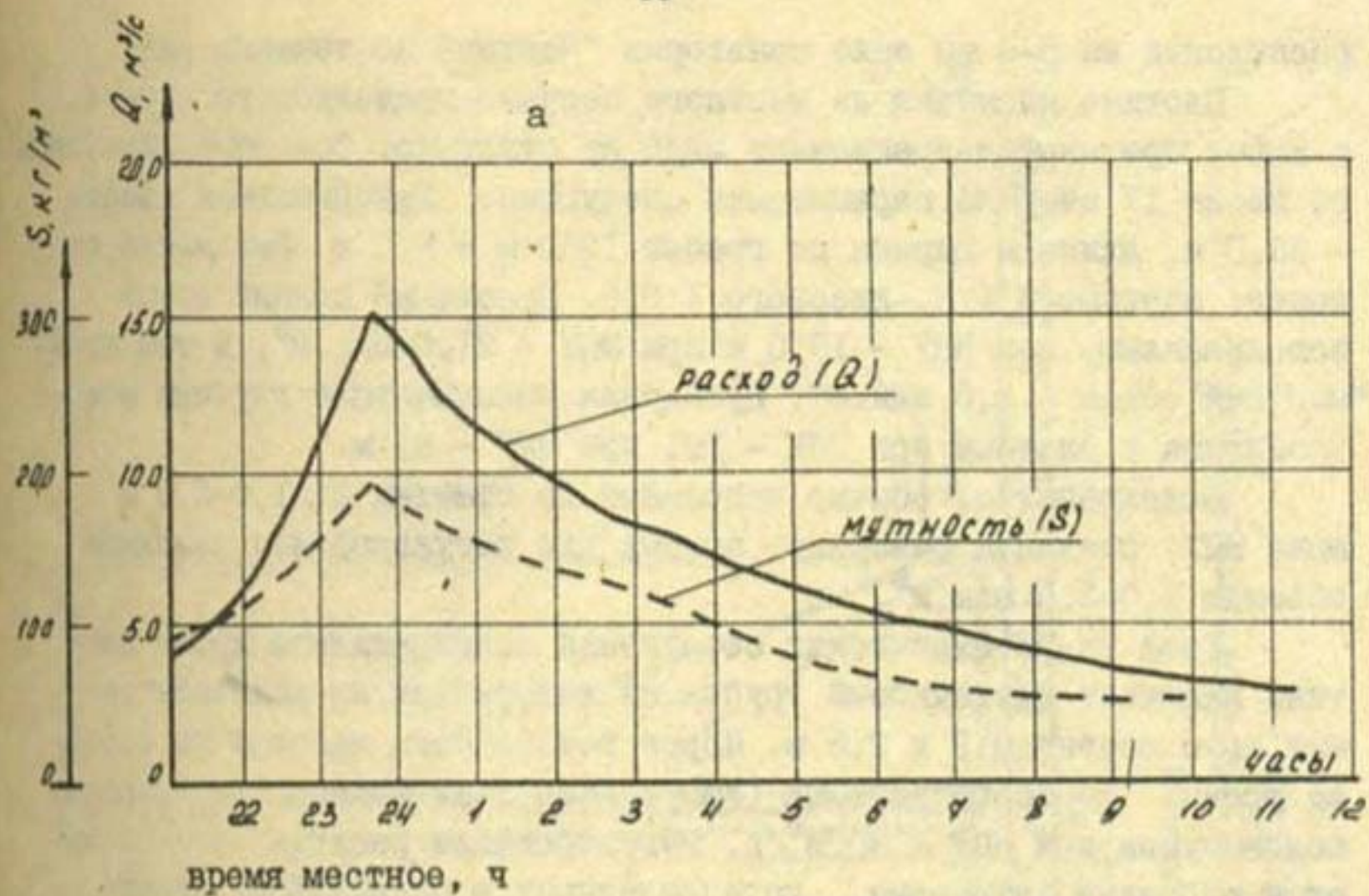


Рис. I. Гидрографы ливневых паводков на р. Чартаксай:
 а – 16–17 апреля 1989 г.;
 б – 9–10 мая 1989 г.

расположен на 5–6 км выше санатория "Чартак" по течению реки.

Плотина насыпана из местного песчано-гравелистого грунта и имеет противофильтрационное ядро из суглинка. Основные параметры ее после IV очереди наращивания следующие. Максимальная высота – 33,0 м, длина и ширина по гребню 1250 м и 8,0 м. Заложение откосов: верхового 1:3, низового 1:2,5. Проектный полный объем водохранилища при НПУ – 19,0 и при МПУ – 21,0 млн.м³, в том числе "мертвый" объем – 2,0 млн.м³. Проектная максимальная глубина водохранилища у плотины при НПУ – 30, при МПУ – 31 м.

Водохранилище обычно наполняют до отметки на 1,0–2,0 м ниже НПУ, создавая резервную призму для регулирования паводков объемом 2,0–3,0 млн.м³.

Узел гидротехнических сооружений водохранилища кроме плотины включает двухочковый трубчатый водовыпуск из железобетонных труб сечением 2 х 2,5 м. Порог водовыпуска заложен на отметке уровня "мертвого" объема (УМО). Расчетный максимальный расход водовыпуска при НПУ – 30 м³/с. Регулирование расхода осуществляется рабочими затворами, установленными в специальной камере в средней части труб водовыпуска. Маневрирование затворами осуществляется электроподъемниками. Для прохода к затворам и подъемникам в теле плотины имеется специальная эксплуатационная галерея. В нижнем бьефе в конце водовыпуска устроено отводящее русло в железобетонной облицовке, которое переходит в отводящее русло р.Чартаксай. Кроме водовыпуска узел сооружений имеет катастрофический водосброс по типу открытого водослива. Гребень водослива заложен на отметке НПУ и предусмотрен на пропуск 25 м³/с. Водослив водосброса расположен вблизи правого берега водохранилища. Для пропуска сбросных расходов в нижний бьеф устроен быстроток с повышенной шероховатостью, доходящий до отводящего русла Чартаксая.

На рис.2 показан график наполнения и сработки Чартакского водохранилища, построенный нами на основе анализа многолетних эксплуатационных материалов. Как следует из рисунка, интенсивное наполнение водохранилища производится со второй половины октября до начала февраля, когда в нем аккумулируется почти весь поступающий речной сток. С февраля возможно появление ливневых паводков, поэтому февральские бытовые расходы реки, поступающие в водохранилище, транзитом пропускаются в его нижний бьеф. Дальнейшее же наполнение водохранилища до НПУ к началу вегетации осуществ-

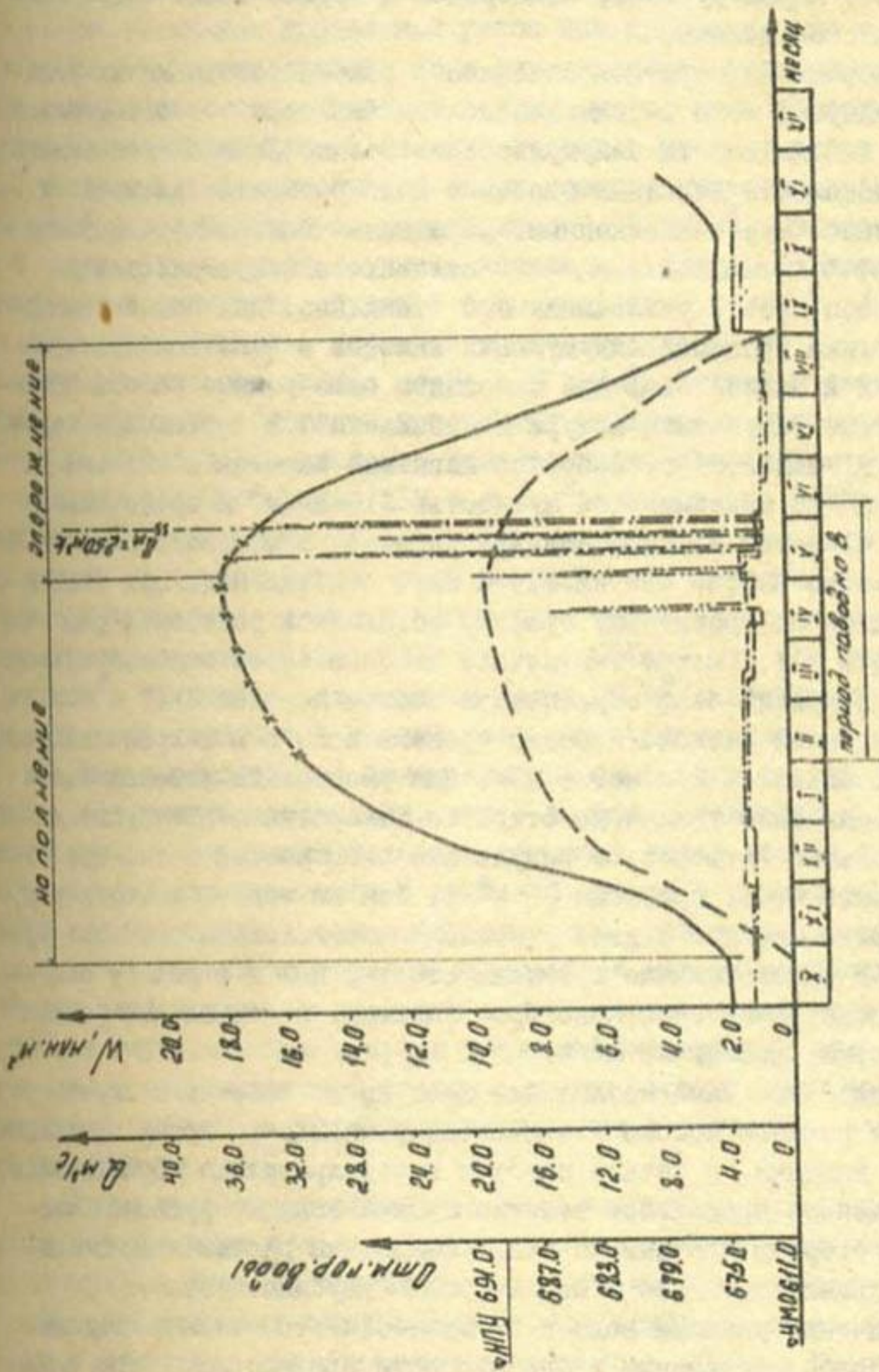


Рис. 2. Режим работы Чарвакского водохранилища:

- — — — — объем воды (W); — — — — — отм. горизонта воды;
- — — — — гидрограф р. Чартаксай, 1988 г.;
- — — — — гидрограф р. Чартаксай, 1989 г.

вляется за счет паводков. Аналогичные графики режима работы имеют Карасуѣское, Карамурутское, Эскиерское и другие малые водохранилища Ферганской долины.

Серьезным недостатком описанного режима работы малых водохранилищ адьрной зоны Ферганской долины является то обстоятельство, что из-за необходимости аккумулировать осенне-зимний сток водотоков к началу появления ливневых паводков водохранилище оказывается в значительной мере наполненным. Насыщенные наносами паводки, проходя через водохранилище, отлагают в нем значительную часть наносов, резко увеличивая его заиление. Для более полной характеристики процесса аккумуляции наносов в чаше водохранилища и сброса их в нижний бьеф при описанном выше режиме работы приведем некоторые результаты натурных наблюдений. В Чартакское водохранилище 31 мая 1988 г. поступил ливневый паводок с пиковым расходом $248 \text{ м}^3/\text{с}$, максимальной мутностью $310 \text{ кг}/\text{м}^3$ и продолжительностью 16 ч. Перед началом паводка уровень воды в водохранилище был на отметке 688,6, что на 1,4 м ниже отметки НПУ. При этом в водохранилище по проектному графику оставалась резервная регулирующая емкость — $1,6 \text{ млн. м}^3$. В начале паводка через водовыпуск водохранилища и нижний бьеф сбрасывался расход порядка $8-10 \text{ м}^3/\text{с}$. По мере возрастания расхода паводка уровень воды в водохранилище повышался и приближался к отметке НПУ. Для уменьшения интенсивности этого подъема было увеличено открытие отверстий водовыпуска до полного подъема затворов, в результате чего расход воды, сбрасываемый в нижний бьеф, превысил $30 \text{ м}^3/\text{с}$. Тем не менее, к моменту прохождения пика паводка и началу последовавшего спада расходов уровень воды в водохранилище превысил отметку НПУ и в работу был включен катастрофический водосброс плотины, максимальный расход через который достиг $20 \text{ м}^3/\text{с}$.

Проведенные нами наблюдения дают представление о характере протекания речного потока в чаше водохранилища во время прохождения ливневого паводка. В начале паводка в водохранилище образовалось явно выраженное продольное течение мутной воды по русловой части чаши в сторону плотины, с очень медленным растеканием по ширине водохранилища, даже в его озерной (глубинной) части. По мере увеличения расхода воды и ее мутности это течение становилось все более выраженным и его скорость возрастала. При этом в глубинной озерной части водохранилища значительно усилилась интенсивность растекания мутного потока по ширине. По-видимому,

произошло значительное выравнивание и уполаживание дна водохранилища за счет наносных отложений предыдущих паводков, которые не только уменьшили продольный уклон дна, приблизив его у плотины почти к горизонтальному, но и заполнили все выраженные продольные заглобления, оставшиеся от старых русел, существовавших до постройки плотины. Мутное течение достигло плотины через 1,5–2,0 ч после начала паводка. К этому моменту мутность воды, сбрасываемой через водовыпуск, составляла $7,75 \text{ кг/м}^3$. Примерно через 3 ч после начала паводка, уже в начале его спада, зафиксирована максимальная мутность сбросной воды, равная $8,9 \text{ кг/м}^3$. К середине фазы спада мутность сбросной воды понизилась до $5,6 \text{ кг/м}^3$, а в конце паводка составляла всего $0,6 \text{ кг/м}^3$. По нашим расчетам, произведенным на основании измеренных расходов и мутностей воды на гидростворе перед входом в водохранилище и в нижнем бьефе, в водохранилище поступило $419,6 \text{ тыс. м}^3$ наносов, из которых в нижний бьеф было сброшено более 200 м^3 , или $0,06 \%$, то есть в водохранилище отложился почти весь твердый сток паводка. Подобный характер отложений наблюдался также во время прохождения других паводков (1988–1990 гг.). Отметим, что при прохождении паводков с пиковыми расходами не более $20 \text{ м}^3/\text{с}$ повышения мутности воды, сбрасываемой в нижний бьеф, не происходило.

Наши наблюдения за ходом наполнения и опорожнения Чартаковского водохранилища показали, что в период наполнения и особенно во время поступления паводков основная масса речных наносов отлагается вдоль мелководной русловой части. В период же опорожнения водохранилища в связи со снижением уровня образовавшиеся наносные отложения постепенно размываются малыми расходами практически чистой воды и продукты этого размыва затем транспортируются в глубоководную озерную часть водохранилища, отлагаясь в пределах его "мертвого" объема. Отсюда следует, что заиление "мертвых" объемов водохранилищ происходит в основном во время их опорожнения.

Кроме уровня режима на аккумуляцию наносов в чашах малых водохранилищ большое влияние оказывают расположение водопропускных сооружений плотин и их пропускные способности. У большинства водохранилищ порог водовыпусков закладывают на довольно высоких отметках, что исключает возможность промыва "мертвого"

объема и сброса в нижний бьеф части наносов из нижних слоев перед плотинной во время ливневых паводков. При поддержании наименьшего уровня воды в верхнем бьефе водохранилища во время прохождения паводков вертикальное расположение водопропускных отверстий оказывает существенное влияние на процесс осаждения наносов в подпорном бьефе. Это обстоятельство также изучалось нами в лабораторных условиях /2/. При наполнении водохранилища до отметки НПУ основная часть наносов отлагается на отметках дна, соответствующих полезному объему водохранилища.

Таким образом, описанный режим работы малых водохранилищ и характер протекания мутного потока в подпорном бьефе в период паводков способствуют аккумуляции большей части твердого стока в зоне полезного объема водохранилища.

Для ослабления хода процесса заиления чаш малых водохранилищ в условиях Ферганской долины рекомендуется в период прохождения ливневых паводков течение мутного потока в верхнем бьефе водохранилища направлять к водопропускным отверстиям плотины. Для этого после опорожнения водохранилища в чаше его выполняется прямолинейный углубленный канал, обеспечивающий движение мутного потока от входной части водохранилища к водосбросным отверстиям по прямой. В таком случае значительная часть мельчайших взвешенных наносов сбрасывается в нижний бьеф водохранилища, а более крупные фракции наносов отлагаются в основном в этом канале. Во время опорожнения водохранилища эти отложения смываются и транспортируются в сторону плотины. При полном опорожении верхнего бьефа водохранилища можно промыть значительную часть наносов отложений из канала, пропуская по нему осенний сток водотока.

Список использованной литературы

1. Фроликова Е.Я. Режим работы водохранилищ – основное звено борьбы с заилением // Заиление водохранилищ и борьба с ним. – М., 1970. – С.134–154.
2. Давранов Г.Т., Юсупов А.А. Некоторые результаты лабораторных исследований заиления селеводохранилищ // Пути комплексного совершенствования мелиорации и водного хозяйства. – Ташкент: САНИИРИ, 1987. – С.71–76.

Я.С.Мухамедов, канд.техн.наук,

О.Н.Тихонова

(НПО САНИИРИ)

ДИНАМИКА ТВЕРДОГО СТОКА ОТ ВОДОЗАБОРА ДО НС №1 КАРШИНСКОГО МАГИСТРАЛЬНОГО КАНАЛА

С начала эксплуатации (1974 г.) водозабор в Каршинский магистральный канал подвергся коренной реконструкции:

точка водозабора перенесена на 900 м выше по течению и располагается на южной стороне мыса Пулизиндан (1981 г.);

правобережная протока углублена и расширена до выхода к основному руслу р. Амударьи (1982 г.);

в головной части водозабора устроена подводная дамба с углубленным карманом со стороны реки (1985 г.);

в реке выше водозабора на 20 м возведена самоочищающаяся мусороотгонная запань постоянного действия (1987 г.).

В результате реконструкции поступление наносов в Каршинский магистральный канал стабилизировалось. Этот вывод сделан на основе анализа данных многолетних измерений мутности потока на входе в КМК. Отбор проб производился ежедневно с поверхности воды по фарватеру. Два-три раза в месяц выполнялись детальные измерения мутности воды и расхода наносов в этом же створе. На основе полученных данных строился график перехода от поверхностной к средней мутности потока на входе в КМК. С 1985 г. связь между средней и поверхностной мутностью потока практически не меняется (рис.1).

Методом наименьших квадратов получена зависимость, связывающая поверхностную мутность потока в фарватере со средней мутностью, для головного участка Каршинского магистрального канала

$$\rho_{ср\text{по}} = 0,55 + 0,95 \rho_{пов} ,$$

где $\rho_{ср\text{по}}$ - средняя мутность потока в сечении;

$\rho_{пов}$ - поверхностная мутность потока в фарватере.

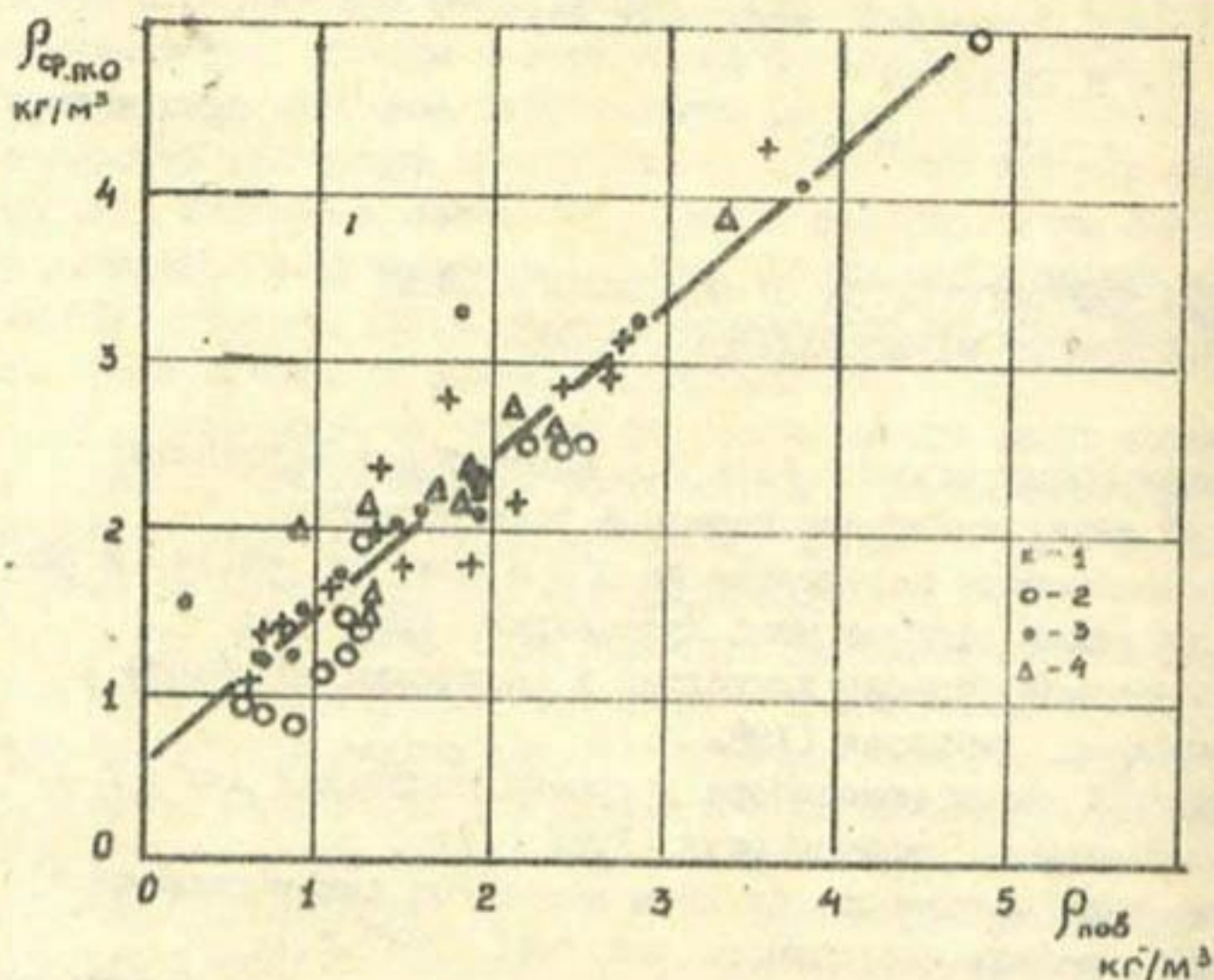


Рис. 1. График связи средней мутности потока с поверхностной мутностью потока в фарватере для головной части КМК: 1 – 1985 г.; 2 – 1986 г.; 3 – 1987 г.; 4 – 1988 г.

В настоящее время годовой объем поступивших в КМК наносов определяется среднегодовой мутностью р.Амударьи и объемом водозабора. Выполнен расчет ожидаемого поступления наносов в КМК при различной среднегодовой мутности р.Амударьи и объемах водоподачи НС № I 5000, 4500, 3500 и 3000 млн.м³/год. Величины ежегодных объемов водоподачи НС № I и объемов поступивших в КМК наносов взяты из отчетов о НИР за соответствующие годы и согласованы с УЭ КМК и НС. Данные о среднегодовой мутности р.Амударьи (г/п Керки) до 1980 г. взяты из гидрологических ежегодников, с 1981 г. используются данные измерений САНИИРИ [1].

На рис.2 представлены результаты расчетов для объема водоподачи НС № I, равной 5,0 млрд.м³/год.

Как видно из рисунка:

при существующей схеме водозабора в КМК (1981-1987 гг.) и одинаковых значениях среднегодовой мутности р.Амударьи и водоподачи НС № I поступление наносов в канал значительно уменьшилось по сравнению с прежним вариантом водозабора;

до проведения работ по реконструкции водозаборного сооружения связь между объемом поступивших в канал наносов и среднегодовой мутностью р.Амударьи не выявлена;

в настоящее время между объемом поступивших в КМК наносов и среднегодовой мутностью р.Амударьи установилась прямая зависимость.

На рис.3 представлен график ожидаемого поступления наносов в подводную часть КМК в зависимости от среднегодовой мутности р.Амударьи при различных объемах водоподачи НС № I.

Графики на рис.2 и 3 построены по зависимостям, полученным методом наименьших квадратов.

Для объема водоподачи НС № I, равной 5,0 млрд.м³/год

$$W = 5987 + 2489\rho;$$

для 4,0 млрд.м³/год

$$W = 4316 + 2187\rho;$$

для 3,5 млрд.м³/год

$$W = 3927 + 1852\rho;$$

для 3,0 млрд.м³/год

$$W = 3368 + 1586\rho.$$

Здесь W - объем наносов, тыс.м³;

ρ - среднегодовая мутность р.Амударьи, кг/м³.

Выявленная закономерность не позволяет значительно уменьшить объемы очистных работ на КМК, но дает возможность более рационально использовать имеющийся парк земснарядов, выполняющих руслорегулировочные работы в русле р.Амударьи в районе водозабора в КМК и очистные работы в его подводной части.

В межениные периоды и маловодные годы из-за дефицита уровня воды перед точкой водозабора и угрозы отхода водного

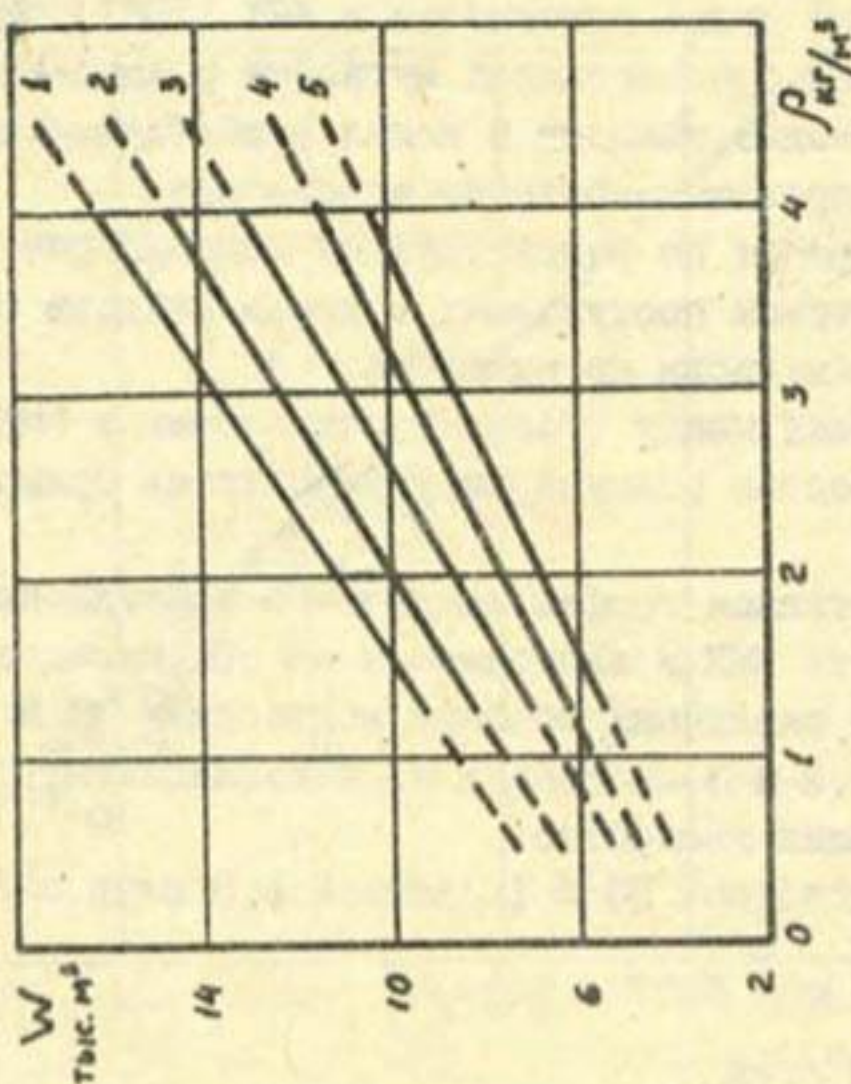


Рис.3. График связи между годовым поступлением наносов в КМК и среднегодовой мутностью р.Амударьи (г/л Керки) при годовой водоподаче НС №1: 1 - 5,0; 2 - 4,5; 3 - 4,0; 4 - 3,5; 5 - 3,0 млрд.м³.

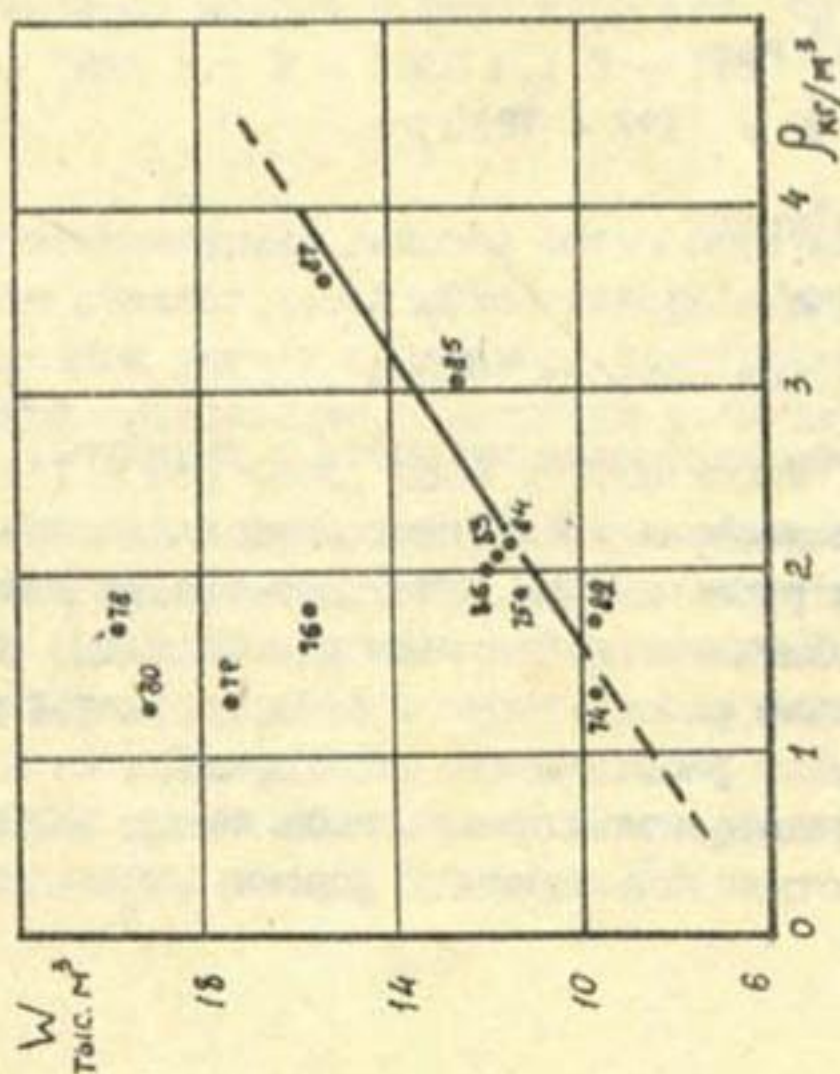


Рис.2. График связи между годовым поступлением наносов в КМК и среднегодовой мутностью р.Амударьи (г/л Керки) при годовой водоподаче НС №1 5,0 млрд.м³ (цифрами обозначен год измерения).

потока от нее обеспечение планового забора воды в КМК требует выполнения дополнительных объемов руслорегулировочных работ в русле реки по расширению и углублению правобережной протоки с выходом к основному потоку реки. Поступление наносов в канал, следовательно, и объем очистных работ вдоль его подводящей части в эти периоды несколько снижаются благодаря малой мутности отбираемой воды.

В паводок и многоводные годы русловая обстановка и уровень режим в реке наиболее благоприятны для осуществления планового забора воды. Объемы руслорегулировочных работ в реке снижаются. Однако при увеличении расхода увеличивается мутность отбираемой воды, следовательно, возрастет объем очистных работ в русле подводящей части КМК.

За период эксплуатации Каршинского магистрального канала максимальная среднегодовая мутность р.Амударьи зарегистрирована в 1987 г. Объем наносов, поступивших в этот год в КМК, достиг наибольшего значения — 16,4 млн.т. При 10 %-ной обеспеченности потока по мутности (среднегодовая мутность составляет $5,0 \text{ кг/м}^3$) объем поступивших в КМК наносов может достигнуть 21,0 млн.т, т.е. увеличится по сравнению с 1987 г. на 28 %.

Наносы, поступившие в КМК, перераспределяются вдоль его головной части: от 60 до 90 % осаждаются на подводящем участке, остальные проходят в бетонный участок и поступают в Талимарджанское водохранилище или доходят до полей орошения.

Рассмотрим динамику твердого стока вдоль подводящей части КМК.

По конструктивным особенностям, геологическому строению и назначению подводящая часть КМК делится на три участка: головной, отстойник и земляной.

Головной участок ($Z = 1,4 \text{ км}$) располагается в самом начале подводящей части от головы водозабора (ПК 0) до отстойника (ПК-14) и проходит вдоль южной стороны мыса Пулизиндан. Его коренное ложе сложено известняком. Ширина головного участка небольшая: верхние участки имеют ширину по урезу воды 57-61 м, нижние — до 75 м. Осредненная отметка дна коренного ложа равна 39,5 м. Дно канала всегда заилено наносами, поступающими из р.Амударьи, которые и определяют гидравлические характеристики русла. Максимальная средняя отметка дна головного

участка за период с 1984 по 1988 год зарегистрирована 17.09.87 – 41,8 м. Средняя отметка дна определялась по продольным профилям, измеряемым ежемесячно эхолотом "Язь". За скальным участком расположен отстойник (ПК-14–ПК 41), представляющий собой расширенное русло канала. Вход в отстойник резко расширяется влево на 70–80 м почти под прямым углом. Правый берег плавно сопряжен со скальным участком. Угол расширения – 10%. На ПК-5 (сразу же за входом в отстойник) русло канала поворачивает вправо. Такая компоновка входа в отстойник приводит к тому, что левый берег практически всегда заилен; в створе поворота, если там постоянно не работает земснаряд, формируется отмель по всей ширине русла. Ширина отстойника непостоянна по длине, в паводковый период она достигает до 140–220 м. Максимальная ширина наблюдается на участке от ПК 20 до ПК 35. Изменение ширины плавное. Дно отстойника имеет сложный изрезанный профиль (из-за работы земснарядов). Из-за недоборов и переуглублений при производстве очистных работ отметки дна отстойника изменяются в больших пределах – от 34,0 до 40,0 м.

Земляной участок подводящей части КМК представляет собой призматическое русло, средняя глубина которого изменяется в зависимости от наполнения канала от 1,70 до 5,25 м, ширина – от 80 до 100 м.

Перераспределение твердого стока вдоль подводящей части КМК изучалось на основе изменения средней мутности потока на вертикали в фарватере. Максимальная погрешность такого метода составляет 26, минимальная – 2,5, средняя – 14,5 % /1/.

В табл. I представлены результаты многолетних натурных измерений осветления потока вдоль головного участка, рассчитана также годовая мощность заиления головного участка. Средняя ширина его принята равной 65,0 м, объемная масса отлагающихся наносов $\gamma = 1,15 \text{ т/м}^3$.

Таблица I

	1982 •	1983	1984	1985	1986	1987
Осветление потока вдоль головного участка, %	10	14	13*	19	12	10
Годовая мощность заиления голов- ного участка, м	10,3	18,3	19,1	28,5	13,7	21,9

Примечание. * – среднемноголетняя

Согласно многолетним наблюдениям, в отстойнике осаждаются до 55 %, вдоль земляного участка подводящей части КМК – от 15 до 20 % от среднегодового поступления наносов в канал. Остальные наносы поступают в бетонный участок и транспортируются до Талимарджанского водохранилища или транзитом проходят до полей орошения.

Для изучения динамики изменения фракционного состава взвешенных наносов и донных отложений были выполнены специальные исследования. На рис.4 представлен график изменения фракционного состава донных отложений вдоль подводящей части КМК (пробы отбирались в фарватере), на рис.5 – график изменения фракционного состава взвешенных наносов, отобранных на тех же вертикалях. Как видно, наносы крупнее 0,25 мм во взвешенном состоянии не транспортируются даже в головном участке. Они перемещаются вдоль головного участка в качестве донных наносов и отлагаются в самом начале отстойника (ПК 6). С ПК 6 фракционный состав взвешенных и отлагающихся наносов практически одинаков, что позволяет сделать вывод о равномерном осаждении наносов всех фракций, хотя интенсивность осаждения уменьшается от входа к концу отстойника. Практически не меняется вдоль подводящей части КМК фракционный состав взвешенных наносов (рис.5).

Осаждение мелких фракций взвешенных наносов ($d < 0,05$ мм) в подводящей части происходит, в основном, в водоворотных зонах и вдоль берега, где транспортирующая способность потока ниже, чем в стрежне. Это требует увеличения объема очистных работ в русле подводящей части, а также повышения категории грунта. Кроме того, мелкие частицы амударьинских наносов богаты гумусом и использование их на полях орошения позволит улучшить мелиоративное состояние грунта.

В целях уменьшения осаждения мелких фракций наносов в отстойнике рекомендовано выполнять его плавнорасширяющимся в плане ($tg \beta = 2,4 \cdot 10^{-2}$) /1/.

В 1986–1987 гг. интегральным способом был определен фракционный состав взвешенных наносов, поступающих в бетонный участок КМК. Пробы отбирались два раза в сутки бутылками емкостью 0,5 л и объединялись по месяцам. Средневзвешенный диаметр наносов изменялся от 0,045 до 0,170 мм, причем, более

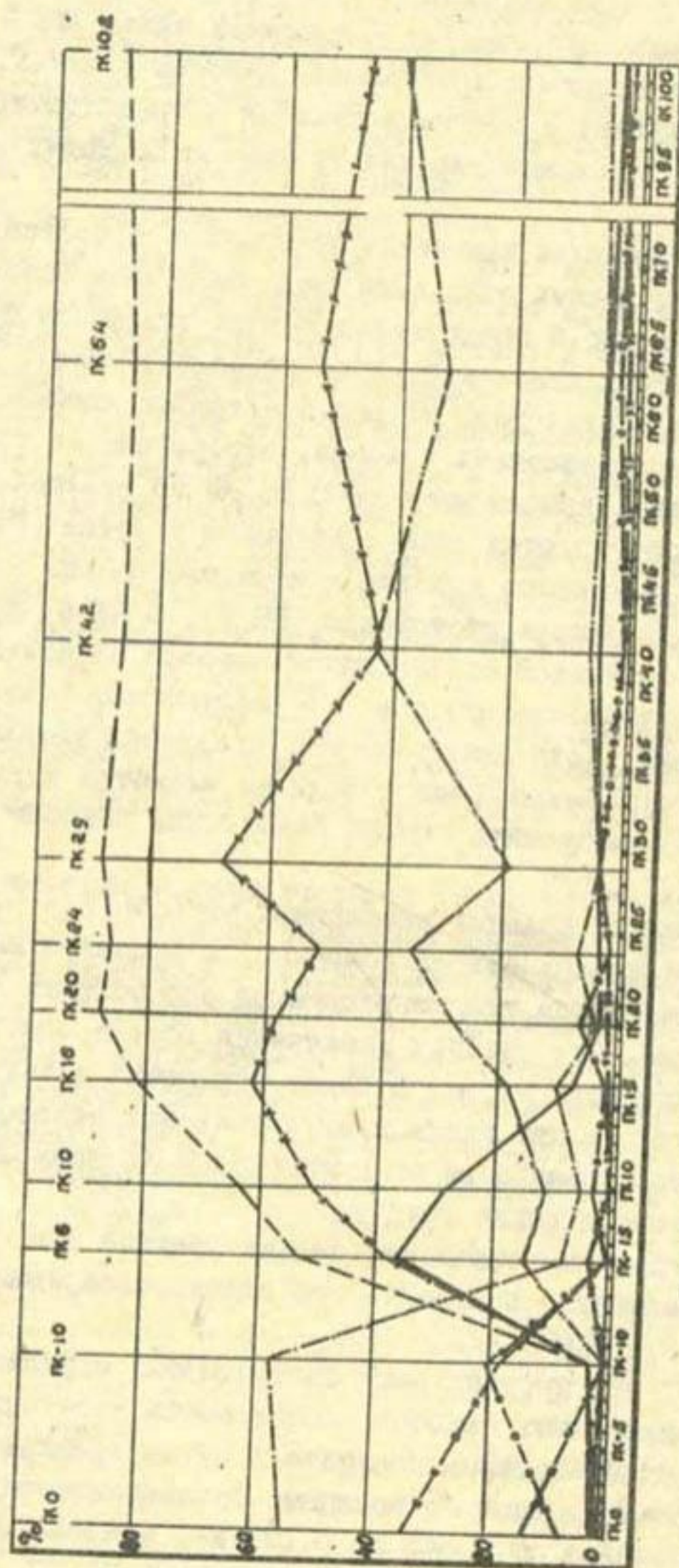


Рис. 4. График изменения гидравлической крутизны донных отложений
вдоль подводной части ПК:

—•—•— 54 мм/с; —•—•— 20 - 12 мм/с; —•—•— 0,2 - 0,02 мм/с;
 —•—•— 54 - 26 мм/с; —•—•— 12 - 2 мм/с; —•—•— 0,02 мм/с;
 —•—•— 26 - 20 мм/с; —•—•— 2 - 0,2 мм/с;

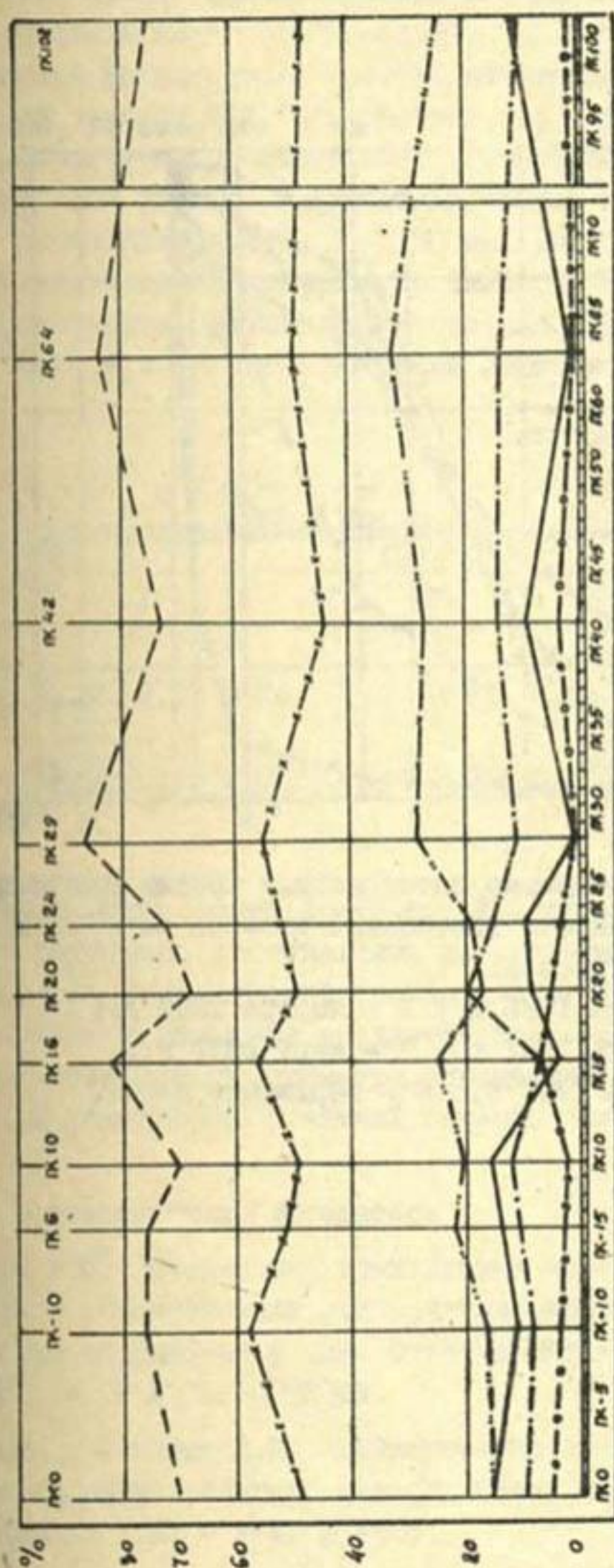


Рис.5. График изменения гидравлической крутизны взвешенных наносов

вдоль подводящей части КМК:

- | | | | | | |
|-----|--------------|-----|--------------|-----|-----------------|
| —○— | 54 мм/с | —○— | 20 — 12 мм/с | —○— | 0,2 — 0,02 мм/с |
| —×— | 54 — 26 мм/с | —×— | 12 — 2 мм/с | —×— | 0,02 мм/с |
| —·— | 26 — 20 мм/с | —·— | 2 — 0,2 мм/с | | |

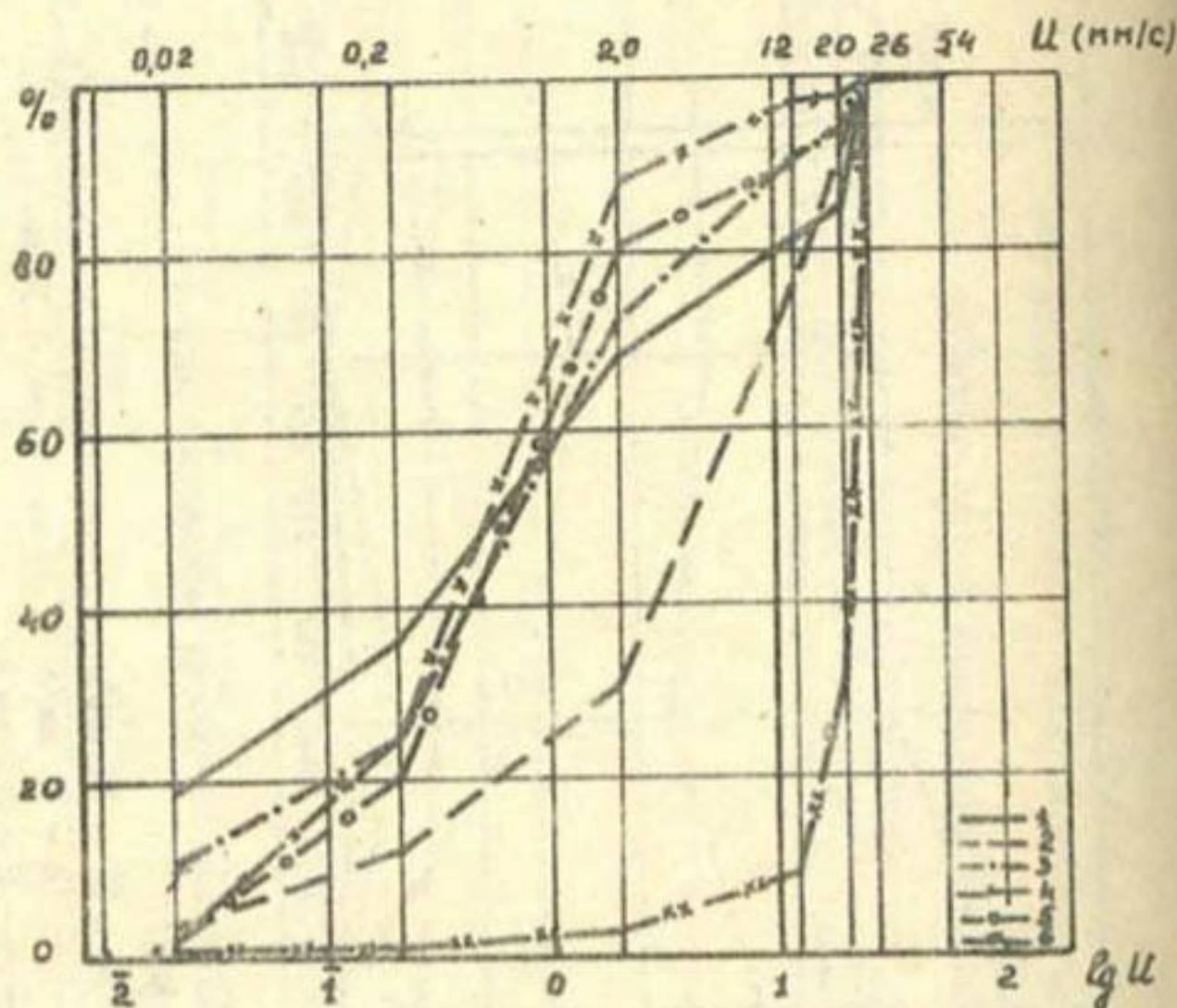


Рис. 6. Совмещенные интегральные кривые гидравлической крупности взвешенных наносов за НС МГ и барханных песков:

- 1 — декабрь 1986 г.; 2 — январь 1987 г.;
 3 — февраль 1987 г.; 4 — март 1987 г.;
 5 — апрель 1987 г.; 6 — барханные пески.

крупный фракционный состав наблюдался в зимний период, хотя среднемесячная мутность была ниже (табл.2).

Увеличение фракционного состава взвешенных наносов, поступающих в бетонный участок КМК, объясняется тем, что в зимний период наносы в земляной участок поступают, в основном, не из отстойника, а за счет ветровой эрозии. В барханных песках содержится большое количество частиц диаметром 0,25–0,20 мм (до 65–70 %) /2/, что увеличивает средневзвешенный диаметр наносов. На рис.6 представлены интегральные кривые фракционного состава барханных песков и взвешенных наносов в зимний и весенний периоды.

Таблица 2

Характеристика потока	Год и месяц								
	1986				1987				
	IV	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII
Среднемесячная мутность, кг/м ³	0,22	0,25	0,32	0,43	0,97	0,09	0,52	0,43	0,38
Средневзвешенный диаметр, мм	0,080	0,110	0,062	0,044	0,058	0,057	0,065	0,063	0,072

В вегетационный период фракционный состав взвешенных наносов определяется частицами, поступающими из отстойника. Наносы, поступающие в канал за счет ветровой эрозии, в этот период не оказывают никакого влияния на величину средневзвешенного диаметра. Поэтому величина средневзвешенного диаметра взвешенных наносов, поступающих в бетонный участок КМК в зимний период, выше, чем в летний.

Использованная литература

1. Мухамедов Я.С. Разработка комплексных мероприятий по совершенствованию и реконструкции руслорегулировочных и головных сооружений при водозаборе в КМК: Отчет о НИР / САНИИРИ; Рук. Мухамедов Я.С. – ГР № 01870090763.
2. Горев И.А., Речицкая Л.Р. Исследование наносного режима Карпинского магистрального канала: Отчет о НИР / САНИИРИ; Рук. Дерлятка Т.И. – АРХ. № 4605.

Х.А.Ирмухамедов, канд.техн.наук
(НПО САНИИРИ)

М.Р.Бакиев, канд.техн.наук
Н.Рахматов
(ТИИИМСХ)

РАСТЕКАНИЕ ПОТОКА ЗА СЖАТЫМ СЕЧЕНИЕМ ПРИ ЧАСТИЧНОМ ОСВОЕНИИ МЕЖДАМБНОГО ПРОСТРАНСТВА

Генеральной схемой регулирования русла р.Амударьи ниже Тюямуьнского гидроузла предусмотрено строительство поперечных дамб. Часть из них в настоящее время построена /1/. Междамбное пространство интенсивно заиляется наносами и используется для выращивания сельскохозяйственных культур. Хаотичное освоение междамбного пространства может привести к изменению проектного режима протекания потока в русле. Для изучения закономерностей растекания стесненного потока с учетом освоения междамбного пространства проведены экспериментальные и теоретические исследования в лаборатории кафедры "Гидротехнические сооружения" ТИИИМСХ. Анализ экспериментальных эпюр скоростей показал, что частичное освоение междамбного пространства не меняет качественной картины потока в области растекания. Растекание потока за дамбой происходит с образованием областей сжатия (от створа О-О до С-С) и растекания (за сжатым сечением С-С) (рис.1). Поэтому поток за сжатым сечением рассматривается, как и в работе /2,3/, состоящим из гидравлически однородных зон:

- а) слабовозмущенного ядра шириной b_y ;
- б) интенсивного турбулентного перемешивания шириной b
- в) обратных токов шириной $(b_1 - b_y - b)$.

Решение задачи сводится к определению ширины ядра, закона изменения скоростей в нем, скорости обратных токов - U_H , пьезометрического уклона потока - J , длины водоворотной зоны и глубины воды в конце водоворота.

При решении задачи предполагается, что распределение давлений по глубине подчиняется гидростатическому закону, а поперечный перепад давлений в зоне растекания отсутствует. Распределение скоростей в зоне интенсивного турбулентного перемешива-

ния происходит по теоретической зависимости Шлихтинга-Абрамовича /4/

$$\frac{u_{я} - u}{u_{я} - u_n} = (1 - \eta^{3/2})^2, \quad (I)$$

где $u_{я}$, u , u_n — скорость потока в ядре, в зонах турбулентного перемешивания и обратных токов;

$\eta = \frac{y_2 - y}{b}$ — относительная ордината точки, в которой определяется u ;
 y_2 , y — ординаты внешней границы зоны турбулентного перемешивания и указанной точки;
 b — ширина зоны.

Для определения длины водоворота в зоне растекания воспользуемся уравнением сохранения расхода, составленным для сечений С-С и К-К (рис.1)

$$R_{с-с} \int_0^{b_1} u dy = u_{як} \cdot h_k (\delta_{як} + 0,55 b_k). \quad (2)$$

Выразив правую часть через среднюю скорость, получим

$$h_{с-с} \int_0^{b_1} u dy = v_k \cdot B_1 \cdot h_k, \quad (3)$$

где $u_{як}$, v_k , $\delta_{як}$, h_k , b_k — средняя скорость в ядре, средняя скорость потока, ширина ядра, глубина потока и ширина зоны турбулентного перемешивания в конце водоворота;

$h_{с-с}$ — глубина воды в сечении С-С;

B — ширина русла в междомбном пространстве.

Результаты опытов показали, что между $u_{як}$ и v_k существует взаимосвязь:

$$u_{як} = \alpha^{0,33} v_k, \quad (4)$$

где α — корректив кинетической энергии в конце водоворота, определяется из графика $\alpha = f(n, K_0)$ (рис.2);

$n = 1 - \frac{b_0}{B}$ — степень стеснения;

B — ширина русла в бытовом состоянии;

b_0 — ширина русла в створе стеснения;

$$K_0 = \ell / \ell_0 \cdot \sin \alpha_0^0,$$

здесь K_0 — коэффициент освоения;

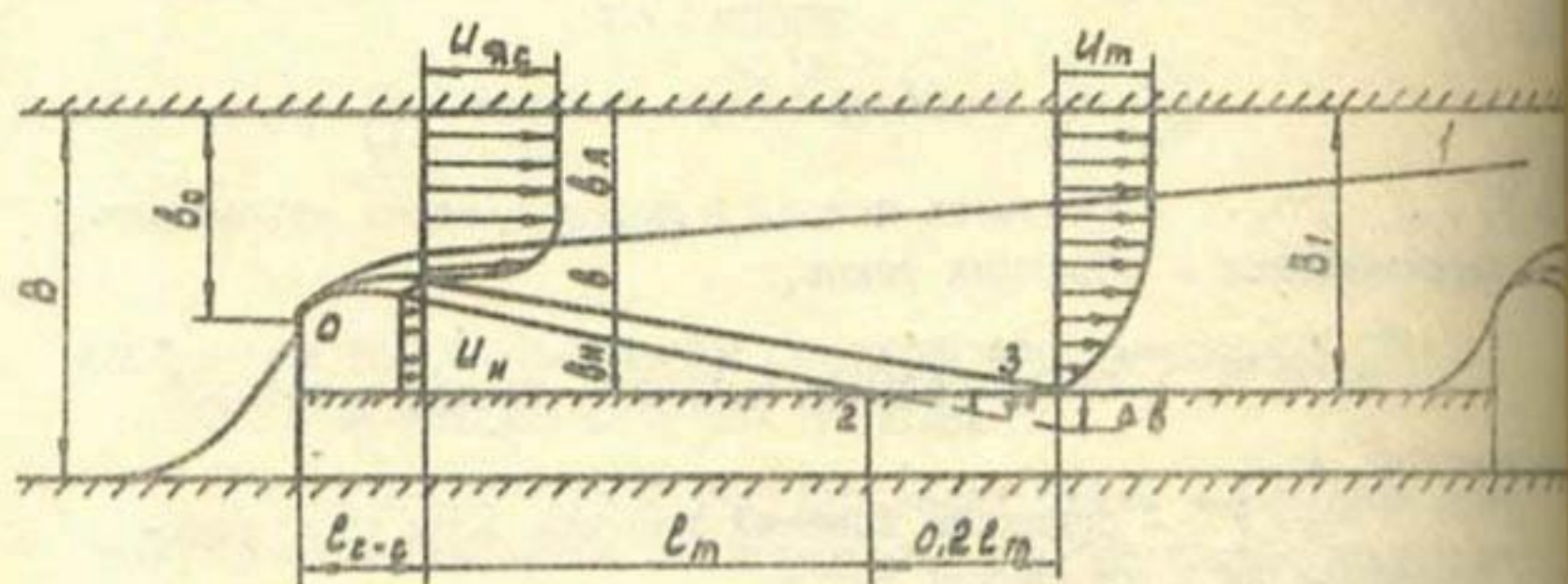


Рис. 1. План растекания потока в междомоном пространстве.

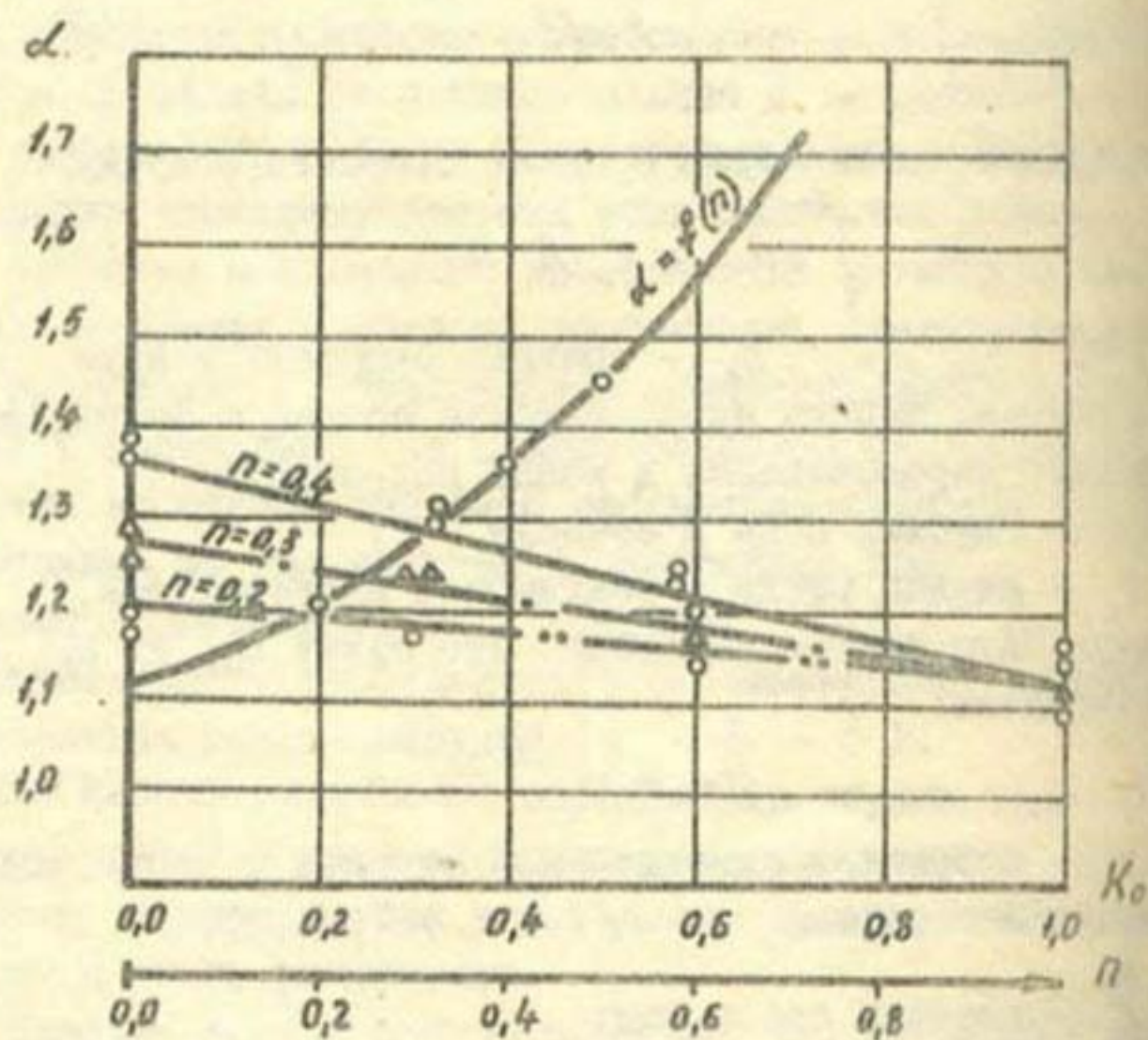


Рис. 2. Графики $\alpha = f(n, K_0)$ и $\alpha = f(n)$

ℓ — ширина освоения;
 ℓ_d — длина дамбы;
 α_d^* — угол установки дамбы.

Решая совместно (2) и (3), с учетом (4) получаем

$$B_I = \alpha^{0,33} (\delta_{як} + 0,55 \delta_k), \quad (5)$$

$$\text{где } \left. \begin{aligned} \delta_{як} &= \delta_{яс} - C_1 \ell_p \\ \delta_k &= \delta_c + C_2 \ell_p \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

C_1 — угловой коэффициент внутренней границы зоны турбулентного перемешивания, определяется из графика $C_1 = f(K_\theta)$ (рис.3);

C_2 — угловой коэффициент расширения зоны турбулентного перемешивания, определяется из графика $C_2 = f(K_\theta)$ (рис.4);

$\delta_{як}, \delta_c$ — ширина ядра и ширина зоны турбулентного перемешивания в сечении С-С;

ℓ_p — длина водоворота за сжатым сечением.

Выражая B_I через K_θ , n , B , имеем $B_I = (1 - K_\theta n) B$.

Решив совместно (5) и (6), получим формулу для определения длин водоворота за сжатым сечением

$$\bar{\ell}_p = \frac{1}{0,55 C_2} \left(\frac{1 - K_\theta n}{\alpha^{0,33} (1 - n)} - \varepsilon \right), \quad (7)$$

где $\bar{\ell}_p$ — относительная длина водоворота, $\bar{\ell}_p = \ell_p / b_0$;
 ε — коэффициент планового сжатия.

Используя уравнение Бернулли, написанное для сечений С-С и К-К (см.рис.1), находим глубину воды в конце водоворота

$$h_c + \frac{\alpha_1 V_c^2}{2g} = h_k + \frac{\alpha V_k^2}{2g} + \bar{\ell}_f \cdot \ell_p, \quad (8)$$

здесь α_1 — корректив кинетической энергии в сжатом сечении, определяемый из графика $\alpha_1 = f(n, K_\theta)$ (рис.5);

V_c — средняя скорость потока в створе С-С;

$\bar{\ell}_f$ — средняя величина уклона трения в зоне растекания,

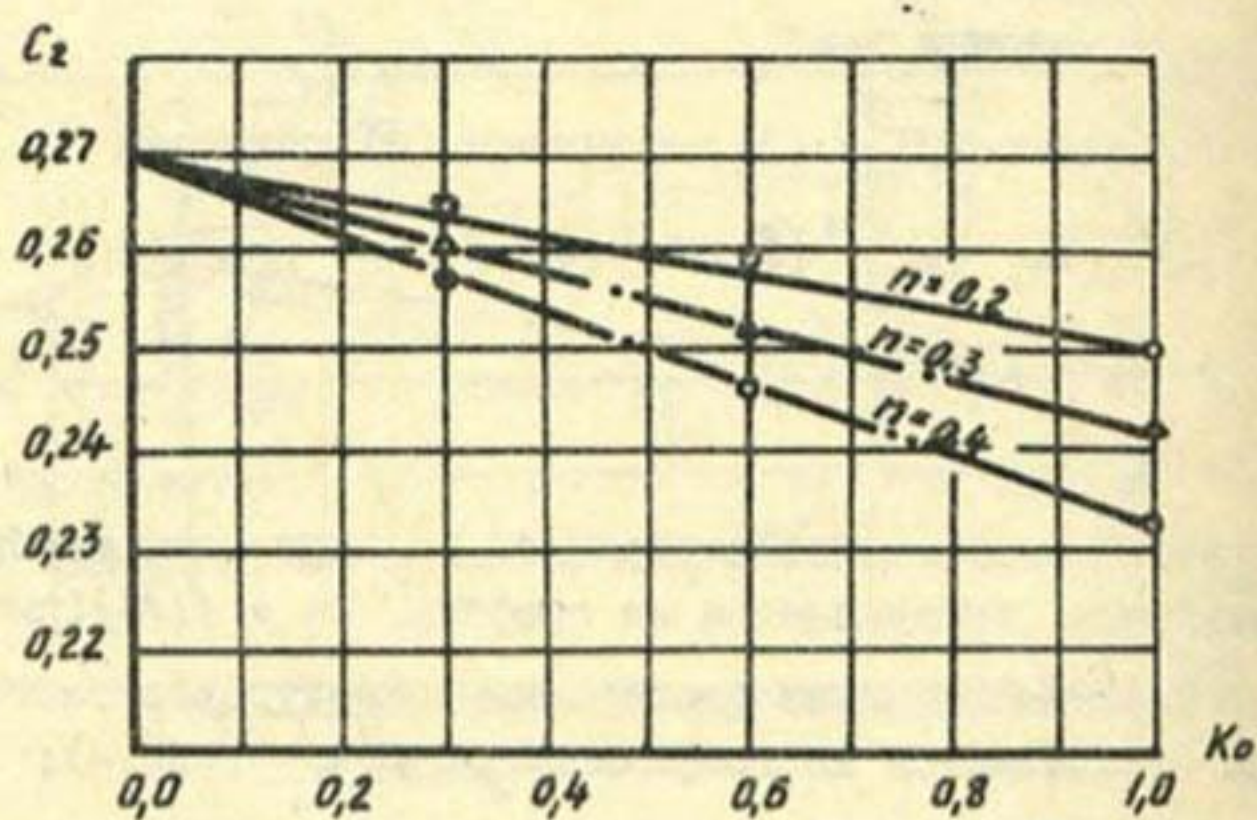


Рис.3. График $C_R = f(K_0, n)$

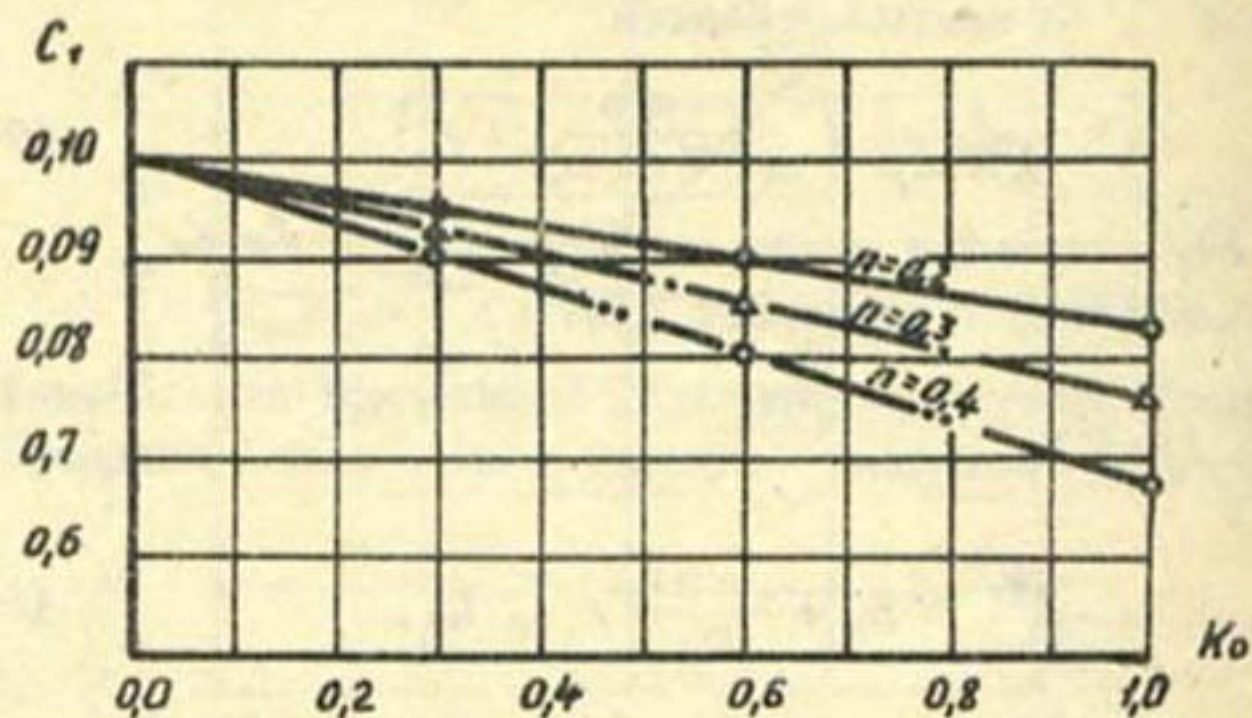


Рис.4. График $C_1 = f(K_0, n)$

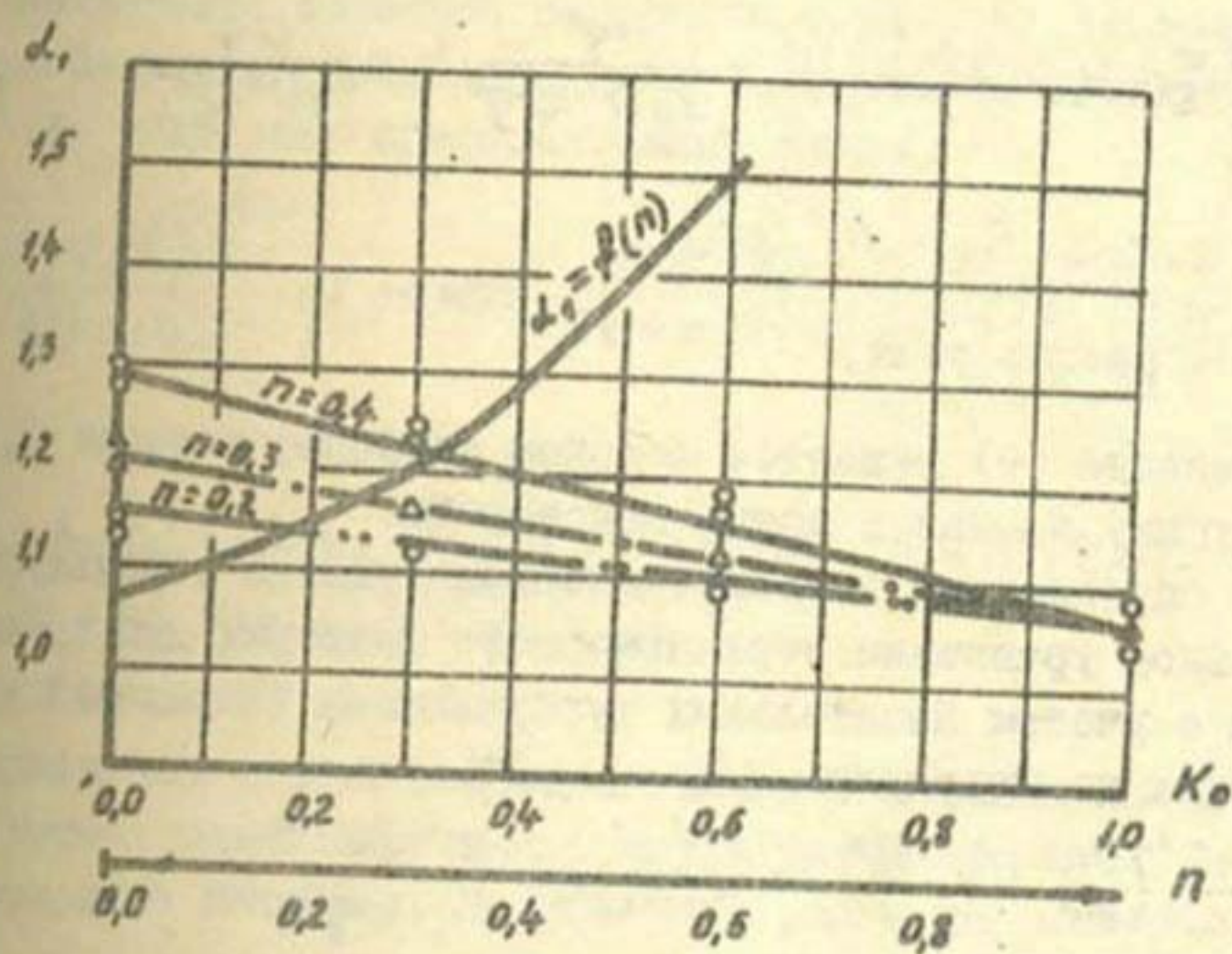


Рис. 5. Графики $\alpha = f(n, K_0)$ и $\alpha_1 = f(n)$

$$\bar{L}_f = \frac{1}{2} \left(\frac{\lambda V_c^2}{2g h_c} + \frac{\lambda V_K^2}{2g h_K} \right);$$

λ — коэффициент сопротивления дна, определяется по формуле А.П.Зегжды /5/.

Решая уравнение (8) относительно h_K , получаем биквадратное уравнение

$$h_K^4 + \left(\frac{\lambda \ell_p F_{zc}}{4} - h_c - \frac{\alpha_1 h_c F_{zc}}{2} \right) h_K^3 + \frac{\alpha q^2}{2g(1-K_0 n)^2} h_K + \frac{\lambda \ell_p q^2}{4g(1-K_0 n)^2} = 0, \quad (9)$$

где $q = Q/B$; $F_{zc} = V_c^2/g h_c$;

Q — расход реки.

Уравнение (9) решается методом подбора; задавая $h_K > h_c$, найдем глубину потока в конце водоворота.

Для определения пьезометрического уклона используем дифференциальное уравнение неравномерного движения для транзитного потока с учетом касательных турбулентных напряжений на боковых поверхностях по Прандтлю /2/:

$$J = -\frac{\alpha Q^2}{g \omega^3} \left(\frac{\partial \omega}{\partial x} + B_1 \frac{dh}{dx} \right) + \frac{\lambda Q^2}{2g h \omega^2} + \frac{2}{\gamma_1} \cdot \frac{\partial \tau}{\partial y}, \quad (10)$$

где ω — площадь живого сечения потока;

τ — турбулентное касательное напряжение на боковой поверхности струй;

$$\gamma_1 = \frac{B}{\varepsilon b_0},$$

здесь γ_1 — относительное расширение потока.

Решая уравнение (10) относительно " J " по методике, изложенной в работе /2/, получаем

$$J = \frac{0,5 \lambda F_{zcp} \left[1 - \frac{2\alpha_{cp} \cdot i_B}{\lambda} - \frac{2\alpha_{cp} \cdot h_{cp}}{\lambda(1-K_0 n)B} \left(0,125 \frac{0,024}{\alpha_{cp}} \right) \right]}{1 - \alpha_{cp} \cdot F_{zcp}}, \quad (11)$$

где $h_{cp} = 0,5(h_c + h_K)$; $\alpha_{cp} = 0,5(\alpha_1 + \alpha)$; $F_{zcp} = V_{cp}^2/g h_{cp}$.

Закон изменения скоростей в зоне ядра определим с помощью уравнения сохранения количества движения, записанного для отска, ограниченного сечениями С-С и Х-Х, дном и боковыми стенками (см. рис. I)

$$\begin{aligned}
 & u_{xc}^2 \cdot \bar{b}_{xc} \cdot h_c + h_c \int_0^{\bar{b}_c} u^2 dy + u_{xc}^2 (\bar{b}_1 - \bar{b}_{xc} - \bar{b}_c) h_c + \frac{\gamma B_1}{2} h_c^2 = \\
 & = u_{xc}^2 \cdot \bar{b}_x \cdot h_x + h_x \int_0^{\bar{b}_x} u^2 dy + u_{xc}^2 \cdot h_x (\bar{b}_1 - \bar{b}_x - \bar{b}) + \int_0^x \int_0^{\bar{b}_x + \bar{b}} \frac{\lambda}{2} u^2 dy + \frac{\gamma B_1}{2} h_x^2
 \end{aligned} \quad (I2)$$

Пренебрегая обратной скоростью, с учетом (I) получим неоднородное линейное уравнение, которое решим по методу Лагранжа /6/. После некоторых преобразований имеем

$$\left(\frac{u_x}{u_{xc}} \right)^2 = \frac{(1 + J \xi \bar{h})^{-\frac{\lambda}{2J} - 1}}{\bar{b}_x + 0,416 \bar{b}} \left\{ \bar{b}_{xc} + 0,416 \bar{b}_c - \frac{2J(1 - K_0 n)}{Fz_c(1-n)(\lambda + 4J)} \left[(1 + J \xi \bar{h})^{\frac{\lambda}{2J} + 2} - 1 \right] \right\}, \quad (I3)$$

где $\bar{b}_x = b_x/b_0$; $\bar{b} = b/b_0$; $\xi = x/b_0$; $\bar{h} = b_0/h_c$; $h_x = h_c + Jx$;
 $Fz_c = u_{xc}^2 / g h_c$; $\bar{b}_1 = (1 - K_0 n) / (1 - n)$

Изменение ширины слабовозмущенного ядра вдоль расширяющегося потока можно определить из дифференциального уравнения неравномерного движения, записанного для ядра потока,

$$J = \frac{d}{dx} \left(\frac{u_x^2}{2g} \right) + i f. \quad (I4)$$

Принимая $i f = \frac{\lambda u_x^2}{2g h}$ и $J = i \partial - \frac{dh}{dx}$,

получаем неоднородное линейное уравнение относительно $u_x^2 / 2g$. После интегрирования по методу Лагранжа и совместного решения с уравнением сохранения расхода, записанного для сечений С-С и X-X, имеем

$$\bar{b}_x = -0,55 \bar{b} + \frac{(1 + J \xi \bar{h})^{\frac{\lambda}{2J} + 1} (\bar{b}_{xc} + 0,55 \bar{b}_c)}{\sqrt{1 + \frac{2J}{Fz_c(\lambda + J)} \left[(1 + J \xi \bar{h})^{\frac{\lambda}{2J} + 1} - 1 \right]}} \quad (I5)$$

Закон изменения обратных скоростей в зоне водоворота определим из уравнения сохранения расхода, записанного для сече-

ний С-С и X-X

$$m_{nx} = \frac{\frac{U_{yc}}{U_y} \cdot \frac{h_c}{h_c + J_x} \theta - (1-n)(\bar{\delta}_y + 0,55\bar{\delta})}{(1-K_0 n) - (1-n)(\bar{\delta}_y + 0,55\bar{\delta})} \quad (16)$$

Здесь $\theta = (1-n)(1-m_{nc})(\bar{\delta}_{yc} + 0,55\bar{\delta}_c) + (1-K_0 n) \cdot m_{nc}$;

$m_{nx} = \frac{U_{nx}}{U_{yx}}$ — относительная обратная скорость в сечении X-X.

Описанная методика позволяет получить полную картину растекания потока за сжатым сечением при частичном освоении междомного пространства.

Список использованной литературы

1. Ириухамедов Х.А.,
Тузов В.Е. Рекомендации по регулированию русла траверсными дамбами для условий рек с мелкопесчаными и гравелистыми руслами. — Ташкент, 1983.
2. Михалев М.А. К вопросу о распространении струи капельной жидкости вдоль шероховатой поверхности. // Известия ВНИИГ. — 1965. — Т.77.
3. Бакиев М.Р. Закономерности растекания потока за глухой и сквозной шпорой: Дис. канд. техн. наук — Ташкент, 1974.
4. Абрамович Г.Н. Теория турбулентных струй. — М.: Физматгиз, 1960.
5. Зегжда А.П. Гидравлические потери на трение в каналах и трубопроводах. — Л.-М.; 1957.
6. Матвеев Н.М. Методы интегрирования обыкновенных дифференциальных уравнений. — Минск: Высшая школа, 1974.

Д.Г.Кадилова
(НПО САНИИРИ)

М.Р.Бакиев, канд. техн. наук

Н.Рахматов
(ТИИИМСХ)

ИССЛЕДОВАНИЕ ВЛИЯНИЯ МЕЖДАМБНОГО РАССТОЯНИЯ НА УРОВЕННЫЙ РЕЖИМ ПОТОКА У ДАМБ

Строительство глухих поперечных берегозащитных сооружений нарушает бытовой режим потока и русла. При этом образуются три области, гидравлические характеристики которых существенно отличаются друг от друга (рис.1).

В верхнем бьефе на некотором расстоянии от головы дамбы уровень воды повышается (створ М-М). В дальнейшем наблюдается плановое и вертикальное сжатие потока, образуется сжатое сечение (створ С-С). В области растекания глубина и ширина транзитного потока увеличиваются. Наиболее подробно изучены характеристики этих областей для одиночной шпory (перемычки)/1,2/.

Нами проведены опыты в прямоугольном горизонтальном лотке размером 700 x 40 x 75 см, со стеклянными стенками и жестким дном. Исследования уровня режима проводились при различной степени стеснения потока (n), разном угле установки дамбы (α), коэффициенте освоения междамбного пространства $K_0 = \ell / \ell_0 \sin \alpha = 0-1,0$ и расстоянии между дамбами $\xi = \alpha / \ell_n + \ell_n = 1,0$.

На основании экспериментальных исследований построены профили изменения водной поверхности в безразмерных координатах

$$\frac{\Delta h_i}{\Delta h_u} = f\left(\frac{S}{b_0}, n, \alpha^\circ, K_0, \xi\right),$$

где $\Delta h_i = h_i - h_c$ - перепад уровней воды между расчетным и сжатым створом; $\Delta h_u = u_{яс}^2 / 2g$ - скоростной напор в сжатом створе; S - расстояние от створа стеснения до расчетного створа.

О характере изменения поперечных перекосов уровней

потока, деформированного одиночной дамбой и системой дамб, можно судить по рис. 2а. В области подпора поперечный перекоп направлен в сторону противоположного берега, а при непосредственном приближении створа к оголовку дамб уровни воды выравниваются. От створа стеснения до сжатого створа (рис. 1) направление поперечного перекопа меняется в сторону головы дамбы. В сжатом сечении поперечный перекоп исчезает. В области растекания поперечный перекоп опять направляется к защищаемому берегу, но в очень малых величинах, поэтому при расчетах ими можно пренебречь.

При свободном растекании деформированного потока глубина его за сжатым сечением увеличивается постепенно (рис. 2б), а при установке системы дамб под влиянием нижележащих дамб возрастает интенсивно.

При этом существенное влияние оказывает расстояние между дамбами. Величина подпора перед нижележащей дамбой изменяется пропорционально расстоянию между дамбами. Уменьшение расстояния между дамбами приводит к интенсивному возрастанию глубины воды в области растекания (рис. 3). При $\xi \leq 0,5$ нижележащая дамба влияния на уровеньный режим не оказывает. Она попадает в область водоворотной зоны и не влияет на параметры потока, деформированного первой дамбой.

На рис. 4 показаны продольные профили водной поверхности на середине деформированного потока. На основании совмещенных продольных профилей можно судить о характере изменения перепадов уровней в зависимости от угла установки дамбы α° . С увеличением угла установки дамбы начало спада уровня постепенно перемещается в верхний бьеф сооружения; величина подпора увеличивается, поперечный перекоп потока выражается сильнее.

Освоение междамбного пространства оказывает существенное влияние на уровеньный режим потока, деформированного системой дамб. С увеличением коэффициента освоения междамбного пространства в области сжатия наблюдается выравнивание уровней воды у противоположного берега и на середине потока, а у защищаемого берега уровень воды понижается. При коэффициенте освоения $K_0 > 0,5$ исчезает малая водоворотная зона, образующаяся за дамбой (см. рис. 1). На рис. 5а показаны совмещенные продольные профили водной поверхности деформированного потока, по которым можно судить о характере изменения перепадов уровней в зависимости от коэффициента освоения. С увеличением коэффициента освоения влияние ни-

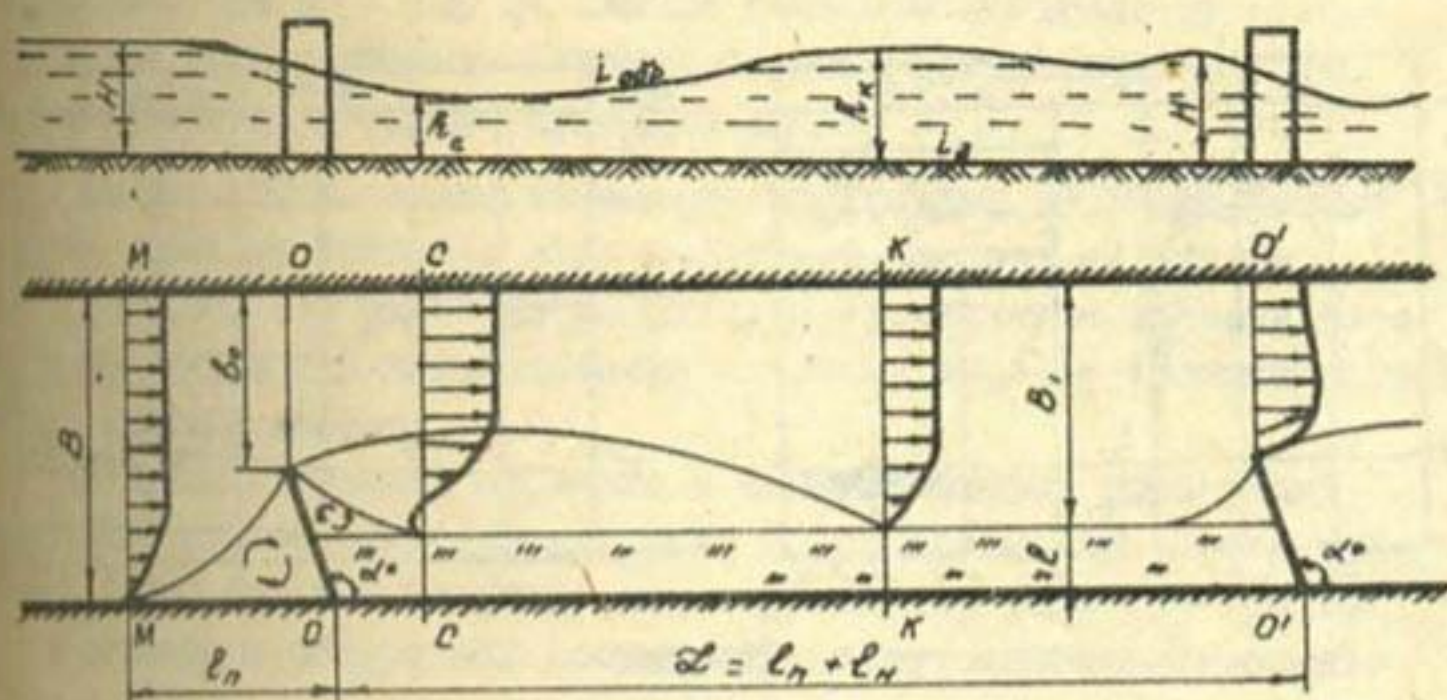


Рис. I. Схема растекания потока в междамбном пространстве.

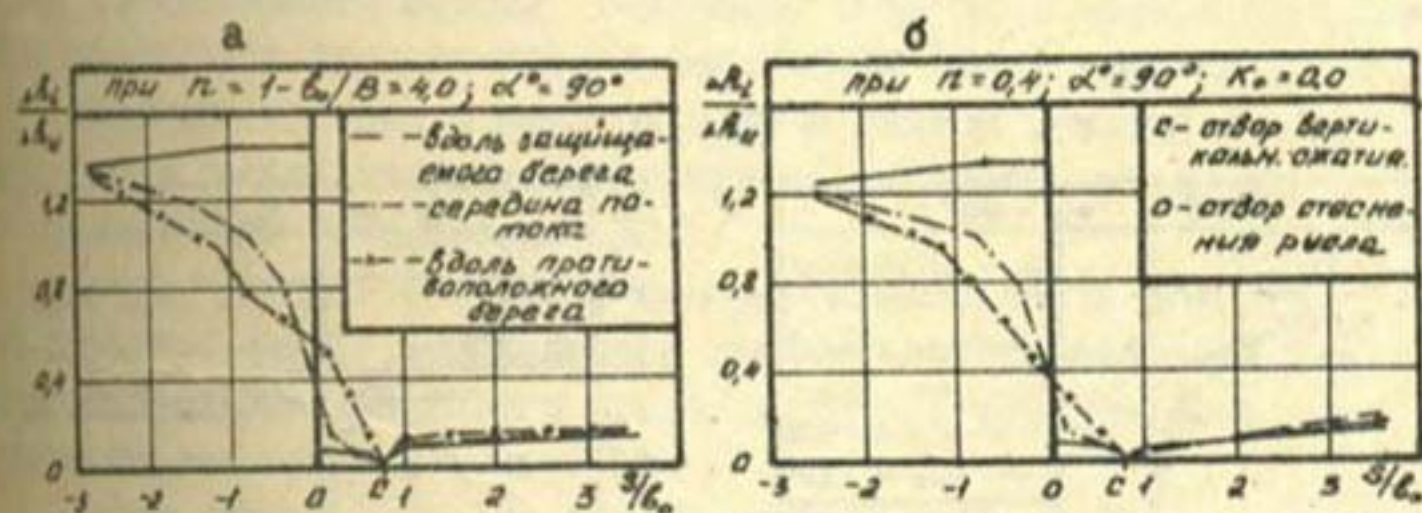
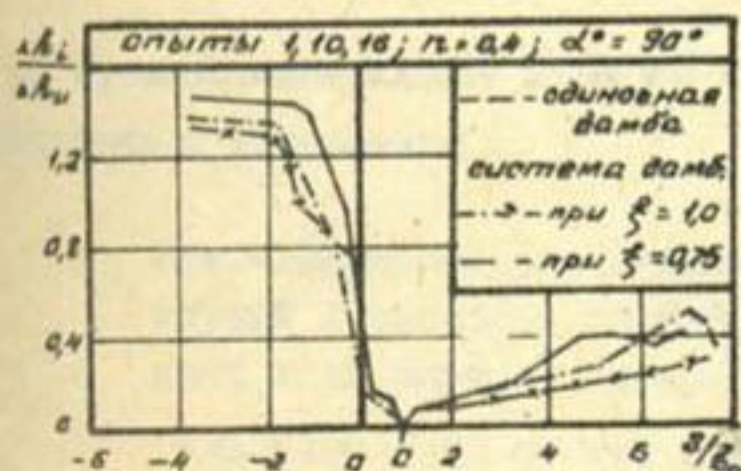
Рис. 2. Продольные профили водной поверхности:
а-одиночная дамба; б - система дамб.

Рис. 3. Продольные профили водной поверхности.

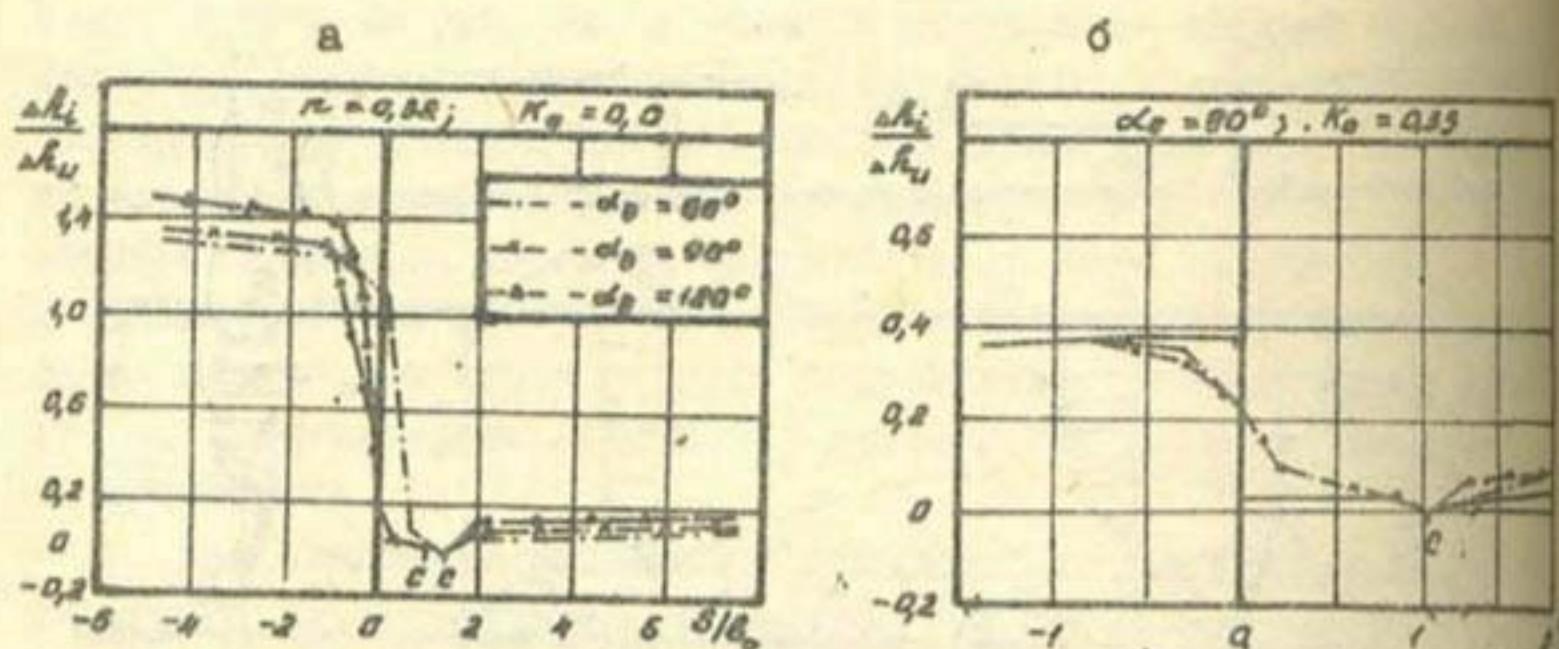


Рис.4. Изменение уровня потока:

а — от угла установки;

б — в области действия второй дамбы.



Рис.5. Продольные профили водной поверхности на середине потока.

залегающей дамбы исчезает, а интенсивность поднятия уровня возрастает. При $K_0 = 1,0$ за сжатым сечением наблюдается скачкообразный подъем уровня. Перепад уровней верхнего и нижнего бьефов изменяется обратно пропорционально K_0 .

На рис. 5б показано изменение продольных профилей уровня воды на середине потока в зависимости от степени стеснения при $K_0 = 0,60$. Как видно из рисунка, с увеличением степени стеснения увеличиваются длина области сжатия и перепад уровней верхнего и нижнего бьефов.

Разница в уровнях верхнего и нижнего бьефов поперечных сооружений играет существенную роль в образовании местного размыва и имеет большое значение для определения размеров крепления и оголовков поперечных сооружений, построенных из местного грунта.

Нами установлено, что на изменение уровня режима деформированного потока, кроме степени стеснения, угла установки дамбы и кинетичности потока, оказывают влияние коэффициент освоения междамбного пространства и расстояние между дамбами.

Величина подпора и глубина воды в сжатом сечении в области действия первой дамбы устанавливаются согласно рекомендациям, предложенным И.В. Лебедевым /2/.

Вопрос о форме свободной поверхности потока в области действия дамбы имеет определенное практическое значение: для расчетов крепления верхового оголовка дамбы, установления распределения скоростей и т.д.

Таким образом, на основании анализа экспериментальных исследований получены графические зависимости влияния уровня режима потока в зоне действия дамбы, а также в междамбном пространстве системы дамбы.

Использованная литература

1. Бакиев М.Р. Закономерности растекания потока за глухой и сквозной шпорой: Дис. канд. техн. наук. — Ташкент, 1974.
2. Лебедев И.В. Гидравлический расчет сжатия и растекания потока, стесненного перемычками ГЭС. — Куйбышев: Энергострой, 1957. — 66с.

М.Р.Карапетян, канд.техн. наук
(НПО САНИИРИ)

О МАСШТАБНОМ ЭФФЕКТЕ ОТКРЫТЫХ ПОТОКОВ В РАЗМЫВАЕМОМ РУСЛЕ

Вопрос о масштабном эффекте возникает, когда между несколькими или двумя различными по величине потоками нет полного геометрического, динамического и кинематического подобия. Установлено /1,2,3/, что при переходе от естественных потоков, протекающих в легкоразмываемых руслах, к модельным, и, наоборот, путем геометрического уменьшения невозможно добиться их подобия при соблюдении только критерия динамического подобия $Fr = idem$. Одна из важнейших причин — наличие масштабного эффекта.

Масштабный эффект проявляется в следующем:

неидентичности распределения скоростей по вертикали в малом и большом потоках;

различном соотношении значений h_r / h , где h — средняя глубина потока, h_r — высота гряды;

различных формах движения наносов при одних и тех же величинах v/v_* , где v — средняя скорость потока, v_* — скорость начала подвижки грунта (неразмывающая скорость);

различной интенсивности турбулентности большого и малого потоков.

Л.В.Яковлевой /4/ были выполнены исследования по изучении распределения скоростей по вертикали различных по величине потоков. Результаты исследований показали, что, исходя из динамического подобия потоков, т.е. $M_v = \sqrt{M_h}$ (M_v — масштаб скоростей, M_h — масштаб средних глубин), линейный пересчет скоростей на натуру не отвечает действительности, при этом поверхностные скорости завышаются, а донные занижаются. К такому же выводу можно прийти, если проанализировать показатель степени "X" в уравнении распределения скоростей по вертикали, полученном В.С.Алтуниным /5/

$$X = \frac{v_{max} - v_0}{v_0},$$

где V_{max} — максимальная скорость на вертикали, V_{δ} — средняя скорость на вертикали.

Применив результаты исследований Л.В.Яконлевой о распределении скоростей в модели, получим, что $(V_{max})_m$ в модели больше, чем $(V_{max})_n$ в натуре, т.е.

$$(V_{max})_m = K_1 (V_{max})_n \sqrt{M_h} \quad \text{при } K_1 < 1;$$

$$(V_{\delta})_m = K_2 (V_{\delta})_n \sqrt{M_h} \quad \text{при } K_2 = 1.$$

Тогда $(V_{max} - V_{\delta})_m > (V_{max} - V_{\delta})_n$ и показатель степени X_m , соответствующий распределению скоростей в модели, больше показателя степени X_n , соответствующего натуре. Следовательно, эпюра распределения скоростей в модели более крутая, чем в натуре. Неидентичность распределения скоростей в модели и в натуре, возможно, объясняется наличием большей величины пульсационной составляющей продольной скорости.

Превышение придонной скорости в модели относительно природы ведет к тому, что донные наносы движутся более активно, т.е. идет более интенсивно процесс грядообразования. Формируя гряды, поток тем самым увеличивает гидравлические сопротивления, которые в размываемой модели всегда выше натуральных значений /2/. Причем, чем меньше модель относительно природы, тем больше в ней коэффициенты гидравлических сопротивлений. Прямой пересчет параметров гряд при таком состоянии потока на природу дает завышенные результаты — отношение высоты гряд к средней глубине потока h_r/h в модели выше, чем в натуре, если в модели использовался песок, по составу близкий к натурному. Следует отметить, что применение в модели заменителей (например, керамзита) с меньшим удельным весом не дало положительных результатов.

Образование гряд начинается как только средняя скорость потока V превышает скорость начала подвижки данного грунта V_c . Отношение этих величин V/V_c принято называть критерием подвижности наносов. Другая запись этого критерия имеет вид V_*/V_{*c} , где V_* — динамическая скорость, $V_* = \sqrt{g h l}$; V_{*c} — динамическая скорость, соответствующая началу подвижки наносов.

Для выявления связи между упомянутыми критериями и раз-

мерами гряд прстроены графики $\frac{h_r}{h} = f_1\left(\frac{V}{V_o}\right)$ и $\frac{h_r}{h} = f_2\left(\frac{V_*}{V_{*o}}\right)$ (рис. I), при этом получено поле точек, огибающие которых имеют максимумы в обоих случаях. То, что в данных координатах получили поле точек, сказывается влияние других факторов, одним из которых является турбулентность потока.

Графики показывают, что, во-первых, при одной и той же относительной высоте гряды поток может находиться в двух разных состояниях: восходящая часть огибающей соответствует началу и росту грядообразования, нисходящая часть — стиранию гряд. Во-вторых, максимумы на двух графиках смещены относительно друг друга и при $h_r/h = 0,61$ составляют $\frac{V}{V_o} = 2,25$ и $\frac{V_*}{V_{*o}} = 2,75$. За верхними пределами этих значений происходит стирание гряд с последующим сплошным движением наносов. В третьих, критерий подвижности наносов в виде $\frac{V}{V_o}$ менее "чувствительный" в начале грядообразования, чем критерий в виде $\frac{V_*}{V_{*o}}$. При росте грядовых форм на 5 % касательные напряжения (или динамическая скорость) увеличились на 85 %, в то время как отношение $\frac{V}{V_o}$ только на 6 %.

И.К. Никитин использовал динамическую скорость при установлении взаимосвязи между элементами потока и формой движения наносов /6/. Так, для руслоформирующих наносов им получено неравенство

$$3,15 > \frac{\omega}{V_*} > 0,05, \quad (I)$$

где ω — гидравлическая крупность наносов.

Если исходить из (I) применительно к размываемой модели, выполненной из натурального песка, то динамические скорости в модели и в натуре должны быть равны. Однако в работе /I/ показано, что соблюсти в модели это равенство при грядовом движении наносов практически невозможно: при одном и том же значении касательного напряжения в натуре наносы движутся в форме гряд, а в модели происходит стирание гряд с переходом в сплошное движение наносов. Кроме того, в /7/ было проиллюстрировано, что при одном и том же соотношении $\frac{V}{V_o}$ формы движения наносов в модели и в натуре разные — в модели наносы более подвижны.

Отсутствие подобия в распределении скоростей по вертикали, расхождения в формах движения наносов, геометрических размеров

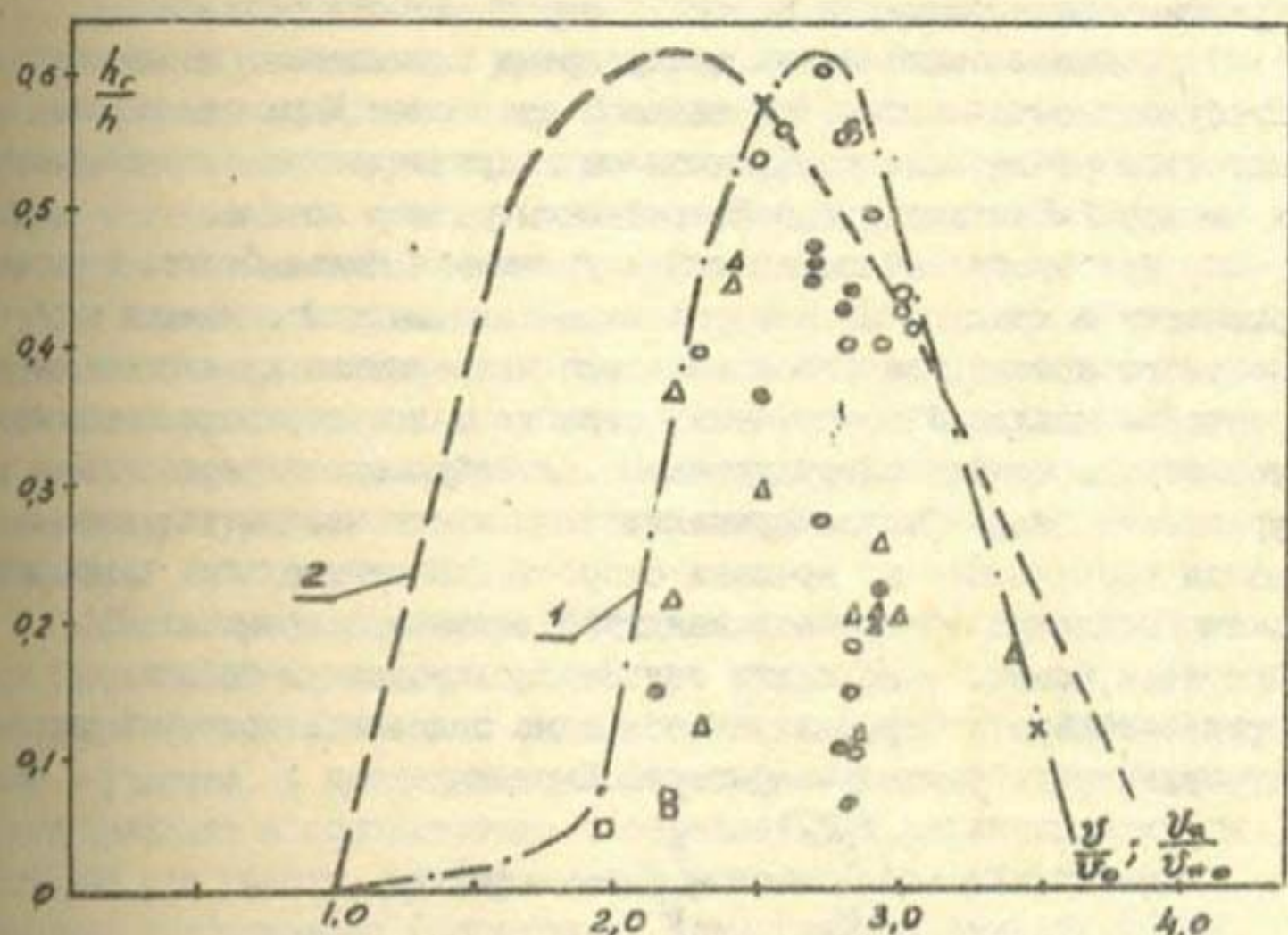


Рис.1. Графики $\frac{h_r}{h} = f_1\left(\frac{v}{v_0}\right)$ (1) и $\frac{h_r}{h} = f_2\left(\frac{v}{v_0}\right)$ (2);

o, o - опыты З.Нуритдинова; Δ - опыты Н.С.Зименской;

x - Кызылкумский канал (МГУ).

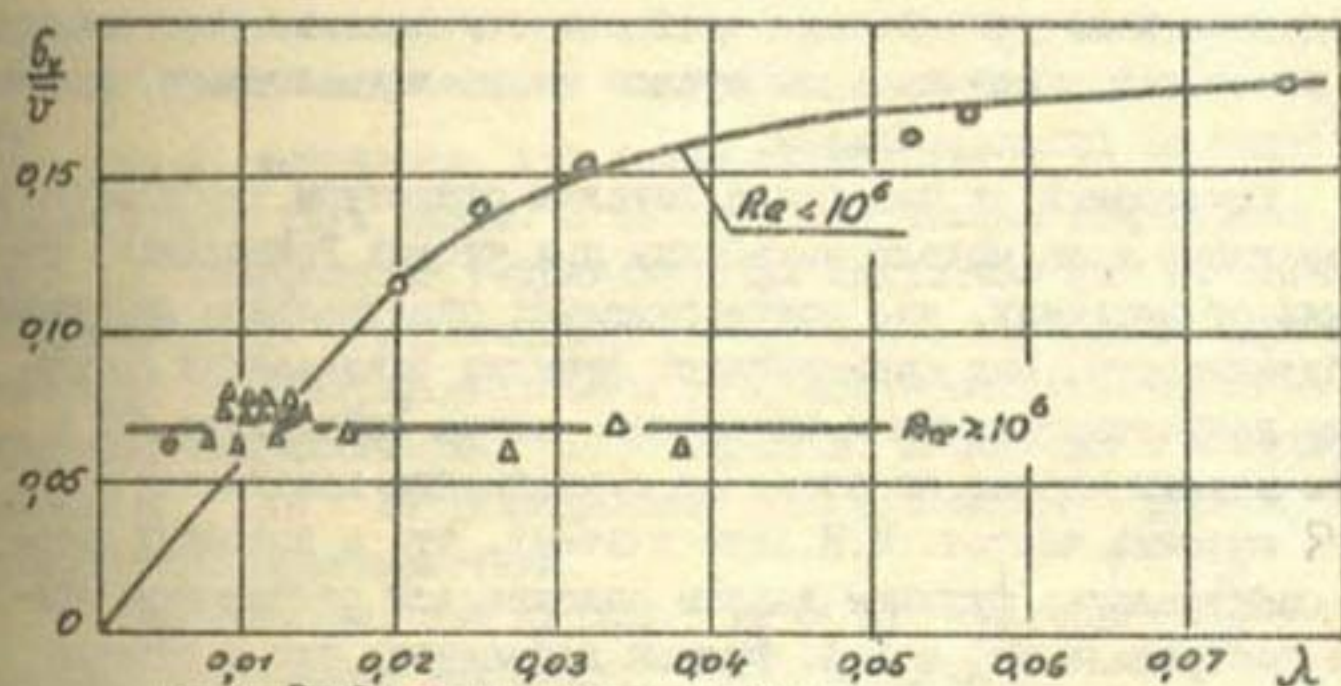


Рис.2. График зависимости коэффициента гидравлических сопротивлений от интенсивности турбулентности потока:

Δ - р.Кама (Е.М.Миносский); o - реки Чехословакии (Rudiš, /10/);

x - р.Турунчук (Д.И.Гринвальд).

русловых форм — суть проявления интенсивности турбулентности при изменении размеров потока и шероховатости русла.

Покажем взаимосвязь между тремя элементами: интенсивности турбулентности потока, выражаемой критерием Кармана, шероховатостью русла, или коэффициентом гидравлических сопротивлений, и числом Рейнольдса, характеризующим размер потока.

При турбулентном движении уравнения Навье—Стокса и неразрывности в традиционной форме недостаточны для описания турбулентного потока, сопровождающегося непрерывным изменением скоростей и давлений во времени, строгие закономерности которого установить крайне затруднительно. А. Рейнольдс переработал уравнение Навье—Стокса применительно к отмеченным условиям, введя осредненные во времени скорости, дополнительные члены которого можно рассматривать как турбулентные напряжения /8/. При этом, помимо выполнения подобия по критериям Рейнольдса, Фруда, Эйлера и Струхала, необходимо выполнить критерий для турбулентного режима — критерий Кармана

$$Ka = \frac{\sqrt{\bar{v}'^2}}{\bar{v}} = \frac{b_v}{\bar{v}} = idem, \quad (2)$$

где $b_v = \sqrt{\bar{v}'^2}$ — интенсивность пульсаций, $\bar{v}$ — осредненная по времени продольная составляющая скорости (остальные составляющие здесь не рассматриваются из-за малости их значений).

Критерий (2) получен из условия подобия поля скоростей в модели и в натуре. Однако, как уже отмечалось, такого подобия в потоках с размываемым руслом нет, следовательно, критерий (2) также не будет соблюден.

Отклонения от подобия в деталях структуры турбулентного скоростного поля модели неизбежны при числах Рейнольдса, отличных от натуральных, что подтверждается спектральным описанием турбулентности. Вид спектральной функции оказывается практически нечувствительным к изменению числа Рейнольдса /9/ в части низких частот спектра, но существенно изменяется в области высоких частот. И.И. Леви считает, что в подобных потоках спектральные функции должны описываться одинаковыми кривыми распределения, а Б.А. Фидман добавляет, что в области тех размеров возмущений, которые оказываются существенными

для рассматриваемой конкретной задачи.

Применительно к нашей задаче, т.е. при рассмотрении малых потоков в размываемых руслах, где происходит захват частиц со дна и транспортирование их в придонной области (взвешенные наносы не моделируются), существенную роль играют малые вихри, занимающие в спектре пристенной турбулентности заметное место. Кроме того, поскольку интересующие нас потоки относятся к переходной области, влияние чисел Рейнольдса потому и сказывается на рассеянии энергии, что в пристенном вязкостном слое существенная часть энергии среднего движения диссипируется через мельчайшие возмущения. Поэтому необходимо установить связь между турбулентными характеристиками и критерием Рейнольдса.

Этот вопрос в привязке к моделированию русловых процессов на размываемых моделях раньше не изучался. Если он и рассматривался, то только для оценки длины начального участка модели - участка, в пределах которого характеристики турбулентности приходят в соответствие с осредненными характеристиками потока и его границ, или при моделировании резко выраженных участков стабилизации (переход от зоны гашения энергии к бытовому руслу, внезапное сужение и т.д.).

Для установления связи между числом Рейнольдса, критерием Кармана и коэффициентом гидравлических сопротивлений были обработаны данные лабораторных и натурных исследований интенсивности турбулентности, выполненных различными авторами. При нанесении результатов опытов на графики в координатах λ и $\frac{\sigma_v}{\bar{v}}$ (рис.2) выявилось, что точки группируются по числам Рейнольдса вокруг двух линий. В потоках при числах Рейнольдса $Re \geq 10^6$ коэффициент гидравлических сопротивлений не зависит от интенсивности турбулентности $\frac{\sigma_v}{\bar{v}}$, т.е. в данном случае существует зона автомодельности турбулентности потока по коэффициенту гидравлических сопротивлений. В потоках с числами Рейнольдса $Re < 10^6$ коэффициент увеличивается с ростом турбулентной характеристики.

Таким образом, при числах $Re \geq 10^6$ критерий $\frac{\sigma_v}{\bar{v}}$ принимает постоянное значение: $\frac{\sigma_v}{\bar{v}} = 0,06$.

Для чисел $Re < 10^6$, т.е. в зоне значений чисел Рейнольдса, соответствующих модели, критерий Кармана является функцией коэффициента гидравлических сопротивлений, и мы выходим из

зоны автомодельности.

При изучении турбулентных потоков необходимо наряду с обычными масштабами величин, характеризующих среднее движение, ввести масштаб турбулентных пульсационных величин, равный отношению среднеквадратичного отклонения продольной составляющей пульсационной скорости к средней скорости потока. Учет интенсивности турбулентности при моделировании легкоразмываемых русел частично погасит масштабный эффект.

Список использованной литературы

1. Абальянц С.Х., Карапетян М.Р. Моделирование русловых процессов в легкоразмываемых руслах с применением натурального песка. // Водные ресурсы. - 1976. - №5. - С.127-134.
2. Карапетян М.Р. Моделирование крупных земляных каналов по критериям подвижности. // Водные ресурсы. - 1986. - № 3. - С. 123-134.
3. Кадиров А.А., Карапетян М.Р. Особенности моделирования песчаных русел крупных каналов. // Сб. науч. тр./Среднеаз. НИИ ирригации. - 1987. - С. 16-25.
4. Яковлева Л.В. Пересчет с искаженной модели на натуру местных и осредненных скоростей. // Доклады ВАСХНИЛ. - 1969. - № 8.
5. Алтуний В.С. Деформации русел каналов. - М: Колос. - 1972. - 120с.
6. Никитин И.К. Турбулентный поток и процессы в придонной области. - Киев: АН УССР. - 1963. - 142с.
7. Карапетян М.Р. Исследование русловых процессов в размываемых моделях с неискаженными масштабами // Сб. науч. тр./Среднеаз. НИИ ирригации. - Вып.162. - 1981. - С.61-67.
8. Леви И.И. Моделирование гидравлических явлений. - Л.: Энергия, 1967. 234с.
9. Reynolds A.J. *Turbulent flow in engineering*. John Wiley Sons, London, New York, Sydney, Toronto, 1974, 340с.
10. Rudeš M, Smutek R. *Relation between turbulence characteristics and the hydraulic parameters of the shear flow*. Acta technica CSAV, 1966, n 2. С.310-339.

Т.Ш.Мажидов, канд.техн.наук

Н.Камалов

(НПО САНИИРИ)

ТАРЕЛЬЧАТО-СКРЕБКОВЫЙ ДОЗАТОР ДЛЯ ПОДАЧИ НАНОСОВ НА РАЗМЫВАЕМЫЕ МОДЕЛИ

Для воспроизведения натуральных потоков, протекающих на размываемых руслах и транспортирующих донные и взвешенные наносы в лабораторных условиях, возникает необходимость равномерной подачи опытного материала на модели.

Во многих случаях подача наносов производится вручную, порциями, через определенный интервал времени. Это очень трудоемкий процесс, требующий дополнительной рабочей силы. Кроме того, нарушается непрерывность механизма естественного перемещения наносов с потоком, что приводит к искажению характеристик потока и русла на размываемых моделях.

В настоящее время разработаны различные механические устройства для подачи наносов на русловые модели: в КиргИЗВХ /1/ - автодозатор совкового типа, в русловой лаборатории ГТИ /2/ - дозиметр сырого песка, в отделе русел САНИИРИ /3/ - механический дозатор шнекового типа.

Автодозатор КиргИЗВХ подает наносы только в сухом виде. При вторичном применении опытного материала требуется просушивание наносов, следовательно, дополнительные рабочая сила и время.

Дозиметр ГТИ можно использовать как для сухих, так и для сырых наносов, но для подачи применяется только песок.

Дозатор шнекового типа применяется для подачи сухого и сырого материала различной крупности. Однако при применении разных по составу наносов положение шнека над дном бака должно быть равно $(1,5-2,0) d_{max}$ подаваемого материала. В противном случае шнек может раздробить крупные фракции в смеси, в результате чего изменится фракционный состав наносов.

В целях совершенствования подачи наносов нами сконструирован дозатор тарельчато-скребкового типа. Новый дозатор предназначен для равномерной подачи сухого и сырого опытного материала на рус-

ловые модели при широком диапазоне их состава и крупности.

На рис. I показана кинематическая схема дозирующей установки. Она состоит из тарельчато-скребкового дозатора (I) для подачи гранулированных химических удобрений /4/, вариатора скорости (2) и электродвигателя (3), соединенных между собой клиновидными ремнями (4).

Дозатор (рис. 2) представляет собой крупный диск с загнутыми вверх бортами. Снизу по периферии тарелка имеет зубчатый венец, сопрягающийся с приводной конической шестерней, посаженной на вал. Внутренняя поверхность тарелки конусовидной формы обеспечивает самозасыпание наносов. При необходимости на нее можно прикрепить лопатки-направители для ускорения подачи наносов. Перемещая подвижный цилиндр по поверхности неподвижного цилиндра, регулируют зазор между тарелкой и подвижным цилиндром. Его можно увеличить до 40 мм, что позволяет подавать даже мелкую гальку.

Дозатор работает в следующем режиме. Бункер наполняется опытным материалом определенного состава. Наносы из бункера попадают на вращающуюся тарелку и выгребаются из нее скребками в воронку, а оттуда по наносопроводам поступают на распределительную доску, обеспечивающую равномерность распределения наносов по всей ширине потока.

При подаче сырого песка наносы образуют комки, которые нарушают равномерность подачи. Для устранения этого недостатка внутри неподвижного цилиндра установлен ворошитель. Ворошитель и тарелка лежат на одной оси и имеют одинаковые скорости вращения.

Новая конструкция имеет следующие достоинства:

возможность подачи сухого и сырого материала различной крупности;

наносы не подвергаются механическому воздействию;

количество твердого расхода можно регулировать путем изменения зазора между тарелкой и цилиндром, а также скорости вращения тарелки;

возможность одновременной подачи на два лотка и малые пространственные модели;

простота конструкции и удобство эксплуатации.

Для каждого состава опытного материала производится тарировка установки, т.е. определяется зависимость расхода $Q_{ТВ}$ от

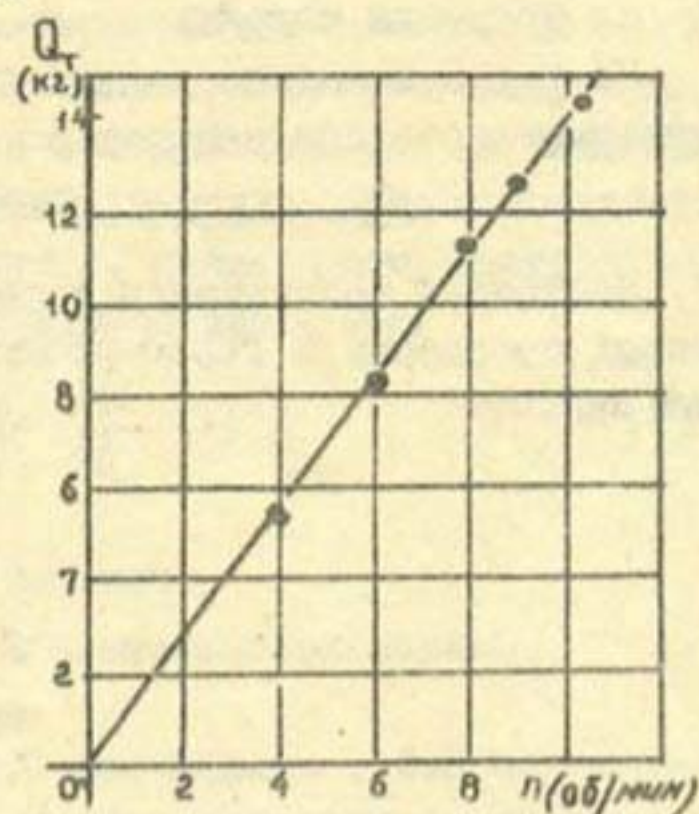
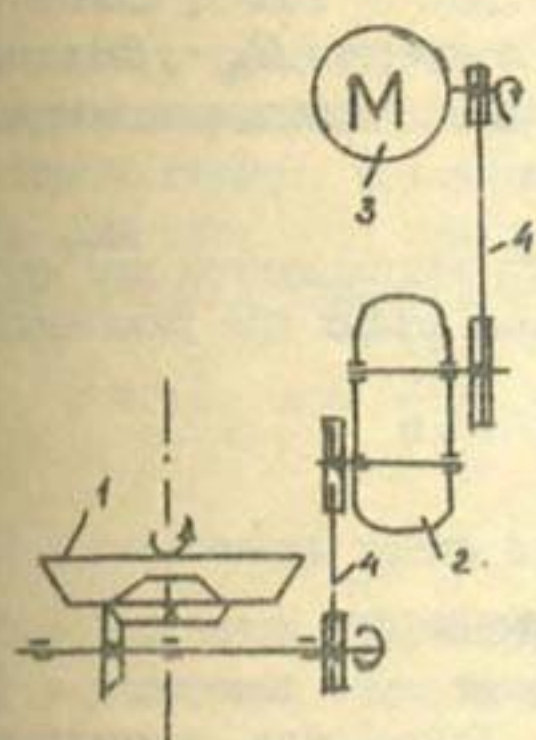


Рис.1. Кинематическая схема дозирующей установки. Рис.3. Тарировочная кривая дозатора

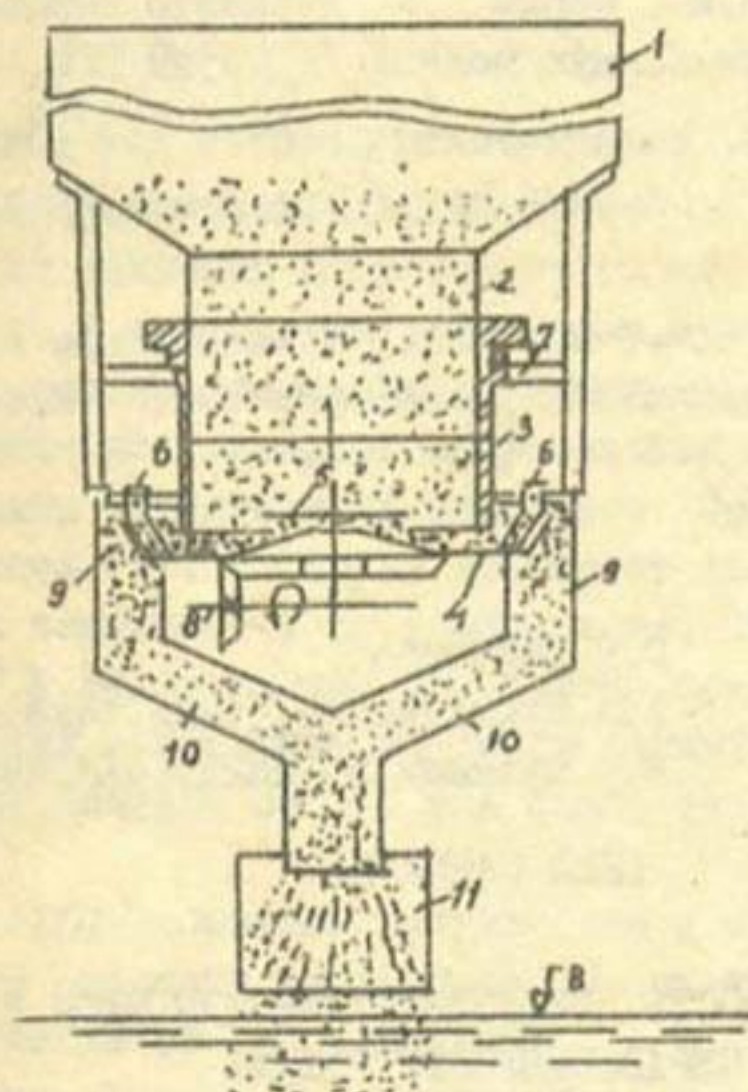


Рис.2. Дозатор и расположение его основных частей: I — бункер, 2 — неподвижный цилиндр, 3 — подвижный цилиндр, 4 — тарелка, 5 — ворошитель, 6 — скребки, 7 — рамка, 8 — зубчатая передача, 9 — воронки, 10 — наносопроводы, II — распределительная доска.

скорости вращения тарелки n .

На рис.3 показана тарировочная кривая $Q_{тв} = f(n)$ для крае-фракционного состава наносов со средневзвешенным диаметром

$$d_{срв} = 2,49 \text{ мм.}$$

Настоящая конструкция дозатора используется при изучении русловых процессов в горно-предгорных реках при различных составах наносов.

Список использованной литературы

1. Артамонов К.Ф., Сатаркулов С.С. Устройства, дозирующие подачу наносов на русловые модели // Известия АН КиргССР. - 1960. Вып.4. - ТII.
2. Великанов З.М., Ярных Н.А. Дозиметр сырого песка для подачи наносов на размываемую модель // Труды ГТИ. - 1970. - Вып.183.
3. Мажидов Т.Ш. Механический дозатор для подачи наносов на русловые модели // Сб.науч.тр. / Среднеаз.НИИ ирригации. - 1976. - Вып.151.
4. Литвиненко А.М., Пак П.А., Мухамеджанов М.А. Машины для комплексной механизации хлопководства. - М.: Высшая школа, 1967.

О.Н.Тихонова

Х.А.Ирмухамедов, канд.техн.наук

Я.С.Мухамедов, канд.техн.наук

(НПО САНИИРИ)

ВОЗМОЖНОСТЬ ПРИМЕНЕНИЯ ФОРМУЛЫ ШЕЗИ В УСЛОВИЯХ НЕРАВНОМЕРНОГО РЕЖИМА

Формула Шези отвечает условиям равномерного потока при квадратичном законе сопротивления. Для данных условий необходимо соблюдение постоянства гидравлических элементов вдоль оси потока, что возможно только в призматических руслах с неизменным уклоном дна.

В естественных речных руслах, претерпевающих высотные и плановые деформации, средние глубины и скорости течения непрерывно изменяются в направлении движения потока, так что движение воды носит, строго говоря, неравномерный, а подчас неустановившийся характер. Для плоского, безотрывного, плавноизменяющегося неравномерного потока динамическое уравнение имеет вид

$$J = \frac{v^2}{C^2 R} + \alpha \frac{v \partial v}{g \partial S} + \frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t}, \quad (I)$$

где S — расстояние вдоль оси потока;

α — корректив скорости;

g — ускорение силы тяжести;

t — время.

Отсюда получим полное выражение для коэффициента Шези в условиях установившегося неравномерного потока

$$C = \frac{v}{\sqrt{R \left(J - \alpha \frac{\partial v}{\partial S} \cdot \frac{v}{g} \right)}}. \quad (2)$$

Пренебрежение инерционными членами вносит некоторые погрешности в определение величины скоростного множителя C при известных величинах v , R и J : она тем больше, чем больше сумма инерционных членов по отношению к уклону.

Существует несколько критериев допустимости применения формулы Шези в условиях естественных водотоков. Согласно исследованиям Г.В. Железнякова [1], одним из критериев является вид кривых чисел Фруда в зависимости от уровня воды. Исходя из зависимости $Fz = Fz(H)$ Г.В. Железняковым предложена следующая приближенная гидравлическая классификация типов речных потоков:

а) числа Fz не зависят от H или слабо возрастают с увеличением H ;

б) кривые $Fz = Fz(H)$ обращены выпуклостью к оси H ;

в) те же кривые обращены выпуклостью к оси чисел Fz ;

г) числа Fz зависят от H линейно.

Используя формулы Шези и Н.Н. Павловского для коэффициента C , Г.В. Железняков получил зависимость между числом Фруда и средней глубиной, выражаемую формулой

$$F_2 = \frac{h^2 y J}{h^2 g} \quad (3)$$

на основании которой пришел к выводу, что график $F_2 = F_2(H)$ должен быть обращен выпуклостью к оси H . Так как $\frac{\partial F_2}{\partial h} = \frac{2y F_2}{h}$, формула Шези должна соответствовать типу потока "б".

Для остальных типов зависимости F_2 от H , считает Г.В. Железняков, использовать формулу Шези следует с большой осторожностью.

Другим критерием правомерности использования формулы Шези, согласно исследованиям Д.Е. Скородумова [2], является вид кривой $J = J(H)$. Значительная степень неравномерности движения приводит к резкому искривлению или переломам кривой. Стабилизация уклона в верхней части амплитуды уровня воды служит признаком приближения режима к равномерному и указывает на целесообразность применения формулы Шези.

В процессе обработки данных по створам земельного участка подводящей части КМК установлено практически полное отсутствие зависимости числа Фруда от уровня воды (рис. I), т.е. подводящие участки машинных каналов отличаются значительной неравномерностью движения.

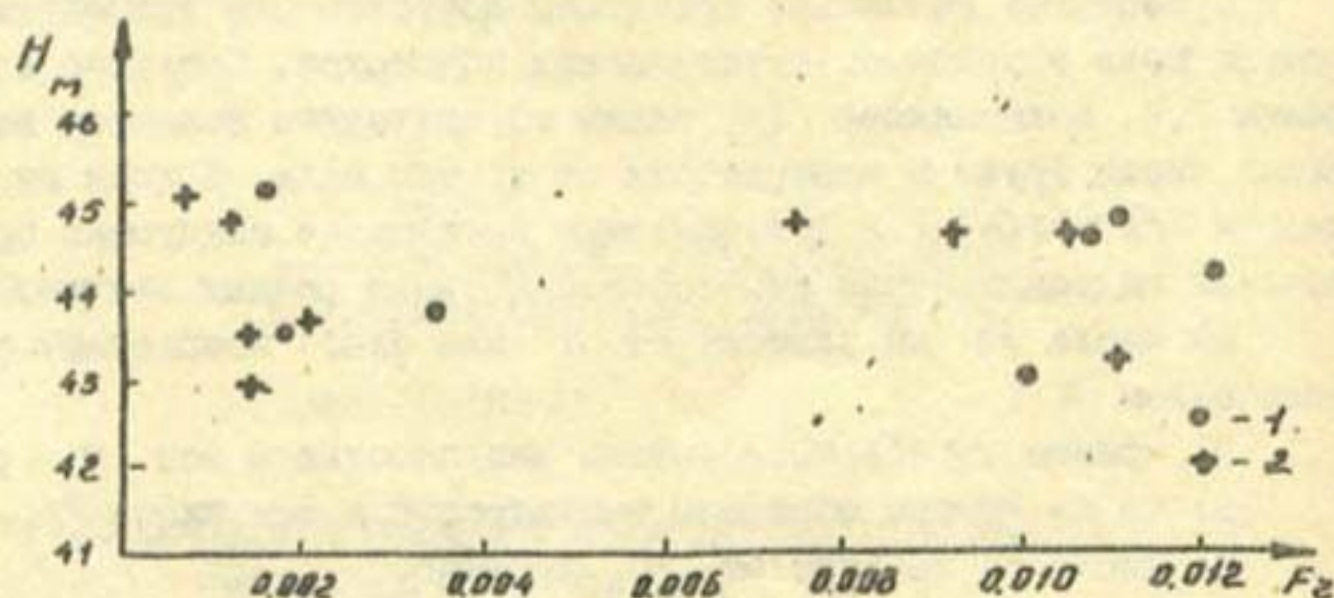


Рис. I. Зависимость чисел Фруда от уровня воды:
1 - ПК 42; 2 - ПК 64.

Как отмечалось, уклоны вдоль подводящих участков каналов определяются наполнением канала и числом одновременно работающих насосных агрегатов /3/, т.е. в машинных каналах в зависимости от количества одновременно работающих насосных агрегатов могут формироваться как подпорные режимы ($J_{\text{дна}} > J_{\text{пов}}$), так и режимы спада уровня ($J_{\text{дна}} < J_{\text{пов}}$).

Для подводящего участка КМК из-за дефицита уровня воды в аванкамере первой насосной станции более характерен подпорный режим.

Рассмотрим, как влияет на величину коэффициента Шези C неравномерность установившегося потока, протекающего в призматическом русле (поток плоский, безотрывный, плавноизменяющийся, рис. 2).

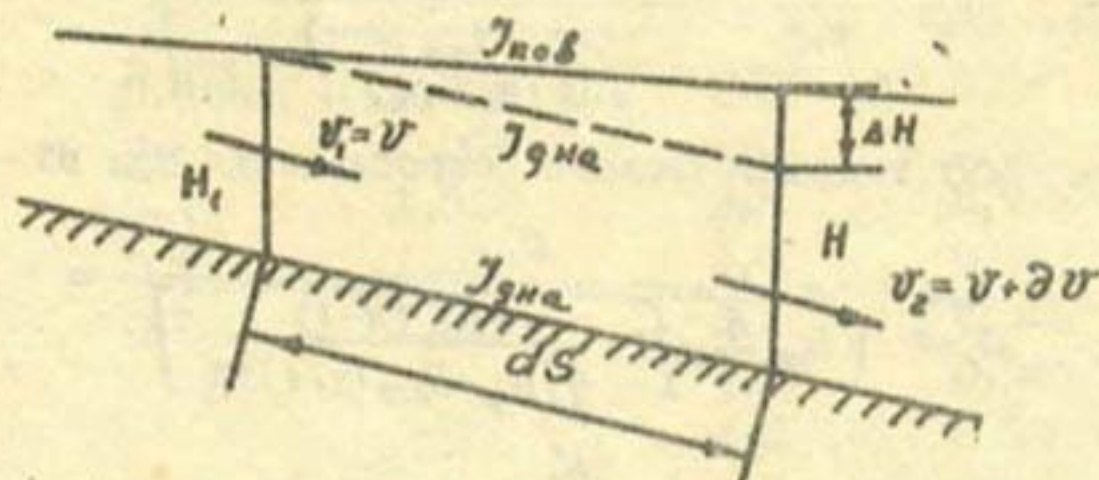


Рис. 2. Схема призматического плоского неравномерного потока.

Пусть $J_{\text{дна}} = K J_{\text{пов}}$. (4)

При подпорном режиме $K > 1$, а при режиме спада $K < 1$. Согласно исследованиям /4/, при $v/h > 10$ можно принять $R = h_{\text{ср}}$, тогда уравнение (2) примет вид:

$$C = \frac{v}{\sqrt{h_{\text{ср}} \left(1 - \alpha \frac{v}{g} \frac{\partial v}{\partial S} \right)}} \quad (5)$$

Здесь $\partial v = v_2 - v_1$ (6)

$$v_1 = \frac{Q}{w_1} = \frac{Q}{B h_{cp1}} \quad (7)$$

$$v_2 = \frac{Q}{w_2} = \frac{Q}{w_1 + \partial w} \quad (8)$$

$$\partial w = \Delta J \cdot \partial S \cdot B. \quad (9)$$

Так как

$$\Delta J = J_{дна} - J_{нов} = J_{нов} (K-1),$$

то

$$\partial w = J_{нов} \cdot \partial S \cdot B (K-1) \quad (10)$$

Решая совместно уравнения 5, 6, 7, 8 и 10, получаем.

$$C = \frac{v_1}{\sqrt{h_{cp} \left[J_{нов} + \alpha \frac{v_1 \cdot v_1 \cdot J_{нов} (K-1) \partial S}{g \partial S [h_{cp} - J_{нов} (K-1) \partial S]} \right]}} \quad (11)$$

Найдем величину гидравлического сопротивления при $\partial S \rightarrow 0$

$$\lim_{\partial S \rightarrow 0} C = \lim_{\partial S \rightarrow 0} \frac{v_1}{\sqrt{h_{cp} \cdot J_{нов} \left[1 + \frac{\alpha \cdot v_1^2 (K-1)}{g [h_{cp} - J_{нов} (K-1) \partial S]} \right]}} = \quad (12)$$

$$= \frac{v_1}{\sqrt{h_{cp} J_{нов} \left[1 + \alpha \frac{v_1^2}{g h_{cp}} (K-1) \right]}}$$

Обозначим

$$\frac{1}{\sqrt{1 + \alpha \frac{v_1^2}{g h_{cp}} (K-1)}} = \varepsilon,$$

тогда

$$C = \frac{v}{\sqrt{h_{cp} \cdot J}} \cdot \varepsilon \quad (13)$$

Из зависимости (13) можно сделать вывод, что влияние неравномерности режима на величину коэффициента Шези C зависит не только от величины подпора или спада (K), но также от размеров русла (h_{cp}) и скорости потока (v_{cp}).

Для подводящей части КМК коэффициент C рассчитан для самого неблагоприятного случая, когда максимальная измеренная скорость потока $v_{cp} = 0,788$ м/с, а его минимальная измеренная средняя глубина $h_{cp} = 1,73$ м.

Результаты расчетов, представленные в таблице, показывают, что спад уровня воды на величину коэффициента Шези оказывает меньшее влияние, чем подпор. Например, при подпоре ($K = 10$) коэффициент Шези за счет неравномерности потока изменяется на 14,4 %, а при спаде уровня ($K = 0,1$) всего на 1,9 %. Проектный уклон подводящей части КМК $J_{дна} = 0,00004$. Максимальный измеренный уклон водной поверхности равен 0,000063. Следовательно, в самых неблагоприятных условиях максимальная ошибка при расчете коэффициента C по формуле Шези при спаде уровня для подводящей части КМК составит 0,8 %.

Таблица

Спад уровня		Подпор	
К	ξ	К	ξ
0,8	1,004	1,5	0,990
0,6	1,008	2,0	0,98
0,4	1,012	2,5	0,971
0,2	1,016	3,0	0,962
0,1	1,019	3,5	0,953
		4,0	0,945
		5,0	0,928
		6,0	0,912
		7,0	0,897
		8,0	0,883
		9,0	0,870
		10,0	0,856

Минимальный измеренный уклон равен 0,000005. Соответственно максимально возможная ошибка при расчете C по формуле Шези в этом случае может составить 12 %.

По данным измерений вдоль подводящей части КМК 1976 и 1977 гг. были определены погрешности при расчете по формуле Шези коэффициента гидравлического сопротивления в условиях неравномерного режима. Максимальная ошибка составила 2,82 %.

На основании изложенного можно сделать вывод, что в натурных условиях в призматических руслах при установившемся

неравномерном режиме потока для определения коэффициента гидравлического сопротивления C можно использовать формулу Шези.

Список использованной литературы

1. Железняков Г.В. Гидравлическое обоснование методов речной гидрометрии. - М.: АН СССР, 1960.
2. Скородумов Д.Е. Гидравлические основы экстраполяции кривых расходов до высших уровней // Труды института / Гос.гидрологич.ин-т. - 1960. - Вып.77.-С.3-44
3. Мухамедов Я.С., Тихонова О.Н. Гидравлическое сопротивление потока при переменном режиме в каналах с машинным водоподъемом // Сб.науч.тр. /Среднеаз.НИИ ирригации. - 1985. - Вып.174. - С.65-70.
4. Леви И.И. Моделирование гидравлических явлений. - Л.: Энергия, 1967. - 235с.

М.Р.Бакиев, канд.техн.наук

(ТИИМСХ)

О.Кадиров

(НПО САНИИРИ)

РАСЧЕТ ПОЛЯ СКОРОСТЕЙ В ОБЛАСТИ СЖАТИЯ ЗА КОМБИНИРОВАННОЙ ШПОРой

Возведение комбинированных сооружений в русле реки существенно меняет бытовой режим потока. В стесненной части русла в связи с уменьшением живого сечения скорости потока значительно возрастают, особенно в голове шпоры, что приводит к образованию значительных глубин размывов, а во многих случаях и к разрушению самого сооружения.

Зная скоростное поле потока, можно прогнозировать воз-

возможные размеры размывов и принимать соответствующие меры по защите головы шпору от разрушения.

В настоящей работе сделана попытка разработать методику расчета скоростного поля в области сжатия.

При решении задачи была использована теория турбулентных струй, разработанная применительно к струйным течениям, распространенным в гидротехнических сооружениях /2/.

При обтекании комбинированной шпору водным потоком образуются области подпора, сжатия и растекания.

Экспериментально установлено, что в зависимости от соотношения длины глухой части (ℓ_r) и общей длины шпору ($\ell_{ш}$) формируются две различные схемы:

- 1) при $\ell_r/\ell_{ш} > 0,5$ — одна зона турбулентного перемешивания;
- 2) при $\ell_r/\ell_{ш} < 0,5$ — две зоны турбулентного перемешивания.

Рассмотрим структуру потока применительно ко второй схеме (рис.1). Как видно из рис.1, в потоке по всей длине области сжатия можно различить первую зону турбулентного перемешивания между лучами $O''-Y_1$ и $O''-Y_2$ и вторую зону между лучами $O'-Y_3$ и $O'-Y_5$.

Распределение скоростей в этих зонах оказалось универсальным и удовлетворительно описывается теоретической зависимостью Шлихтинга-Абрамовича /1/.

Для первой зоны

$$\frac{U_{max} - U_1}{U_{max} - U_{я2}} = (1 - \eta_1^{1,5})^2, \quad (1)$$

где $\eta_1 = \frac{y_2 - y}{\delta_1}$ — относительная ордината точки, по которой определяется U_1 ; $\delta_1 = y_2 - y_1 = 0,12 X_1$ — ширина первой зоны интенсивного турбулентного перемешивания; X_1 отсчитывается от головы сооружения (0); U_{max} — скорость на луче $O''-Y_1$;

$U_{я2}$ — скорость спутного потока.

Среднюю скорость спутного потока, формирующегося за сквозной частью шпору в области сжатия, можно определить по зависимости

$$U_{я2} = (1 \div 1,1) U_{ш}. \quad (2)$$

Для второй зоны

$$\frac{U_{я2} - U_2}{U_{я2} - U_H} = (1 - \eta_3^{1,5})^2, \quad (3)$$

где $\eta_3 = \frac{y_5 - y}{\delta_2}$ — относительная ордината точки, на которой определяется U ; $\delta_2 = y_5 - y_3 = 0,27X_2$ — ширина второй зоны перемешивания; X_2 отсчитывается от головы глухой части шпory (0'); U_H, U_2 — средние на вертикали скорости течения соответственно в зоне обратных токов и в зоне перемешивания.

Исследуя распределение скоростей по ширине слабозмущенного ядра, выяснили, что эпюра скоростей по ширине зоны отличается заметной неравномерностью. На подходе к сжатому сечению скорости слабозмущенного ядра по ширине выравниваются.

Распределение скоростей в зоне слабозмущенного ядра определяется по зависимости /4/

$$U = \sqrt{U_{min}^2 + \left(\frac{y}{\delta_{я1}}\right)^2 [(U_{max} \cos \varphi_{ср})^2 - U_{min}^2]}, \quad (4)$$

где U_{min} — минимальная скорость, формируемая у противоположного берега; U_{max} — максимальная скорость, формируемая на границах слабозмущенного ядра и первой зоны турбулентного перемешивания; $\delta_{я1}$ — ширина слабозмущенного ядра.

Анализ экспериментальных исследований по изучению направления вектора скорости в зоне слабозмущенного ядра показал, что средние по вертикали углы между направлением вектора скорости и осью лотка $\varphi_{ср}$ с удалением от створа стеснения уменьшаются и в сжатом сечении практически равны нулю, т.е.

$$\varphi_{ср}^{сж} = 0.$$

Как видно из рис. 2а, относительные минимальные скорости $U_{min}/U_{minс}$, построенные на относительных координатах $X/\ell_{сс}$, при одинаковых степени стеснения и коэффициенте застройки сквозной части шпory с увеличением углы установки шпory относительно берега $\alpha_{ш}^*$ возрастают по направлению к сжатому сечению.

Максимальные относительные скорости $U_{max}/U_{maxс}$ остаются практически постоянными при всех значениях $\alpha_{ш}^*, P, \eta_r, Fr$, по направлению к створу стеснения они уменьшаются тем больше, чем больше степень стеснения потока (рис. 2б).

В результате обработки экспериментальных данных на ВЦ ИПО САНИИРИ методом множественной корреляции получена зависимость для определения скоростей за сквозной частью комбинированной шпоры

$$\frac{U_{ш}}{V_{\delta}} = 0,62 + 1,77 \ell_r / \ell_{ш} - 0,0057 P + 0,1080 \Theta, \quad (5)$$

где $P = d / (d + S)$ – коэффициент застройки сквозной части шпоры;

$\Theta = \left(1 - \frac{\alpha_{ш}}{180^\circ}\right)$ – коэффициент, учитывающий угол установки шпоры относительно берега.

Величина обратной скорости в сжатом сечении определяется из уравнения сохранения расхода для этого сечения

$$m_{c_2} = \frac{\frac{Q}{U_{яc_2} b_0 h_{сж}} - \frac{\bar{b}_{яc_1}}{m_{c_1}} - \frac{\bar{b}_{яc_1} (0,55 + 0,45 m_{c_1})}{m_{c_1}} - \bar{b}_{яc_2} - 0,55 \bar{b}_{c_2}}{\bar{B} - \bar{b}_{яc_1} - \bar{b}_{c_1} - \bar{b}_{яc_2} - 0,55 \bar{b}_{c_2}}, \quad (6)$$

где $m_{c_1} = U_{яc_2} / U_{яc_1}$; $\bar{b}_{яc_1} = b_{яc_1} / b_0$; $\bar{B} = B / b_0$; $\bar{b}_{c_1} = b_{c_1} / b_0$;

$h_{сж}$ – глубина воды в сжатом сечении, определяется по И.В.Лебедеву /3/.

Таким образом, на основе теоретических экспериментальных исследований получены зависимости для расчета поля скоростей в области сжатия за комбинированной шпорой.

Список использованной литературы

1. Абрамович Г.Н. Теория турбулентных струй. – М.: Физматгиз, 1960. – 716 с.
2. Михалев М.А. Гидравлический расчет потоков с водоворотом. – Л.: Энергия, 1971. – 184 с.
3. Лебедев И.В. Гидравлический расчет сжатия и растекания потока, стенового перемычками ГЭС. – Куйбышев: Энергострой, 1957. – 66 с.
4. Бакиев М.Р. Закономерности растекания потока за глухой и сквозной шпорой: Дис. канд. техн. наук. – Ташкент, 1974. – 179 с.

Г.А.Цой, канд. техн. наук

Т.Ю.Митюнина

(НПО САНИИРИ)

ГРАДУИРОВКА МНОГОПРОЛЕТНЫХ СООРУЖЕНИЙ МЕЛИОРАТИВНОЙ СИСТЕМЫ В ПРОИЗВОДСТВЕННЫХ УСЛОВИЯХ

В условиях острейшего дефицита водных ресурсов внедрение в производство водосберегающих мероприятий крайне необходимо.

Большие резервы имеются на оросительных системах, потребляющих основную массу водных ресурсов. Здесь наряду с внедрением новой прогрессивной техники полива, реконструкцией арматуры и уменьшением фильтрационных потерь немаловажную роль играет сокращение непроизводительных потерь воды за счет повышения точности и оперативности управления технологическим процессом перевода канала на новый режим.

До сих пор на подавляющем большинстве магистральных и межхозяйственных каналов расходы определяют по градуировочной кривой, построенной для гидропоста. При таком способе много времени (несколько часов) тратится на корректировку и установку уровня воды в нижнем бьефе на нужной отметке. В течение всего периода перевода канала на новый расход теряется значительное количество воды.

Эти непроизводительные потери времени и воды можно значительно уменьшить путем сокращения времени перевода канала на новый расход с помощью оттарированного (градуированного) сооружения. Градуировка сооружений состоит из пяти этапов:

подготовительные работы;

планирование производственной тарировки;

измерение расходов воды;

камеральная обработка и получение математической модели пропускной способности сооружения;

оценка ошибок измерения, определения расходов по уравнению и с помощью градуированного сооружения.

Подготовительные работы включают: визуальное обследование сооружений и канала, а также анализ материалов эксплуатации; снятие плана и разрезов сооружений с исполнительного или проектного чертежа и уточнение их размеров непосредственным обмером

внутренних размеров, высоты затворов, отметок порога и т.д.; уточнение "0" рейки в верхнем и нижнем бьефах сооружения; подготовка гидрометрического мостика, указателя подъема затворов, плавсредств, измерительной аппаратуры и приборов; разметка скоростных вертикалей.

Тарировка сооружений проводится в режиме нормальной эксплуатации с охватом всех характерных расходов — от минимального до максимального. На основании анализа материалов по эксплуатации прошлых лет с учетом гидравлики сопряжения с нижним бьефом составляется матрица планирования производственной тарировки, где указываются уровни факторов (значения независимых переменных).

Матрица планирования производственной тарировки

Наименование фактора	! Незатопленное истечение			! Затопленное истечение			! Подтопленное истечение		
	B	$h_{из}$	H	B	$h_{из}$	Z	B	h_n	H
Уровни фактора									
Минимальный									
Максимальный									

Измерение расходов воды производится с помощью гидрометрической вертушки с моста или плавсредства общепринятым методом, изложенным в руководствах по выполнению гидрометрических работ.

Для оценки дисперсии воспроизводимости эксперимента и комплексной оценки ошибок измерительных приборов, измерения глубины и скоростей потока, методологии эксперимента и т.д., выполняют параллельное многократное (от 2 до 4) измерение расходов воды при неизменном значении независимых переменных B , $h_{из}$, H , или B , $h_{из}$, Z , или B , h_n , H . При этом скоростные вертикали второго и третьего параллельных опытов смещаются влево и вправо на 0,50 или на 0,25 м в зависимости от расстояния между вертикалями.

После оценки дисперсии воспроизводимости проводят основные опыты при 10–12 уровнях факторов, расположенных через равные интервалы, от минимального до максимального значения $h_{из}$ (h_n) и H (Z).

Камеральная обработка заключается в проверке воспроизводимости эксперимента, в получении математической модели пропускной способности сооружения и в проверке адекватности полученного уравнения регрессии экспериментальным данным.

Для вычисления дисперсии по данным параллельных опытов и проверки их воспроизводимости находят среднеарифметическое значение погонного расхода:

$$\bar{q}_j = \frac{1}{K} \sum_{i=1}^K q_{ji},$$

где $q_{ji} = \frac{Q_{ji}}{B_j}$;

$j = 1, 2, 3, n_0$ - номер серии параллельных опытов;

$i = 1, 2, K$ - номер параллельного опыта.

Далее для каждой серии параллельных опытов вычисляется дисперсия

$$S_j^2 = \frac{1}{K-1} \sum_{i=1}^K (q_{ji} - \bar{q}_j)^2. \quad (2)$$

Воспроизводимость опытов проверяется по критерию Кохрена, для чего находят расчетное значение G_p из уравнения

$$G_p = \frac{(S_j^2)_{max}}{\sum_{j=1}^{n_0} S_j^2}, \quad (3)$$

где $(S_j^2)_{max}$ - наибольшее значение дисперсии;

n_0 - количество серии параллельных опытов.

Найденное G_p сравнивается с табличным значением G , при доверительной вероятности $(1 - P)$ равным 0,95. Опыты считаются воспроизводимыми, а ошибки измерения незначительными, если соблюдается условие $G_p \leq G$.

Для получения математической модели пропускной способности сооружения применен метод множественной корреляции с использованием ортогональных полиномов Чебышева.

Порядок обработки исходных материалов.

I. Записывается исходное уравнение регрессии для многофакторного процесса в виде произведения некоторых функций отдель-

ных параметров:

$$\hat{y} = \alpha f_1(x_1) f_2(x_2) \dots f_j(x_j) \dots f_K(x_K), \quad (4)$$

где $\hat{y}$ — функция отклика;

$f_j(x_j)$ — любая функция параметра x_j ;

α — коэффициент.

Частные уравнения регрессии $f_j(x_j)$ выражаются через ортогональные полиномы Чебышева:

$$f_j(x_j) = \beta_0 P_0(x) + \beta_1 P_1(x) + \dots + \beta_K P_K(x), \quad (5)$$

где $P_0(x), P_1(x), \dots, P_K(x)$ — ортогональные полиномы Чебышева, т.е.

$$\sum_{i=1}^n P_w(x_i) \cdot P_v(x_i) = 0, \quad (6)$$

здесь $w \neq v$;

n — объем выборки (количество опытов).

Вычислительные работы намного упрощаются при равноотстоящих значениях аргумента. Сделав замену переменных

$$u = \frac{x - x_1}{\Delta x} + 1,$$

где x — текущее значение аргумента;

x_1 — начальное значение аргумента;

Δx — шаг интерполяции,

вместо уравнения (5) получим

$$f_j(x_j) = \alpha_0 P_0(u) + \alpha_1 P_1(u) + \dots + \alpha_K P_K(u), \quad (7)$$

$$\text{где } P_0(u) = 1, \quad P_1(u) = u - \frac{n+1}{2}; \quad (8)$$

$$P_{K+1}(u) = P_1(u) P_K(u) - \frac{K^2(n^2 - K^2)}{4(4K^2 - 1)} P_{K-1}(u); \quad (9)$$

$$\alpha_0 = \frac{\sum_{i=1}^n y_i}{n}; \quad (10) \quad \alpha_1 = \frac{\sum_{i=1}^n y_i P_1(u)}{\sum_{i=1}^n P_1^2(u)}; \quad (11)$$

$$\alpha_K = \frac{\sum_{i=1}^n y_i P_K(u)}{\sum_{i=1}^n P_K^2(u)}; \quad (12)$$

$$\sum_{i=1}^n P_{\kappa}^2(u) = \frac{(\kappa!)^2 \cdot n \cdot \bar{\eta}^{\kappa} (n^2 - \kappa^2)}{[(2\kappa - 1)!!]^2 2^{2\kappa} (2\kappa + 1)} \quad (I3)$$

$(2\kappa - 1)!!$ — произведение всех нечетных чисел от 1 до $(2\kappa - 1)$ включительно;

y_i — экспериментальное значение функции отклика.

Для многопролетного сооружения уравнение (4) имеет следующий вид:

для сооружения, работающего в незатопленном режиме

$$\hat{q} = \alpha f_1(h_{ш}) f_2(H) ; \quad (I4)$$

для сооружения, работающего в затопленном режиме

$$\hat{q} = \alpha f_1(h_{ш}) f_2(Z) ; \quad (I5)$$

для сооружения, работающего в подтопленном режиме

$$\hat{q} = \alpha f_1(h_n) f_2(H) . \quad (I6)$$

В уравнениях (I4) — (I6) функция ширины сооружения исключена путем замены общего расхода погонным, т.е.

$$q = \frac{Q}{\sum_{i=1}^{\alpha} b_i} .$$

Здесь $\hat{q}$ — погонный расход воды;

b_i — ширина открытого отверстия;

α — число открытых пролетов;

$h_{ш}$ — открытие щита;

H — напор на сооружении;

Z — перепад на сооружении;

h_n — глубина подтопления.

В уравнениях (I4) — (I6) меньший порядковый номер присвоен той функции, параметр которой оказывает наибольшее влияние на функцию отклика. В рассмотренных случаях наибольшее влияние на расход оказывают открытие щита и глубина подтопления, напор и пере-

пад на сооружении.

2. По точкам выборки системы определяют вид функции, приняв сначала линейную зависимость ж)

$$f_1(h_{ш}) = \alpha_0 P_0(u) + \alpha_1 P_1(u), \quad (17)$$

где
$$u = \frac{h_{ш} - h_{ш1}}{\Delta h_{ш}} + 1;$$

$h_{ш1}$ — наименьшая величина открытия щита;

$\Delta h_{ш}$ — шаг интерполяции.

При одинаковом шаге интерполяции

$$u_i = \frac{h_{ш1} + (i-1) \Delta h_{ш} - h_{ш1}}{\Delta h_{ш}} + 1 \quad \text{или} \quad u_i = i, \quad \text{т.е.}$$

значение новой переменной u равно порядковому номеру, расположенному в возрастающем порядке аргумента.

3. Находят значения $P_i(u)$, α_0 , α_1 , $\sum P_i^2(u)$ соответственно по формулам (8), (10), (11), (13).

4. Определяют остаточную дисперсию

$$S_{ост}^2 = \frac{SS_1}{n - \ell}, \quad (18)$$

где ℓ — число коэффициентов регрессии, включая и свободный член,

$$SS_1 = \sum_{i=1}^n q_i^2 - \frac{\left(\sum_{i=1}^n q_i\right)^2}{n} - \alpha_1^2 \sum_{i=1}^n P_1^2(u). \quad (19)$$

ж) Порядок расчета дан для сооружения, работающего в затопленном режиме. Для сооружений, работающих в незатопленном или подтопленном режиме, порядок расчета аналогичный.

5. Применяя метод последовательного уточнения, порядок исходного уравнения регрессии (I7) повышают на единицу

$$f_1(h_{ш}) = \alpha_0 P_0(u) + \alpha_1 P_1(u) + \alpha_2 P_2(u), \quad (20)$$

новые величины $P_2(u)$ и α_2 вычисляют по формулам (9), (I2), (I3).

6. Определяют остаточную дисперсию S_2^2 и сравнивают с $S_{1ост}^2$.

$$S_{2ост}^2 = \frac{SS_2}{n - \ell}, \quad (21)$$

где
$$SS_2 = SS_1 - \alpha_2^2 \sum_{i=1}^n P_2^2(u). \quad (22)$$

Если $S_{2ост}^2 > S_{1ост}^2$, следует принимать линейную зависимость.

Если $S_{2ост}^2 < S_{1ост}^2$, нужно по критерию Фишера проверить значимость уточнения исходного уравнения

$$F = \frac{S_{1ост}^2}{S_{2ост}^2}. \quad (23)$$

Уточнение считается существенным, если расчетное значение критерия Фишера больше табличного при доверительной вероятности 0,95, т.е. $F > F_{0,95}$.

7. Уточнение уравнения регрессии производят до тех пор, пока величина вновь вычисленной дисперсии не станет больше предыдущей или расчетное значение критерия Фишера не станет меньше табличного т.е.

$$S_{i+1ост}^2 > S_{iост}^2 \quad \text{или} \quad F < F_{0,95}.$$

8. Составляют выборку новой величины q_i

$$\hat{q}_i = \frac{q}{f_1(h_{ш})}, \quad (24)$$

которая уже не зависит от $h_{ш}$

$$\hat{q}_i = \alpha f_2(z). \quad (25)$$

9. Определяют вид функции $f_2(z)$ по пунктам 2 - 7, предварительно разбив значения z на равные интервалы и приняв в формуле (19) q_{ji} вместо q_i .

10. Составляют выборку следующей очередной величины

$$q_{2i} = \frac{q_i}{f_2(z)}, \quad (26)$$

которая уже не зависит ни от $h_{из}$, ни от z .

11. Определяют коэффициент α

$$\alpha = \hat{q}_2 = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^n q_{2i} \quad (27)$$

и, подставив значения α , $f_1(h_{из})$, $f_2(z)$ в уравнение (15), получают математическую модель пропускной способности многопролетного сооружения, работающего в затопленном режиме.

12. Проверяют по критерию Фишера адекватность полученной математической модели фактически измеренным расходам

$$F = \frac{S_{аг}^2}{S_{восп}^2}, \quad (28)$$

где $S_{аг}^2$ - дисперсия адекватности,

$$S_{аг}^2 = \frac{\sum_{i=1}^n (q_i - \hat{q})^2}{n - l}; \quad (29)$$

$S_{восп}^2$ - дисперсия воспроизводимости,

$$S_{восп}^2 = \frac{1}{n_0} \sum_{j=1}^{n_0} S_j^2. \quad (30)$$

Здесь q_i - измеренные погонные расходы;

$\hat{q}_2$ - погонные расходы, вычисленные по уравнению (15);

S_j^2 - определяется по уравнению (2).

Далее находят табличное значение критерия Фишера $F_{1-p}(f_1, f_2)$ при доверительной вероятности $(1 - P) = 0,95$ и числах

степеней свободы $f_1 = f_{ag} = n - l$, $f_2 = f_{огсн} = K - 1$.

Если $F < F_{1-p}(f_1, f_2)$, то математическая модель адекватна фактически измеренным расходам.

13. Для принятой схемы открытия затворов строят градуировочную таблицу с интервалом по фактору $h_{из} (h_n) - 1$ см и по фактору $Z(H) - 2$ и более см.

Для оценки погрешности определения расходов воды с помощью градуированного сооружения необходимо предварительно найти погрешности измерений и математической модели, которые являются составной частью общей ошибки.

Так как дисперсия воспроизводимости комплексно выражает ошибки измерительных приборов, измерения глубины и скоростей потока, метода измерения расходов и т.д., то погрешность измерения расходов воды в абсолютных величинах для каждой серии параллельных опытов можно определить по формуле

$$\Delta q_j = \sqrt{S_j^2}.$$

В относительных величинах $\rho_j = \frac{\Delta q_j}{q_j} \cdot 100$

Среднее значение погрешности измерения в процентах —

$$\sigma_{изм} = \frac{\sum_{j=1}^{n_o} \rho_j}{n_o}. \quad (31)$$

Погрешность математической модели в абсолютных величинах определяют по формуле $q - \hat{q}$, где q — измеренный погонный расход, $\hat{q}$ — расход, вычисленный по полученной математической модели. Погрешность в относительных величинах — $\frac{q - \hat{q}}{\hat{q}}$.

Среднее значение погрешности математической модели в процентах

$$\sigma_{мат.м} = 100 \sqrt{\frac{\sum \left(\frac{q - \hat{q}}{\hat{q}} \right)^2}{n}}. \quad (32)$$

Погрешность определения расходов воды с помощью градуированного сооружения

$$\sigma_{соор} = \sqrt{\sigma_{изм}^2 + \sigma_{мат.м}^2}$$

Метод множественной корреляции, примененный нами с привлечением ортогональных полиномов Чебышева, позволяет получить в производственных условиях достаточно обоснованную математическую модель пропускной способности многопролетных сооружений, работающих в различных гидравлических режимах.

В.В.Переделкина, канд.техн.наук
Ф.Муратов, А.С.Кондаков
(САНИИРИ им.В.Д.Журина)

ОПРЕДЕЛЕНИЕ ДЛИТЕЛЬНОСТИ ВОЗДЕЙСТВИЯ ВОЛН НА ОТКОС ПРИ ЛАБОРАТОРНЫХ ИССЛЕДОВАНИЯХ

Исследование прочности и устойчивости откосов при воздействии ветровых волн желательно проводить на крупномасштабных моделях, так как в противном случае влияние масштабного эффекта (силы поверхностного натяжения, сложности с подбором грунта тела плотины с требуемыми физико-механическими характеристиками) снижает надежность результатов опытов. Но с увеличением масштаба модели возрастает и длительность эксперимента, следовательно, и требования к точности и обоснованности расчета этой длительности.

При исследовании откосов, укрепленных бетонными или железобетонными плитами, в расчет принимается, как правило, волна I % - ной обеспеченности, а длительность воздействия волн оценивается по степени затухания процесса деформации откоса.

В случае неукрепленных откосов продолжительность воздействия волн определяется как отношение суммарной энергии волн, затрачиваемой на образование профиля динамического равновесия, к годовой суммарной энергии волн расчетных параметров, поступавшей на I м берега в натурных условиях /1/. За расчетную волну принимается волна I% -ной обеспеченности, а продолжительность действия ветра принимается равной 1/3 продолжительности сильных ветров всех направлений.

В обоих случаях необходимо сначала провести лабораторные

исследования, чтобы определить степень затухания процесса деформации откоса в первом варианте и суммарную энергию волн, затрачиваемую на образование профиля динамического равновесия откоса, во втором.

При этом не учитывается, что динамически устойчивый профиль откосов формируют волны всего спектра, возникающие как при сильном, так и при слабом, но более частом волнении.

Величина суммарной годовой энергии должна включать не только вероятность распределения ветров, но и вероятность распределения высот волн, т.е. определяться как произведение их вероятностей.

Принимая теоретические кривые обеспеченности высот и периодов волн (что достаточно близко к данным исследований как на водохранилищах, так и на мелководных водоемах), т.е.

$$P_{h/h^-} = \exp \left[-\frac{\pi}{4} \left(\frac{h}{h^-} \right)^2 \right] \quad (1)$$

$$P_{\tau/\tau^-} = \exp \left[-0,675 \left(\frac{\tau}{\tau^-} \right)^4 \right], \quad (2)$$

а также считая длину волн $\lambda = \bar{\lambda}$, $\tau = 0,8\sqrt{\lambda}$ и $\lambda_{1\%} = 7h_{1\%}$, получаем значение суммарной годовой энергии волн /2/:

$$\mathcal{E} = 1310,6 \frac{N}{t_H} t_p \Delta t \int_0^{w_p} h_{1\%}^{2,5} P_w dw, \quad (3)$$

где $P_w = \exp(-Aw^m)$. (4)

Интеграл не может быть решен в общем виде, так как кривые распределения ветра индивидуальны для каждого географического района. Параметры этих кривых определяются: значениями максимальных скоростей ветра; отношением скоростей ветра различной обеспеченности; числом случаев ветра за расчетный период.

Кривые распределения ветра выпрямляются на двойной логарифмической шкале.

Мы вычислили интеграл (3) по приближенной формуле для широкого (практически встречающегося) диапазона изменения скоростей и числа случаев ветра различной обеспеченности. Скорости ветра изменялись от 10 до 30 м/с, число случаев ветра — от 200 до 2000 в год. Отношение скоростей ветра расчетной обеспеченности $K_{5\%}/K_{40\%} = 1,05$ (до 1,25). Результаты расчета

приведены на рис. I /3/.

Зная скорость ветра расчетной обеспеченности (для сооружений I-го класса принимается ветер 2 %-ной обеспеченности), отношение скоростей ветра различной обеспеченности (в нашем примере $V_{5\%}/V_{10\%}$) и среднее число случаев за год N , можно определить:

по СНиП среднюю высоту волны $\bar{h}$ (зная дополнительно длину разгона и глубину воды в водохранилище);

по графику (рис. I) величину суммарной годовой энергии волн $\mathcal{E}_{\text{год}}$. Разделив эту энергию на энергию одиночной волны $\mathcal{E} = 1/8 \rho g h^2 \lambda$, получим число волн I %-ной или иной расчетной обеспеченности, суммарная энергия которых эквивалентна суммарной годовой энергии всего спектра волн, возникающих при всех возможных ветрах расчетного направления:

$$N = \frac{\mathcal{E}_{\text{год}}}{\mathcal{E}_{n\%}}.$$

При этом суммарную энергию за n -е число лет можно определить простым умножением годовой на n лет.

Установлено, что подобный упрощенный расчет и расчет, дифференцированный по годам, дают практически одинаковые результаты.

Пример расчета

Объект — плотина Нижнекафирниганского водохранилища высотой 75 км, крепление — асфальтобетонный экран, ветер на плотину СВ направления, общее число случаев ветра за год

$$N = 365 \times 8 = 2920.$$

Повторяемость направлений ветра и штилей, % /5/

Направление!	Месяцы											
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
СВ	38	48	42	45	52	43	36	34	35	37	35	35
Штиль	41	30	26	27	23	19	22	21	25	34	41	40

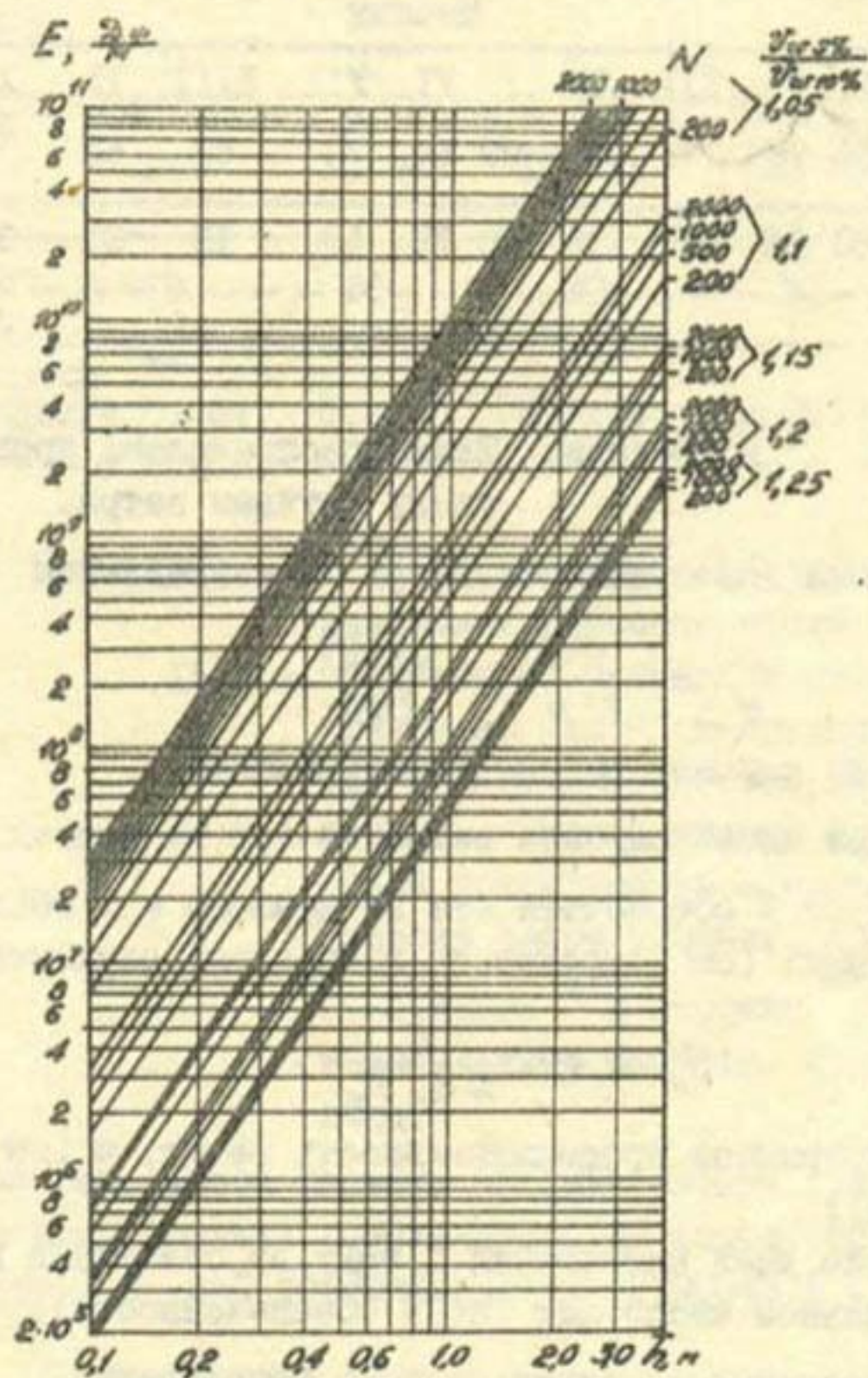


Рис. I. График для определения суммарной годовой энергии волн.

Повторяемость направлений ветра и штилей
(число случаев)

Направление!	Месяцы												Всего
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	
СВ	55	75	77	79	99	84	70	67	63	59	50	52	830
Штиль	38	32	27	29	30	19	19	18	21	34	34	35	333
Итого													1163

Примечание. Штили распределены пропорционально числу случаев ветра.

Относительная повторяемость ветра СВ направления

$$\mathcal{P}_w = \frac{n_{св}}{\sum n} = \frac{1166}{2920} = 0,41,$$

где $n_{св}$ — число случаев ветра СВ направления;

$\sum n$ — общее число случаев ветра за тот же период.

Переход от % обеспеченности во времени к % обеспеченности в ряду наблюдений (см. строчку $\mathcal{F}_n$ в таблице) осуществляется по формуле /4/

$$\mathcal{F}_n = 4,17 \frac{t}{N n_t \mathcal{P}_w},$$

где t — непрерывная продолжительность ветра, ч (на водохранилищах $t = 6$ ч);

N — число дней наблюдений в году за безледный период;

n_t — заданное число лет (по % обеспеченности);

$\mathcal{P}_w$ — повторяемость волноопасного направления.

В нашем случае для ветра 5 % -ной обеспеченности (1 раз в 20 лет) имеем

$$\mathcal{F}_{5\%} = 4,17 \frac{6}{365 \cdot 20 \cdot 0,4} = 0,00857 \text{ (см. строчку } \mathcal{F}_n \text{ в таблице).}$$

Таблица

Наибольшие скорости ветра различной вероятности

% обеспеченности	20	10	6	5	2 *
скорость ветра, возможная один раз в	5 лет	10 лет	15 лет	20 лет	50 лет
скорость ветра, м/с	18	19	20	21	24
% обеспеченности в ряду наблюдений	0,034	0,017	0,0114	0,00857	0,00343

Примечание. 1. В справочнике /5/ скорости ветра различной обеспеченности не дифференцированы по направлениям. В расчете принимаем для СВ направления наибольшие значения скоростей ветра (ложе будущего водохранилища представляет собой узкое ущелье с направлением С-Ю, поэтому такое решение правомерно).

2. Столбец * и строчка ** получены в результате расчета, приведенного выше.

Обозначив результаты расчета $\mathcal{F}_n$ на графике (рис.2) и продолжив его в зону меньших обеспеченностей ветра, определим скорость ветра 2 %-ной обеспеченности (0,00343 % в ряду наблюдений)

$$V_{2\%} = 24 \text{ м/с.}$$

Тогда средняя высота волны (при длине разгона $L = 15 \text{ км}$) составит $\bar{h} = 1,52 \text{ м} / 4/$,

а волна 1%-ной обеспеченности

$$h_{1\%} = 2,1 \quad \bar{h} = 3,2 \text{ м.}$$

Суммарная годовая энергия волн (см.рис.1) для условий

$$\frac{V_{5\%}}{V_{10\%}} = \frac{21}{19} = 1,105, \quad \bar{h} = 1,52 \text{ м,} \quad N = 1200 \text{ случаев}$$

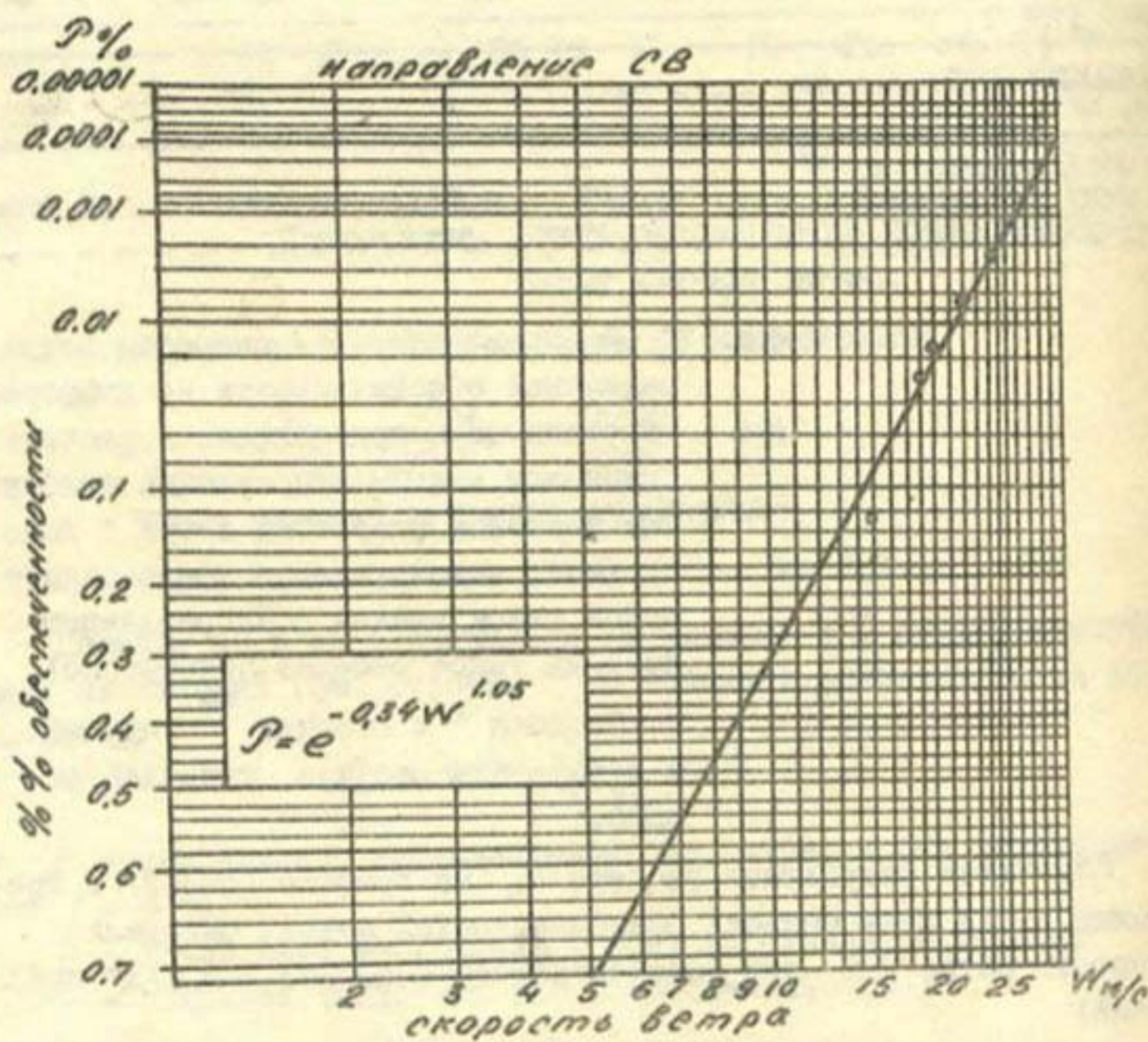


Рис.2. Кривая обеспеченности ветра СВ направления
(по данным метеостанции Исанбай).

будет равна $\mathcal{E} = 3 \cdot 10^9$ Дж/м,

а энергия волны I %-ной обеспеченности

$$\mathcal{E}_{I\%} = \frac{1}{8} \rho g h^3 \lambda = \frac{1}{8} \cdot 9810 \text{ Н/м}^3 \cdot 3,2^2 \cdot 10 \cdot 3,2 \text{ м}^3 =$$

$$= 401817,6 \text{ Н} = 401817,6 \text{ Дж/м}.$$

Следовательно, количество волн высотой $h_{I\%} = 3,2$ м с энергией, равновеликой суммарной годовой энергии всего спектра волн, равно

$$K = \frac{\mathcal{E}}{\mathcal{E}_{I\%}} = 3 \cdot 10^9 / 4 \cdot 10^5 = 7500.$$

На крупномасштабной модели ($M = 1:2 - 1:3$) период волн равен примерно $T = 3$ с, следовательно, длительность опыта, при котором на откос будет поступать годовая суммарная энергия волн, составит

$$T_{год} = \frac{7500 \cdot 3}{3600} = 6,25 \text{ ч}.$$

ВЫВОДЫ

1. Предлагаемый метод расчета длительности воздействия волн на откос позволяет использовать данные о ветре из "Справочника по климату" и не требует проведения лабораторных исследований и натурных наблюдений.
2. Метод дает некоторый запас в расчете, так как учитывает весь спектр волн, воздействующих на откос в течение года, а не только штормы. В "Справочниках по климату" отсутствуют данные о величине и длительности штормов, данный же метод косвенным образом учитывает все возможные штормы.
3. Запас в расчетах дает и то, что волны всего спектра приводятся к волне I %-ной обеспеченности, наиболее опасной для прочности и устойчивости откоса.
4. Длительность лабораторных опытов, степень затухания процесса деформации откоса, происходящей под воздействием вет-

ровых волн, увязывается с продолжительностью эксплуатации плотины водохранилища.

Список использованной литературы

1. Е.С.Цайц, В.В.Хомицкий, А.Л.Онуфриенко. "Формирование профиля динамического равновесия песчаного откоса при косоподходящем волнении // Волны в сплошных средах - Киев: Наукова Думка, 1978. - С. 128-135.
2. Б.И.Белесков, В.В.Перепелкина Определение энергии ветровых волн при расчетах устойчивости неукрепленных откосов // Известия АН УзССР. Серия техн.наук. - № 5. - 1985. - С. 61-64.
3. В.А.Скрыльников, С.И.Кеберле, Б.Белесков. Повышение эффективности эксплуатации водохранилищ. - Ташкент: Мехнат, 1987. - С. 92-93.
4. СНиП 2.06.04-82. Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения.М., Стройиздат, 1983.
5. Справочник по климату. Таджикистан. Вып.31.Ч.III, Ветер. - Л., 1968.

Б.И.Белесков, канд.техн.наук

А.Х.Садиков, канд.техн.наук

(НПО САНИИРИ)

К РАСЧЕТУ НАДЕЖНОСТИ ЭЛЕМЕНТОВ ВОДОХРАНИЛИЩНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Рациональная и эффективная эксплуатация водохранилищ может быть обеспечена только при надежности всех сооружений на них, при правильно запланированном уходе за сооружениями, своевременном предупреждении отказов в их работе.

Надежность гидротехнического сооружения, как и любого другого объекта, можно оценить по опыту эксплуатации аналогичных объектов с помощью теории надежности, основанной на методе математической статистики, и теории вероятностей.

САНИИРИ с 1989 г. проводит обследование технического состояния сооружений на водохранилищах УзССР. Данные наблюдений будут обработаны методами теории надежности.

В настоящей статье в качестве примера расчета по теории надежности показано определение по натурным данным интенсивности отказов пьезометров, вероятности и среднего времени безотказной работы их.

Расчет выполнен для пьезометров, а не каких-либо других элементов водохранилищного комплекса по той причине, что во время обследований состояния сооружений и их элементов на водохранилищах УзССР по ним был получен наиболее полный и достоверный материал.

В 1989 г. обследованы 26 водохранилищ УзССР. Часть из них не имеет пьезометров, на некоторых пьезометры выведены из строя во время реконструкций и строительства, поэтому данные по этим водохранилищам не могли быть использованы для обработки. Данные наблюдений и расчетная средняя интенсивность отказов по 9 водохранилищам приведены в таблице.

Учитывая, что имелись данные о числе отказавших пьезометров за весь срок эксплуатации водохранилища и отсутствовали данные отказов пьезометров по отдельным годам, было принято, что интенсивность отказов оставалась постоянной в течение всего срока эксплуатации. Затем для каждого отдельного года эксплуатации

были подсчитаны осредненные по всем водохранилищам значения интенсивности отказов и составлена зависимость осредненной интенсивности отказов от времени (рисунок).

Интенсивность отказов определялась по формуле /1/

$$\bar{\lambda}(t) = \frac{n(\Delta t)}{N_{cp} \Delta t},$$

где $n(\Delta t)$ — число отказавших пьезометров за время Δt ;

N_{cp} — среднее число исправно работающих пьезометров в интервале Δt .

Зависимость интенсивности отказов от времени эксплуатации в соответствии с полученными осредненными их значениями можно описать следующими формулами:

$$\lambda_1(t) = 0,02 + 0,00144 t, \quad (1)$$

$$\lambda_2(t) = 0,025 + 0,00084 \exp(0,204 t). \quad (2)$$

Таблица

Интенсивность отказов пьезометров

Водохранилище	Число лет эксплуатации	Число установленных пьезометров	Число работающих пьезометров	Средняя интенсивность отказов
Карасуйское	2	20	19	0,0256
Караултепинское	5	47	39	0,0372
Акдарьинское	6	11	11	0
Кургантепинское-2	8	20	20	0
Гисаракское	8	55	50	0,0119
Каратепинское	9	16	6	0,101
Андижанское	11	305	287	0,0055
Кургантепинское-1	13	20	29	0,0026
Эскиерское	15	57	23	0,0567

Параметры уравнений были определены методом наименьших квадратов. Второе уравнение несколько сложнее, но более точно соответствует натурным точкам (см. рисунок). Вероятность безотказной работы составляет /1/:

по зависимости (1) —

$$P_1(t) = \exp \left[- \int_0^t \lambda_1(t) dt \right] = \exp \left[-(0,02 t + 0,00072 t^2) \right],$$

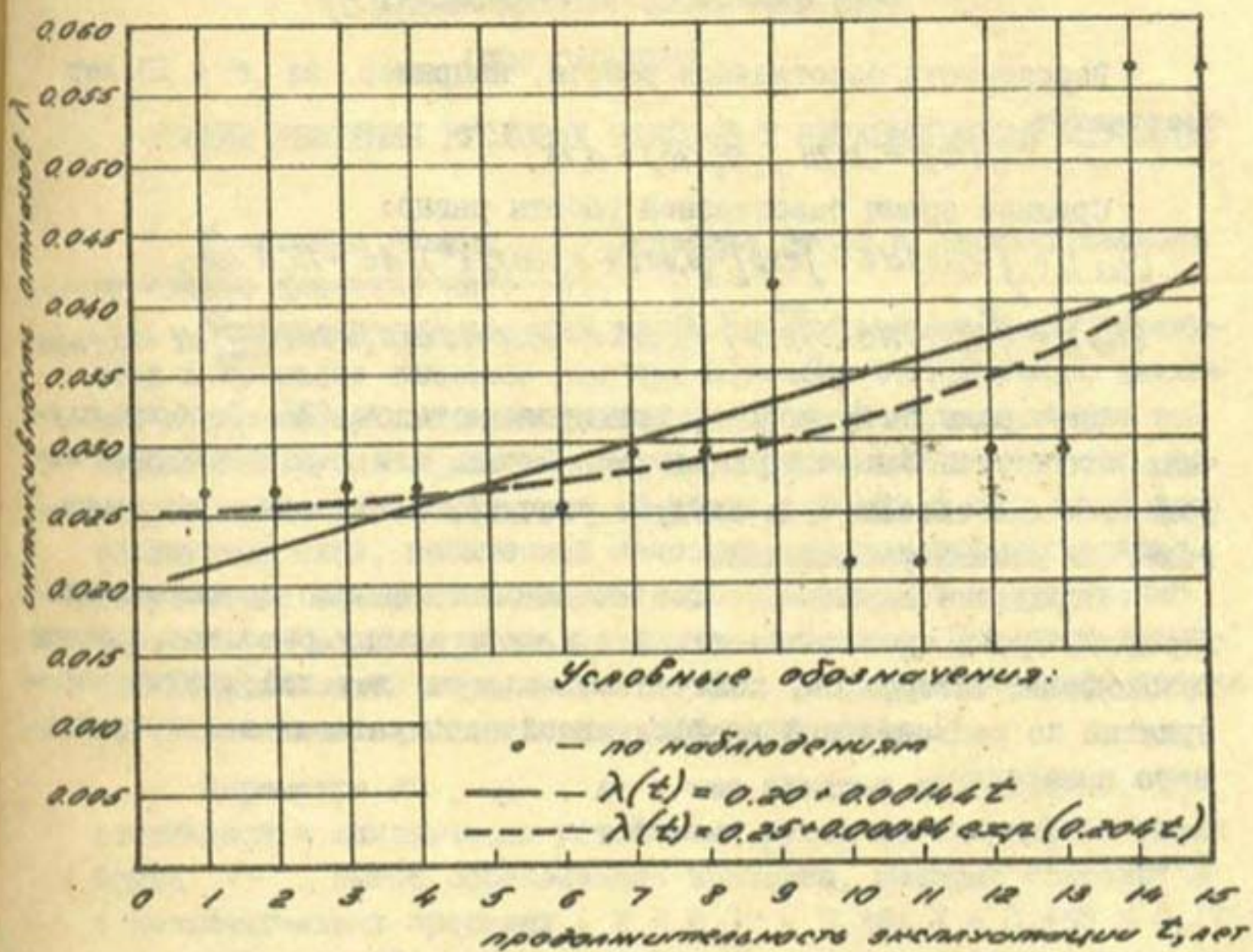


Рис. I. Интенсивность отказов пьезометров
на водохранилищах УэССР

по зависимости (2) -

$$P_2(t) = \exp \left\{ -[0,025t + 0,00412 \exp(0,204t)] \right\}.$$

Вероятность безотказной работы, например, за $t = 10$ лет составляет

$$P_1(10) = 0,76, \quad P_2(10) = 0,75.$$

Среднее время безотказной работы равно:

$$(T_{cp})_1 = \int_0^{\infty} P_1(t) dt = \int_0^{\infty} \exp[-(0,02t + 0,00072t^2)] dt = 15,6 \text{ лет},$$

$$(T_{cp})_2 = \int_0^{\infty} P_2(t) dt = \int_0^{\infty} \exp \left\{ -[0,025t + 0,00412 \exp(0,204t)] \right\} dt = 15,4 \text{ лет}$$

Интегралы вычислены приближенным методом /2/. В обоих случаях получается близкий результат. Однако эти характеристики надежности для пьезометров следует уточнить после накопления многолетних данных наблюдений.

Определив характеристики надежности, можно правильно планировать сроки проведения текущих и капитальных ремонтов, запасы необходимых материалов, количество запасных деталей, другие мероприятия по рациональной и эффективной эксплуатации водохранилищного комплекса.

Использованная литература

1. Мирцхулава Ц.Е. Надежность гидромелиоративных сооружений. - М.: Колос, 1974. - 280 с.
2. Бронштейн И.Н., Семендяев К.А. Справочник по математике для инженеров и учащихся ВТУЗов. - М.: Наука, 1981. - 720 с.

Н. БЕКИМБЕТОВ, канд. техн. наук

(НПО САНИИРИ)

СТАДИИ ДВИЖЕНИЯ РУСЛОВЫХ НАНОСОВ И НЕРАЗМЫВАЮЩАЯ СКОРОСТЬ

Различные режимы сопротивления русла в каналах зависят от стадии движения наносов.

Гидравлически гладкий режим сопротивления русла образуется в процессе заиления или при переходе от грядового движения к сплошному влечению донных наносов. В первом случае все неровности русла выравниваются за счет осаднения наносов, во втором — путем размыва гряд. В обоих случаях в придонной зоне образуется слой, насыщенный наносами, обладающий свойствами текучести с повышенной вязкостью, что приводит к ослаблению тормозящего влияния русла на движение потока. При этом значения коэффициентов шероховатости n и гидравлического трения λ уменьшаются более чем в два раза (рис. I).

Параметры K , X , n , как следует из графиков, для статически и динамически устойчивых русел не зависят от числа Фруда Fr , имеют определенные значения, которые колеблются в незначительных пределах ($K = 0,32 - 0,36$; $X = 0,165 - 0,175$; $n = 0,019 - 0,021$) и могут рассматриваться как критерии русловых форм.

В деформирующемся русле с увеличением скоростей потока до определенных значений образуются рифели и гряды. С изменением гидравлических условий изменяется шероховатость поверхности русла, то есть микро- и мезоформы, меняются их размеры и очертания, но, как отмечает С.Х. Абальянц, "перестройка" по ряду причин отстает и происходит неравномерно, отчего в русле сохраняются формы разных порядков /I/.

На графике (рис. 2) показаны границы области существования гряд в русле каналов с мелкопесчаным дном ($d = 0,15$ мм). В зависимости от скорости потока и наполнения русла (h_{cp}) выделяются две кривые: кривая I соответствует началу подвижки частиц ложа (статическая устойчивость), кривая 2 характеризует состояние динамического равновесия русла (когда в канале

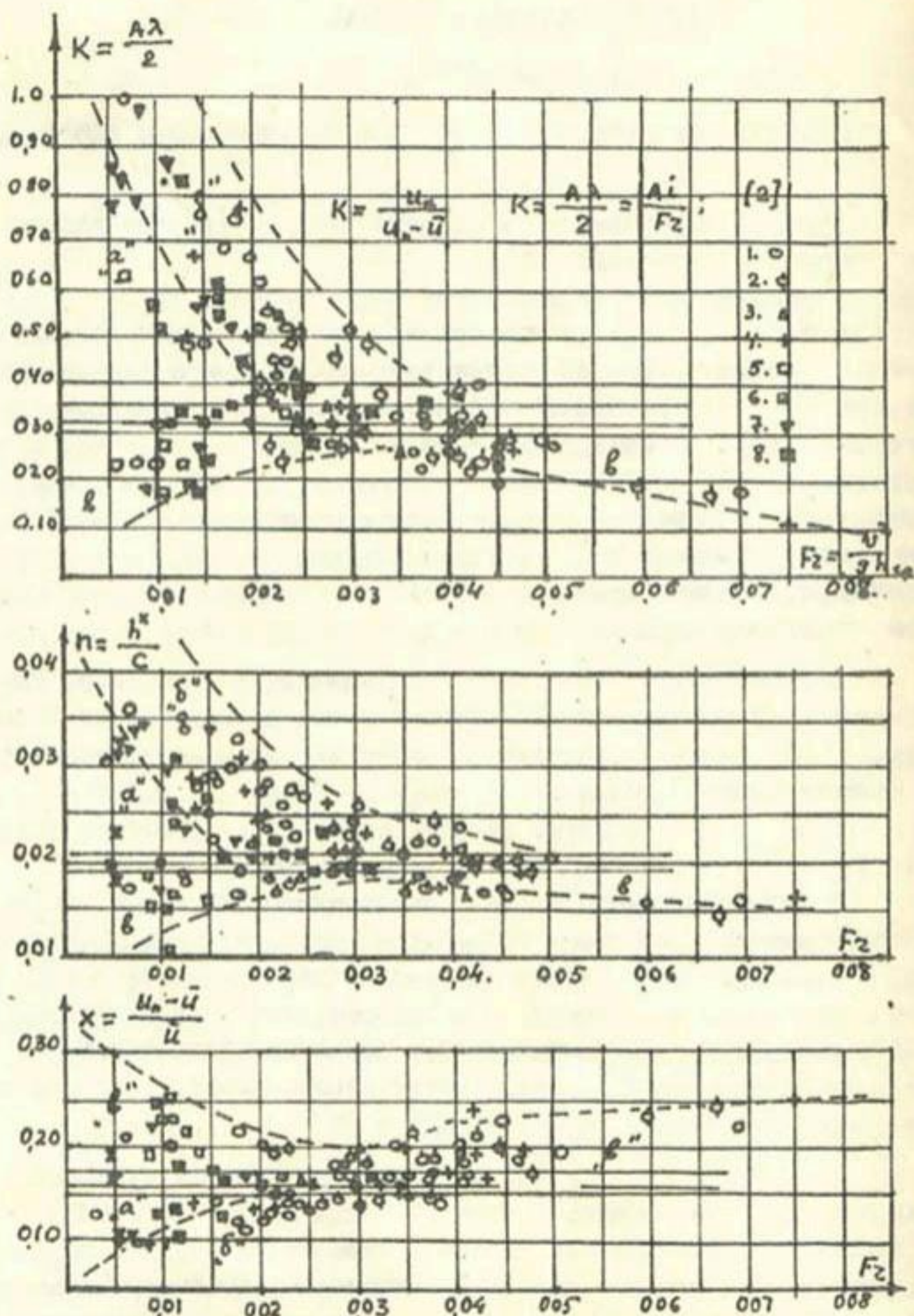


Рис. I. График зависимости параметров K , X , n от числа Фруда:
 1- канал Кызкеткен; 2- им. Ленина; 3- Куванышжарма; 4- Кегейли;
 5- Новый Кызкеткен; 6- Каракумский им. Ленина; 7- Кызылкумский;
 8- Шават.

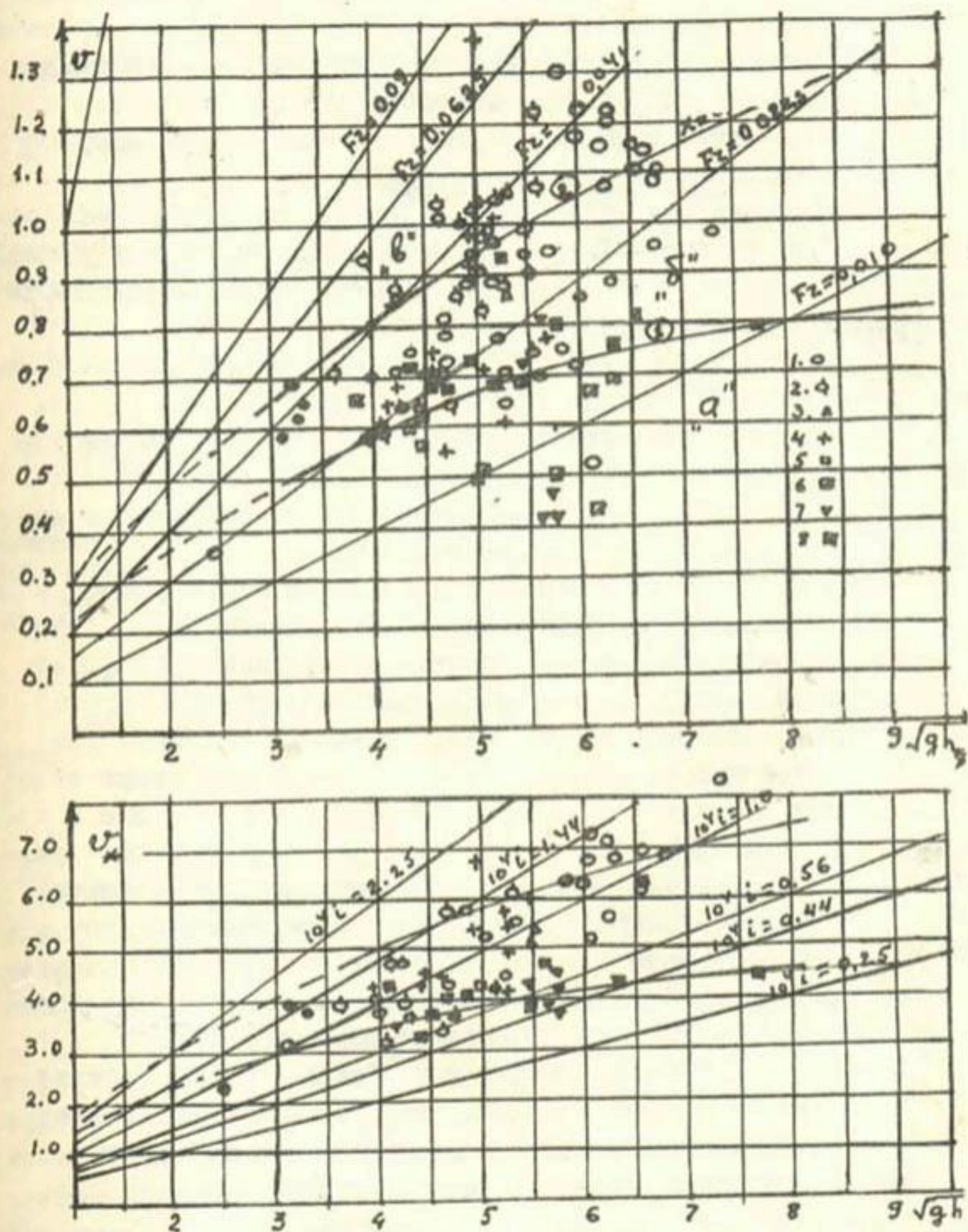


Рис.2. График зависимости средней и динамической скоростей потока от $\sqrt{qh_{кр}}$ (обозначения те же, что на рис.1):
 а) зона грядового движения наносов;
 б) переходная зона от начала срыва гряд к сплошному влечению наносов;
 в) зона сплошного движения наносов (зона гладкого дна).

нет ни размыва, ни заиления) и является верхней границей скорости грядового движения.

По данным исследований работы каналов с песчаным руслом установлены следующие стадии движения русловых наносов.

1. Отсутствие движения русловых наносов по ровному дну (первая гладкая стадия движения наносов);

2. Грядовое дно, оставшееся в результате отставания "перестройки" русловых форм с изменением гидравлических условий (устойчивые гряды), или сильно шереховатое русло, образованное в результате размыва (рис.2, зона "а").

3. Переходная — срыв гряд, грядовое движение донных наносов (рис.2, зона "б" между кривой 1 и кривой 2).

4. Сплошное влечение донных наносов (вторая гладкая стадия движения наносов), при котором образуется гидравлически гладкий режим сопротивления, сопротивление русла движению потока и уклон водной поверхности уменьшаются.

Явно выраженная граница между стадиями отсутствует. Например, при скорости, равной или меньше неразмывающей ($V \leq V_0$) наблюдается размыв отложений или гряд при одинаковой глубине потока (рис.2, кривая 1). При этом уклон водной поверхности больше уклона, соответствующего неразмывающей скорости. При критерии устойчивости русел $V/V_0 = 1,1-1,3$ деформации русла не возникает. Поэтому целесообразно использовать критерии V_*/V_{*0} или i/i_0 (V_* , i_0 — динамическая скорость и уклон, соответствующие началу подвижки зерен грунта). Для определения условий подвижки частиц ложа нами с учетом рекомендаций А.С.Образовского, М.А.Мосткова [2] принята зависимость наибольшей предельной гидравлической крупности взвешиваемых потоком частиц, равной динамической скорости [3]:

$W_{пр} = W_{max} = V_* \ell$ ($W_{max} = W_{пр}$ — наибольшая гидравлическая крупность частиц наносов, соответствующая началу взвешивания).

В дальнейшем для установления неразмывающей скорости V_{*0} используем коэффициент подвижности частиц наносов

$\mathcal{E} = \frac{W_{пр}}{V_{*0}} \leq 1,0$, который характеризует взаимодействие потока и деформируемого русла, а также соотношение удерживающих сил и силы трения. Анализируя фракционный состав взвешенных и донных наносов, используя графики зависимости $W = f(V_*)$ и

кривые распределения наносов по крупности, мы установили значения V_* , W_{max} для амударьинских наносов /2/ в зависимости от процентного содержания руслоформирующих фракций (табл. I).

Таблица I

Наименование элементов	Ед. изм.	Процентное содержание песка $d > 0,05$ мм			
		15	40	62	75
W_{max}	мм/с	16	32	43	48
d_{max}	мм	0,12	0,25	0,35	0,42
d_{cp}	мм	0,07	0,10	0,15	0,20
$V_* = W_{np}$	мм/с	28	32	43	48
С учетом увеличения V_{*0} при наличии частиц наносов $d < 0,005$ мм	мм/с	38	38,4	43	48

Для определения неразмывающей скорости рекомендована формула

$$V_0 = \frac{10,4}{\sqrt{K}} V_{*0} \quad (I)$$

Для уточнения значений V_{*0} , приведенных в табл. I, используем данные натурных исследований, проведенных в каналах в нижнем и среднем течении Амударьи, а также рекомендации Бюро мелиорации США по выбору допустимых значений напряжений сдвига τ_{0d} . Данные, полученные на устойчивых участках каналов, показывают, что с увеличением глубины потока h_{cp} от 1,0 до 2,0 м значения V_{*0} возрастают до 0,036 м/с. В дальнейшем с увеличением глубины до 2 м и более происходит медленное увеличение V_{*0} , которое при $h_{cp} = 10$ м достигает величины, равной 0,046 м/с. Уклон водной поверхности с увеличением глубины быстро падает (см. рис. 2). Заметного изменения значений V_{*0} в зависимости от диаметра частиц d не наблюдается (табл. 2).

Как показывают рекомендации Бюро мелиорации США, допустимые напряжения на дне, соответствующие началу подвижки — τ_{g_0} , при $\tau_g \leq 2 \tau_{g_0}$ не зависят от количества взвеси в потоке. При отношении $\frac{\tau_g}{\tau_{g_0}} = 1,1 - 1,15$, $d = 0,1$ мм, $h = 4$ м и незначительном содержании взвеси, по данным натурных наблюдений, состояние русла соответствует статически устойчивому режиму. При большем количестве взвеси в потоке с теми же параметрами состояние русла соответствует динамически устойчивому режиму.

Безразмерный коэффициент Шези для плоского потока с увеличением наполнения русла возрастает и зависимость эта имеет разнообразный характер. Во многих случаях C увеличивается в диапазоне небольших наполнений (1–2,5 м), а затем с увеличением h значение C стабилизируется. Об этом свидетельствуют незначительные колебания коэффициента Шези и параметров K и X для устойчивых русел. Поэтому для формулы (I) в зависимости от глубины наполнения h принимаем, согласно графику на рис. 2, следующие значения K , $V_{к_0}$.

Таблица 2

	$h_{ср.}$	0,7	1,0	2	3	4	5	> 5
	K	0,39	0,37	0,36	0,35	0,34	0,33	0,32
	X	0,16	0,164	0,167	0,17	0,17	0,173	0,175
$d=0,10$ мм	$V_{к_0}$	0,026	0,029	0,036	0,039	0,041	0,043	0,043–0,0046
$d=0,2$ мм	$V_{к_0}$	0,028	0,031	0,038	0,041	0,043	0,046	0,046–0,049
$d=0,5$ мм	$V_{к_0}$	0,030	0,033	0,040	0,042	0,046	0,049	0,049–0,055

В каналах нижнего течения Амударьи, протекающих в руслах из песчаных грунтов собственных отложений реки, скорость течения в 1,5–2,0 раза превышает неразмывающую скорость V_0 , но, несмотря на это, а также на значительное количество наносов, транспортируемых по дну и во взвеси, плановых деформаций не наблюдается.

Из-за колебания уровней, расходов воды и поступающей мутности в каналах происходят с периодическим чередованием кратковременное заиление и размывы русла, объемы которых в конце сезона балансируются, а сечение канала приобретает приблизительно неизменную форму.

Данные исследований каналов показывают, что динамическая устойчивость русла характерна для больших расходов, соответствующих нормальному и форсированному. При пропуске по каналу расходов воды менее нормального Q_n создаются условия, приводящие к статической устойчивости и заилению каналов. При спаде уровня воды с уменьшением расхода и скоростей течения грядовый рельеф дна быстро восстанавливается, увеличивая сопротивление русла, что снижает пропускную способность канала и осложняет его эксплуатацию. Поэтому в каналах, транспортирующих наносы по дну и во взвеси, целесообразно предусмотреть запас энергии для преодоления дополнительных сопротивлений и придать потоку динамическую скорость, превышающую предельно неразмывающую.

Учитывая изложенное выше, рекомендуем в условиях взвесенного потока увеличить допустимую скорость сдвига (трения) V_{*0} до значений, характеризующих динамическую устойчивость русла канала, или V_* принять равной $(1,3-1,4) V_{*0}$.

Список использованной литературы

1. Абальянц С.Х. Устойчивые и переходные режимы в искусственных руслах. - Л.: Гидрометеоиздат, 1981. - 240 с.
2. Бекимбетов Н. , Джаманкараев С.Д. Оросительные каналы в низовьях Амударьи и улучшение режима их работы. - Нукус: Каракалпакия, 1986.
3. Гришанин К.В. Динамика русловых потоков. - Л.: Гидрометеоиздат, 1979.

УДК 626.82

Устойчивая работа оросительных систем и факторы, ее обуславливающие. Кадыров А.А., Каландаров И.

Сборник научных трудов, Ташкент, САНИИРИ, 1990.

В статье оросительные, или, по-другому, ГМС рассматриваются как системы, функционирующие не только в пространстве, но и во времени. Устойчивая работа таких систем зависит от множества факторов и их сочетаний. На примере фактических данных крупных ирригационных каналов Средней Азии (Ташсака, Кызкеткен, Кызылкумский магистральный и др.) исследуется влияние одного из факторов – режима наносов – на их удовлетворительную работу. Обосновывается утверждение о том, что резкое изменение наносного режима в необлицованных каналах всегда чревато значительными отрицательными последствиями.

Библ. II, табл. 2.

УДК 627.23

Исследование мероприятий по водообеспечению бесплотинного водозабора в Гараутинский магистральный канал. Ишанов Х.Х., Курбанов Х.А.

Сборник научных трудов, Ташкент, САНИИРИ, 1990.

Приводятся результаты натурных исследований уровня режима, гидравлических и русловых характеристик потока на участке р. Вахш у водозабора в Гараутинский магистральный канал и подводящего русла насосной станции.

На основе анализа натурных данных установлены основные причины недостаточной обеспеченности магистрального канала. Определены оптимальные уровни воды в аванкамере, при которых не образуется воздушная воронка и расход перекачиваемой воды снижается незначительно.

Даны рекомендации по реконструкции подводящего русла, которая позволит обеспечить гарантированный водозабор в магистральный канал при расходах воды в реке более $140 \text{ м}^3/\text{с}$.

Библ. 3, иллюстр. 4

Мероприятия по регулированию русла реки Сурхандарья в районе бесплотинного водозабора канала Кумкурган. Мирзиятов М.

Сборник научных трудов, Ташкент, САНИИРИ, 1990

Приводятся результаты натурных и модельных исследований на участке русла р.Сурхандарья в районе бесплотинного водозабора. Предложены варианты: руслорегулировочных и берегозащитных сооружений и их компоновка в русле реки, позволяющие улучшить условия водозабора с меньшим захватом наносов. Библиография, 3, иллюстрация.1.

УДК 626.82

Кривые обеспеченности максимальных расходов попусков по р.Чирчик применительно к участкам карьеров нерудных строительных материалов. Глазкова Л.А., Дмитриев А.Б.

Сборник научных трудов, Ташкент, САНИИРИ, 1990

В статье рассматриваются вопросы определения максимальных расходов р.Чирчик редкой повторяемости, необходимые для расчета пропускной способности русла и происходящих русловых процессов в местах карьерных разработок в районе Чирчик-Куйлюкского месторождения. Для оценки влияния работы Чарвакского водохранилища на режим р.Чирчик выполнен сопоставительный анализ гидрографов многоводных и маловодных лет до и после строительства гидроузла.

Иллюстрация.3

УДК 627.141.1

Противоселевая система № I в Андижанской области.

Исмагилов Х.А., Туляганов С.Х.

Сборник научных трудов, Ташкент, САНИИРИ, 1990.

В статье дается описание системы регулирования селевого потока, состояния водосборного бассейна, конструкций плотин и водовыпускных сооружений.

Приводятся данные по прошедшим паводкам в бассейне и степени заиления чаши наносами. Даются рекомендации по обеспечению необходимой емкости для размещения полного расчетного стока.

Библиография, 3, иллюстрация.1

УДК 627.8.034.7

Режим работы малых водохранилищ адырных зон Ферганской долины и их заиление. Давранов Г.Т.

Сборник научных трудов, Ташкент, САНИИРИ, 1990

В статье рассматриваются вопросы, связанные с режимом работы малых водохранилищ адырных зон Ферганской долины, его влиянием на процесс заиления и характер протекания мутного потока в чаше водохранилища в период паводков. На основе анализа результатов натурных исследований предложены рекомендации для ослабления процесса заиления.

Библ.2, иллюстр.2.

УДК 556.535.6; 626.821.3.

Динамика твердого стока от водозабора до НС № I Каршинского магистрального канала. Мухамедов Я.С., Тихонова О.Н.

Сборник научных трудов, Ташкент, САНИИРИ, 1990.

В статье обобщены результаты многолетних исследований твердого стока в головной части КМК и вдоль его подводящей части. Дан прогноз поступления наносов в КМК в зависимости от среднегодовой мутности р.Амударьи (г/п Керки) и объема водоподачи НС № I. Приведены результаты исследований по изменению мутности потока и фракционного состава донных отложений и взвешенных наносов вдоль подводящей части КМК.

Библ.2, иллюстр.6, табл.2.

УДК 556.536.

Растекание потока за сжатым сечением при частичном освоении междамбного пространства. Ирмухамедов Х.А., Бакиев М.Р., Рахматов Н.

Сборник научных трудов, Ташкент, САНИИРИ, 1990

В статье приводятся результаты экспериментальных и теоре-

тических исследований по изучению закономерностей растекания стесненного потока с учетом освоения междамбного пространства.

Библ.6, иллюстр.5.

УДК 627.421.3.

Исследование влияния междамбного расстояния на уровенный режим потока у дамб. Кадирова Д.Г., Бакиев М.Р., Рахматов Н.

Сборник научных трудов, Ташкент, САНИИРИ, 1990

Авторами рассматривается влияние освоения междамбного пространства и расстояния между дамбами на гидравлику деформированного потока. На основании анализа экспериментальных исследований получены графические зависимости влияния уровенного режима потока в зоне действия дамб, а также в междамбном пространстве системы дамб.

Библ.2, иллюстр.5.

УДК 556.536

О масштабном эффекте открытых потоков в размываемом русле. Карапетян М.Р.

Сборник научных трудов, Ташкент, САНИИРИ, 1990

В статье рассматривается подобие потоков различной величины, протекающих в легкоразмываемых руслах. Отмечаются факторы, влияющие на возникновение масштабного эффекта. Выявлены связи между критериями подвижности и размерами грядовых форм.

Установлен предел чисел Рейнольдса, при котором турбулентный поток находится в зоне автомодельности, по критерию Кармана.

Библ.10, иллюстр.2.

УДК 62-189.2

Тарельчато-скребковый дозатор для подачи наносов на размываемые модели. Мажидов Т.Ш., Камалов Н.

Сборник научных трудов, Ташкент, САНИИРИ, 1990.

В статье дается краткий анализ имеющихся в настоящее время механических дозаторов, полное описание и схемы нового типа дозатора для подачи на размываемую модель наносов разной крупности.

Библ.4, иллюстр.2.

УДК 532.5

Возможность применения формулы Шези в условиях неравномерного режима. Тихонова О.И., Ирмухамедов Х.А., Мухамедов Я.С.

Сборник научных трудов, Ташкент, САНИИРИ, 1990

Авторами получены зависимости, позволяющие оценить систематическую погрешность при определении коэффициента Шези по формуле Шези в условиях призматического плавновозрастающего установившегося движения.

Библ.4, иллюстр.2, табл.1.

УДК 532.5

Расчет поля скоростей в области сжатия за комбинированной шпорой. Бакиев М.Р., Кадилов О.

Сборник научных трудов, Ташкент, САНИИРИ, 1990

В статье рассматривается одна из задач гидравлики потока за комбинированными шпорами, расчет скоростного поля в области сжатия. На основе теоретических и экспериментальных исследований разработана методика расчета скоростного поля в области сжатия за комбинированными сооружениями, которая необходима при расчете и проектировании защитно-регулирующих сооружений на реках.

Библ.4, иллюстр.2.

УДК 626.824

Градуировка многопролетных сооружений мелиоративной системы в производственных условиях. Цой Г.А., Митюнина Т.Ю.

Сборник научных трудов, Ташкент, САНИИРИ, 1990

Рассмотрена градуировка в производственных условиях многопролетного головного сооружения на Ново-Чилийском магистральном канале с использованием при статистической обработке метода множественной корреляции и ортогональных полиномов Чебышева.

УДК 627.8.034.9

Определение длительности воздействия волн на откос при лабораторных исследованиях. Перепелкина В.В., Муратов Ф.Ш., Кондаков А.С.

Сборник научных трудов, Ташкент, САНИИРИ, 1990

Предложен надежный и достаточно простой метод расчета длительности воздействия волн на откос при лабораторных исследованиях, позволяющий использовать данные о ветре из "Справочника по климату" и не требующий проведения натурных наблюдений. Длительность лабораторных опытов и степень затухания деформации откоса, вызванной воздействием ветровых волн, увязываются с продолжительностью эксплуатации плотины водохранилища.

Библ.5, иллюстр.2, табл.1

УДК 626.814

К расчету надежности элементов водохранилищных сооружений. Белесков Б.И., Садыков А.Х.

Сборник научных трудов, Ташкент, САНИИРИ, 1990

В статье приводится пример расчета характеристик надежности пьезометров как одного из элементов водохранилищного комплекса. Расчет основан на статистическом материале, собранном при учас-

тии авторов во время обследований технического состояния сооружений на водохранилищах УзССР.

Библ.2, иллюстр.1, табл.1

УДК 532.5

Стадии движения русловых наносов и неразмывающая скорость.
Бекимбетов Н.

Сборник научных трудов, Ташкент, САНИИРИ, 1990.

В статье рассматриваются три стадии состояния каналов, проходящих в легкоразмываемых грунтах: стадии статического и динамического равновесия, переходный режим. Отмечается, что каждой стадии соответствуют свои гидравлические сопротивления. Приводятся графики зависимости гидравлических характеристик от числа Фруда и выделены зоны для каждой стадии состояния каналов.
Библ.3, иллюстр.2, табл.2.

С О Д Е Р Ж А Н И Е

	стр.
1. А.А.Кадыров, И.Каландаров. Устойчивая работа оросительных систем и факторы, ее обуславливающие	3-13
2. Х.Х.Ишанов, Х.А.Курбанов. Исследование мероприятий по водообеспечению бесплотинного водозабора в Гараутинский магистральный канал	14-21
3. М.Мирзиятов. Мероприятия по регулированию русла р.Сурхандарьи в районе бесплотинного водозабора из канала Кумкурган	22-26
4. Л.А.Гладкова, А.Б.Дмитриев. Кривые обеспеченности максимальных расходов попусков по р.Чирчик применительно к участкам карьеров нерудных строительных материалов..	27-35
5. Х.И.Исмагилов, С.Х.Туляганов. Противоселевая система № I в Андижанской области.....	35-40
6. Г.Т.Давранов. Режим работы малых водохранилищ адьрных зон Ферганской области и их заиление.....	40-48
7. Я.С. Мухамедов, О.Н.Тихонова. Динамика твердого стока от водозабора до НС № I Каршинского магистрального канала	49-59
8. Х.А.Ирмухамедов, М.Р.Бакиев, Н.Рахматов.Растекание потока за сжатым сечением при частичном освоении междамбного пространства.....	60-68
9. Д.Г.Кадирова., М.Р.Бакиев, Н.Рахматов. Исследование влияния междамбного расстояния на уровенный режим потока у дамб	69-73
10.М.Р.Карапетян. О масштабном эффекте скрытых потоков в размываемом русле.....	74-80
11.Т.Ш.Мажидов, Н.Камалов. Тарельчато-скребковый дозатор для подачи наносов на размываемые модели.....	81-84
12.О.Н.Тихонова, Х.А.Ирмухамедов, Я.С.Мухамедов. Возможность применения формулы Шези в условиях неравномерного режима	84-90

13. М.Р.Бакиев, О.Кадиров. Расчет поля скоростей в области сжатия за комбинированной шпорой. 90-94
14. Г.А.Цой, Т.Ю.Митюнина. Градуировка многопролетных сооружений мелиоративной системы в производственных условиях..... 95-104
15. В.В.Перепелкина, Ф.Муратов, А.С.Кондаков. Определение длительности воздействия волн на откос при лабораторных исследованиях..... 104-112
16. Б.И.Белесков, А.Х.Садыков. К расчету надежности элементов водохранилищных сооружений 113-116
17. Н.Бекимбетов. Стадии движения донных наносов и неразмывающая скорость..... 117-123
- Рефераты 124

Св. план 1990 г., поз. 13

Редактор А.С.Меркина

Сдано в производство 22.01.91г. Формат бумаги 60х90 1/16
 Усл. л. л. 6,6 Тираж 290 экз. Заказ 1025 Цена 1 р.40 коп.
 Картофабрика института "узгипрозем" г.Ташкент, ул.Муками, 182