С. Д. ДЖАМАНКАРАЕВ, И. А. БУЗУНОВ

РУСЛОВЫЕ ДЕФОРМАЦИИ ПРИ ЭКСПЛУАТАЦИИ ОРОСИТЕЛЬНЫХ СИСТЕМ В НИЗОВЬЯХ АМУДАРЬИ

ИЗДАТЕЛЬСТВО „КАРАКАЛПАКСТАН“

С. Д. ДЖАМАНКАРАЕВ, И. А. БУЗУНОВ

РУСЛОВЫЕ ДЕФОРМАЦИИ ПРИ ЭКСПЛУАТАЦИИ ОРОСИТЕЛЬНЫХ СИСТЕМ В НИЗОВЬЯХ АМУДАРЬИ

ИЗДАТЕЛЬСТВО „КАРАКАЛПАКСТАН"
Нукус — 1979

В книге рассмотрены деформации русла Амударьи в районе головных участков оросительных систем и в бьефах Тахиаташской плотины, а также деформации бытового русла реки, вызывающие затруднения плановой подачи воды в каналы.

Рассчитана на работников службы эксплуатации оросительных систем, научных сотрудников, изучающих эксплуатацию головных водозаборов.

631.6
Дж41

С. Д. Джаманкараев, И. А. Бузунов

Русловые деформации при эксплуатации оросительных систем в низовьях Амударьи.

Нукус, „Каракалпакстан", 1979

156 с.

2806000000
М-357(06)-79

© Издательство „Каракалпакстан", 1979

ПРЕДИСЛОВИЕ

В постановлении июльского (1978 г.) Пленума ЦК КПСС, принятом по докладу Генерального секретаря ЦК КПСС, Председателя Президиума Верховного Совета СССР тов. Л. И. Брежнева, подчеркнуто, что основным направлением аграрной политики партии на современном этапе остается интенсификация сельскохозяйственного производства на основе его всемерной механизации и электрификации, химизации и мелиорации земель. Пленум определил как центральную задачу в развитии мелиорации сельскохозяйственных угодий „коренное улучшение использования, повышение плодородия мелиорированных земель, ликвидацию отставания их хозяйственного освоения". Большая роль в решении этой задачи принадлежит правильной организации и неуклонному повышению качества эксплуатации оросительных систем.

В низовьях Амударьи эксплуатация оросительных систем сталкивается с решением ряда важных вопросов, связанных с русловыми деформациями. В общих чертах эти вопросы охарактеризованы ранее в книге С. Д. Джаманкараева [18].

Задачей настоящей монографии является более подробное рассмотрение деформаций русла Амударьи в районе головных участков оросительных систем и в бьефах построенной на реке Тахиаташской плотины (с точки зрения их прогнозных расчетов, прежде всего для обоснования эксплуатационных мероприятий, проводимых в целях борьбы с вредным действием деформаций бытового русла), а также использования деформаций русла, вызываемых искусственно при реконструкции крупных каналов.

Постоянные плановые перемещения многорукавного блуждающего русла Амударьи в районе головных участков существующих бесплотинных водозаборов прежде всего влияют на условия водозабора и временами создают ситуацию, при которой подача в систему плановых расходов воды без специальных мероприятий невозможна.

В других случаях река, прижимаясь в процессе перемещения к берегу, где расположен головной участок системы,

и интенсивно его размывая, создает угрозу подмыва водозаборного сооружения или проходящего здесь магистрального канала.

Радикальное решение задач обеспечения водоподачи и предотвращения подмывов может быть достигнуто регулированием русла капитальными сооружениями, которое из-за высокой стоимости в условиях Амударьи пока не осуществлено. Поэтому обеспечение водоподачи при неблагоприятных деформациях русла реки достигается проведением простейших русловыправительных работ. Что же касается борьбы с размывами берегов (дейгишем), то ее осуществляют лишь на особо важных объектах, часто в аварийном порядке или при возникновении угрожающей ситуации.

В монографии (глава III) рассматриваются преимущественно деформации бытового русла Амударьи, вызывающие затруднения плановой водоподачи в оросительные системы нижнего течения, и русловыправительные работы, проводимые на их головных участках в порядке эксплуатационных мероприятий. При этом основной упор сделан на возможность научного прогноза русловых деформаций, чтобы более надежно обосновать характер и объем необходимых русловыправительных работ.

Вопросы регулирования русла реки капитальными сооружениями, а также борьбы с дейгишем, как выходящие за рамки эксплуатационных мероприятий, затрагиваются лишь в общих чертах. Их рассмотрение в основном ограничено указанием литературы, где они излагаются подробно.

Постройка на Амударье Тахиаташской плотины (вблизи г. Нукус) и заканчивающееся строительство Тюямуюнского гидроузла с водохранилищем (в начале участка ее нижнего течения) коренным образом изменяют схему головного водозабора многих оросительных систем низовий реки, превращая его из бесплотинного в приплотинный. При этом плановые перемещения русла, ограничиваемые струенаправляющими дамбами (Тахиаташский гидроузел) или ослабленные незначительными скоростями течения (Тюямуюнское водохранилище), уже не могут влиять на условия водозабора.

Однако постройка плотинных гидроузлов, нарушая режим жидкого и твердого стоков реки, вызывает особые деформации ее русла, распространяющиеся на большую длину и проявляющиеся в верхнем бьефе в систематическом подъеме дна и уровней воды, а в нижнем — сначала в снижении дна и уровней, которое через некоторое время заменяется непрерывным подъемом.

В проектах плотинных гидроузлов эти деформации, называемые *процессами переформирования бьефов,* оценивают специальными расчетами, по результатам которых намечают обвалование верхнего бьефа, заложение водобойного колодца

и другие мероприятия. Поэтому в задачи службы эксплуатации узлов должны входить систематические наблюдения за ходом переформирования бьефов и сравнение его с проектными предположениями, чтобы в случае неблагоприятных расхождений принять нужные меры.

В главе IV приведены результаты расчетов заиления верхнего и размыва нижнего бьефа Тахиаташского гидроузла, выполненных в процессе его проектирования в 1962, 1964 и 1966 гг. по упрощенному балансовому методу Ф. Ш. Мухамеджанова, и проанализировано отклонение фактических условий работы плотины от проектных предположений. Кроме того, высказаны соображения о возможности и методах контроля за ходом русловых деформаций по данным эксплуатационных наблюдений.

Деформации русла каналов оросительных систем низовий Амударьи в большой степени зависят от работы расположенных на головных участках отстойников с механизированной очисткой, при правильном планировании которой и осуществлении в соответствии с характером и величиной мутности, поступающей из реки, эти деформации легко ограничивать допустимым пределом. Возможности этого рассмотрены в упомянутой книге [18].

Гораздо больший интерес представляет использование деформаций каналов для их переустройства при реконструкции существующих оросительных систем. Опыт эксплуатации магистральных каналов Кызкеткен, им. Ленина и Параллельный в условиях постепенно возрастающей подачи повышенных расходов воды показал возможность увеличения их пропускной способности против проектной в полтора-два раза (за счет размыва русла) при одновременном сокращении и даже прекращении очистки головных участков от наносов. Большой эффект дает формирование русла заилением. Применяя этот метод при спрямлении излучин, огибающих низины, для формирования русла спрямления, устраиваемого в дамбах, насыпаемых из внутренних (между дамбами) резервов, можно получить значительную экономию денежных средств и увеличить коэффициент использования земель, прилегающих к каналу.

Отмеченные вопросы использования русловых деформаций каналов составляют содержание последней (пятой) главы монографии. Первые две главы носят общий характер. В них освещается народнохозяйственное значение низовий Амударьи, показаны основные статьи потребления речной воды (орошение, животноводство и опреснение озер), дана краткая характеристика оросительных систем и их головных участков (с точки зрения влияния деформаций речного русла), проанализированы режимы жидкого и твердого стоков реки и их влияние на ход руслового процесса и обеспечение водоподачи в отходящие оросительные системы. В конце второй главы

рассмотрены перспектива изменения режимов стока Амударьи в связи с развитием орошения в ее бассейне и необходимость переброса стока сибирских рек в Среднюю Азию.

С. Д. Джаманкараевым написаны главы I, II (§ 3, 4 и 5), III (§ 1, 2), IV (§ 3) и V, И. А. Бузуновым — главы II (§ 1, 2), III (§ 3, 4, 5) и IV (§ 1, 2).

Книга рассчитана на работников службы эксплуатации оросительных систем из рек с многорукавным руслом в мелкопесчаных грунтах типа Амударьи и научных сотрудников, изучающих эксплуатацию головных водозаборов в указанных условиях.

Авторы приносят большую благодарность чл.-кор. ВАСХНИЛ профессору, доктору технических наук А. М. Мухамедову, кандидатам технических наук И. И. Горошкову, Х. А. Ирмухамедову, Э. М. Пилосову и О. А. Каюмову, старшему научному сотруднику В. Е. Тузову и другим сотрудникам САНИИРИ, сделавшим много ценных замечаний в рукописи, улучшивших ее содержание.

Отзывы о книге просим направлять по адресу:
КК АССР, г. Нукус, издательство „Каракалпакстан“.

Глава I. ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА НИЗОВИЙ АМУДАРЬИ И ИХ ОРОСИТЕЛЬНЫХ СИСТЕМ

§ 1. ГЕОГРАФИЧЕСКОЕ ПОЛОЖЕНИЕ И РЕЛЬЕФ

Низовьями Амударьи называют территорию вдоль берегов ее нижнего течения и дельты протяженностью около 500 км, от теснины Тюямуюн до Аральского моря (рис. 1).

Эта территория в южной половине вытянута узкой полосой вдоль реки, а в северной, ближе к морю, веерообразно расширяется на северо-восток и северо-запад. Амударья разделяет ее на примерно равные левобережную и правобережную части. Левобережье более широкое на юге, чем правобережье, граничит с пустыней Каракумы, а на северо-западе с пустынным плато Устюрт, поднимающимся обрывом на 120—160 м.



Рис. 1. Схема низовий Амударьи:

I — Хорезмская область Узбекистана; *II* — Ташаузская область Туркмении; *III* — Каракалпакская АССР. Основные каналы: *1* — Ташсака; *2* — Пахтаарна; *3* — Клычниязбай; *4* — Советъяб; *5* — им. Ленина; *6* — Кызкеткен; *7* — Озерный коллектор.

Южную его часть занимают культурные земли девяти районов Хорезмской области Узбекистана, среднюю — земли Ташаузской области Туркмении, а самую северную, расширяющуюся часть — земли пяти левобережных районов Каракалпакской автономной республики.

Правобережье в южной части граничит с пустыней Кызылкум, а в северной — с пустынными степями Казахстана. На нем расположены земли семи районов Каракалпакии.

В историческом прошлом вся рассматриваемая территория входила в состав древнего Хорезма. Поэтому ее часто называют *Хорезмским оазисом.*

Выделяют также Южный Хорезм, куда входят Хорезмская и Ташаузская области и южная зона Каракалпакии из четырех районов южнее Нукуса. Остальные 10 районов Каракалпакии севернее Нукуса образуют северную зону автономной республики и оазиса в целом.

Рельеф всей территории сложился в результате многовекового формирования ее поверхности отложениями наносов Амударьи, а также хозяйственной деятельности человека. В основном она представляет волнистую равнину с чашеобразным рельефом и общим направлением уклона поверхности $i = 0{,}0001 - 0{,}00012$ с юга на север, в северной части местами на северо-запад и юго-запад. В южной части имеется поперечный уклон прибрежной полосы от реки в сторону Каракумов и Кызылкума, созданный новейшими отложениями реки, поднявшими ее русло над прилегающими землями.

Равнинность рельефа нарушают горные поднятия и депрессии. Наиболее крупное поднятие — останцовая возвышенность Султануиздаг, распространяющаяся вдоль правого берега реки на 30—40 км, местами с обрывами до 70—80 м. Его наивысшая точка имеет абсолютную отметку 473 м. На левом берегу реки против него расположены более низкие горы Джумуртау. В северной зоне Каракалпакии (в основном в стороне от реки) есть небольшие возвышенности Бельтау, Кушканатау, Кронтау, Порлытау и др., а на юге оазиса — левобережные Тюямуюнская и Шерлаук-Ташсакинская.

Наиболее крупными депрессиями являются: цепь периферийных озер вдоль южной границы с песками Каракумы и Кызылкум, староречья Дарьялык и Даудан. Первая является результатом изменения уклона поверхности земли (с 0,0001 на культурной территории до 0,0003 и более в прилегающих пустынях), создающего при сопряжении с Каракумами уступ высотой 30—40 м. Староречья Дарьялык (Кунядарья) и Даудан в виде широких (до 8 км в начале) лент песков с грядообразным повышением и русловым понижением в середине пересекают южную часть левобережья в направлении на северо-запад при расстоянии 10—15 км друг от друга. В настоящее время по их руслам проведены межреспубликанские

коллекторы Озерный и Дарьялыкский, сбрасывающие воды в Сарыкамышское озеро.

Чашеобразный рельеф территории способствует развитию озер, которых больше всего в низинах Приаралья. Крупнейшие из них озеро Судочье к северо-западу от Кунграда и Каратерень, северо-восточнее Тахтакупыра.

В прошлом озера питались паводковыми разливами Амударьи и ее приустьевых рукавов. Теперь разливы практически прекращены обвалованием реки и общим уменьшением ее стока. Озера южной части оазиса питаются грунтовыми водами после поливов, а также сбросами из оросительных каналов.

Территория Южного Хорезма представляет древнюю дельту Амударьи, которая начиналась в створе Ташсака. За начало современной дельты принимают створ Нукуса, где в недалеком прошлом от реки отходил крупный проток Чуртанбай, а также протоки Каттагар, Куванышджарма, Крейтузяк, Коксу, Еркиндарья (вправо), Суэли, Бекъяб, Раушан (влево) и др. Одни из них использовались и продолжают использоваться в качестве самостоятельных оросительных каналов (Еркиндарья, Раушан). Другие после переустройства стали частью крупных оросительных систем (Суэли, Бекъяб, Куванышджарма). Русла старых протоков используются и как коллекторы (Коксу, Крейтузяк).

Из новейших образований современной дельты, действующих теперь или действовавших в недалеком прошлом, можно отметить: Акдарью и Казахдарью (у поселка Заир), Ишимузяк, Инженерузяк и др. Некоторую роль в их развитии или отмирании играют русловыправительные работы, производимые службой пути Амударьинского пароходства.

§ 2. НАРОДНОХОЗЯЙСТВЕННОЕ ЗНАЧЕНИЕ ТЕРРИТОРИИ

Преимущественной отраслью народного хозяйства рассматриваемой территории является *сельскохозяйственное производство.*

Плодородные почвы, спокойный рельеф с малыми уклонами, близость многоводного источника орошения, резко континентальный климат с большой сухостью воздуха и высокими температурами в длительный (7—8 месяцев) теплый период года благоприятствуют развитию орошаемого земледелия.

В Южном Хорезме, где сумма эффективных температур достигает 2400°, основной возделываемой сельскохозяйственной культурой является *хлопчатник.* По урожайности хлопка-сырца районы Хорезмской области и южной зоны Каракалпакии занимают одно из передовых мест в Узбекистане.

В северной зоне сумма эффективных температур снижается до 2000° и менее. Поэтому по мере продвижения на север получают развитие посевы лубяных культур (джут, кенаф) и

особенно шалы (риса). В последние годы в северных частях Тахтакупырского, Чимбайского и Кунградского районов на ранее неиспользовавшихся землях организован ряд специализированных рисовых совхозов.

В настоящее время в Хорезмском оазисе под посевы используют около 25% площади, пригодной для орошения.

В Каракалпакии площадь, пригодная для орошения, достигает 1350 тыс. га, а пахотноспособных земель — 900 тыс. га. Из них в северной и южной зонах пока освоено 30%. В Хорезмской области УзССР, наиболее полно использующей земельные ресурсы, в 1971 г. орошалось около 60% общей площади, пригодной для полива. Ташаузская область по использованию земельных ресурсов занимает среднее положение. Таким образом, Хорезмский оазис в целом и особенно его часть, занимаемая КК АССР, имеет огромные резервы для расширения посевных площадей. В южной зоне этими резервами являются Кырккызский, Тупраккалинский, Элликкалинский массивы древнего орошения, представляющие культурные земли древнего Хорезма, разрушенные завоевателями.

В настоящее время на этих землях проводятся работы по восстановлению оросительной сети и освоению вводимых в сельскохозяйственный оборот земель, позволившие уже в 1977 г. организовать новый Элликкалинский административный район.

Работы по водохозяйственному строительству и ирригационному освоению земель нового орошения ведутся также в северной зоне и других районах оазиса.

К 1985 г. предполагается удвоить орошаемую площадь. Валовая продукция увеличится в три раза. Только в Каракалпакии намечено к 1980 г. довести посевные площади на орошаемых землях до 491 тыс. га (215 тыс. га на левом и 276 тыс. га на правом берегу). Из них 280,7 тыс. га будет освоено под культуры хлопкового, а остальные 210,3 тыс. га — рисового комплекса.

Однако по расчетам специалистов водные ресурсы бассейна могут обеспечить не более $^1/_3$ находящихся в его границах пахотнопригодных земель. Поэтому в низовьях Амударьи значительные площади пригодных для орошения земель используют под пастбища и сенокосы, обеспечивающие развитие второй важной отрасли сельского хозяйства — животноводства.

Животноводство здесь широко развито. Издавна в качестве пастбищ используют тугайные заросли в пойме реки и в зоне ее дельтовых разливов (в прошлом охватывавших почти всю территорию севернее Раушана и Еркиндарьи), а также пустынные территории Кызылкума, Каракумов и плато Устюрт за границами оазиса.

В начале 60-х годов в Кунградском и Чимбайском районах организован ряд животноводческих совхозов („Еркиндарья"

и др.). Они применяют лиманное орошение на заливных лугах и производят посевы кормовых культур на орошаемых землях, подавая амударьинскую воду по существующей оросительной сети и из специально построенного водохранилища.

Важной отраслью народного хозяйства оазиса является *рыбный промысел.* Ценных промысловых рыб (осетра, усача, сазана и т. п.) издавна добывали в Аральском море, а также в озерах северной зоны Каракалпакии, которые представляют собой прудообразные водоемы, соединенные концевыми частями каналов и коллекторов или рыбоходными тропами в затопленных зарослях.

Большое значение сейчас имеет цепь озер по югу Хорезмской области (общей площадью зеркала 17 тыс. га), соединенных Озерным коллектором и заселенных растительноядными рыбами: белым амуром, толстолобиком.

В последнее время промысловый лов начинает быстро развиваться в Сарыкамышском озере, образовавшемся в котловине в результате сброса коллекторно-дренажных вод оазиса.

Роль озер в увеличении добычи рыбы непрерывно увеличивается, так как развивающееся в бассейнах Амударьи и Сырдарьи орошение сильно уменьшает объем стока, поступающего в Аральское море, вызывая понижение его уровня и сокращение нерестовых и нагульных площадей промысловых рыб. Уменьшение уловов рыбы в Аральском море и приморских водоемах должно быть компенсировано за счет увеличения ее запасов в озерах.

На территории нижнего течения в дельты Амударьи развита *легкая* и *пищевая промышленность,* связанная с первичной обработкой сельскохозяйственной продукции (хлопкоочистительные и маслобойные заводы, мукомольные комбинаты, рыбные и консервные заводы и т. п.). Большое распространение получили строительные организации с заводами сборных железобетонных изделий, а также заводы по ремонту сельхозтехники и автотранспорта.

Энергетической базой для большинства промышленных предприятий является Тахиаташская ГРЭС, работающая на природном газе.

§ 3. АМУДАРЬЯ И ЕЕ ХОЗЯЙСТВЕННОЕ ИСПОЛЬЗОВАНИЕ

Амударья — самая большая река Средней Азии по объему годового стока (79 км³) и по площади бассейна (230 км²). Основным ее водосбором являются хребты высокогорного плоскогорья Памир.

В качестве истока Амударьи принимают ледник Вревского, из которого вытекает река Вахджир. После впадения ряда притоков она получает название Вахандарьи, а затем, сливаясь с рекой Памир, превращается в Пяндж, который, выйдя из горной области, сливается с рекой Вахш (53).

Створ этого слияния — географическое начало Амударьи. Участок от ледника Вревского до этого створа длиной 940 км, где река течет по узким и глубоким речным долинам, принимая много притоков, рассматривают как ее верхнее течение.

Ниже слияния Пянджа с Вахшем Амударья принимает три крупных притока: Кундуздарью (слева), Кафирниган и Сурхандарью (справа). Воды их разбираются на орошение, поэтому в сумме они дают не более 15% годового стока Амударьи. Из Сурхандарьи, на которой построено Южно-Сурханское водохранилище, вода в Амударью поступает только в виде сбросов излишков стока в многоводные и большие паводки. В прошлом в Амударью впадали Кашкадарья и Зеравшан, воды которых из-за полного разбора на орошение теперь не доходят до нее.

Участок реки протяжением 937 км от слияния Пянджа с Вахшем до теснины Тюямуюн называют ее средним течением. На этом участке она течет сначала по слабовыраженной неглубокой долине шириной от 4 до 25 км, с озернообразными расширениями. К левому борту долины примыкает пустыня Каракумы. К более высокому правому подходят отроги Гиссарского хребта, а ниже г. Керки — плодородная Каршинская степь.

Поверхность лево- и правобережных территорий имеет явно выраженный уклон на запад. Пройдя Фарабский оазис, ниже Чарджоу, долина Амударьи сужается до 2—4 км (местами до 1,5 км) и заглубляется (до 100 м по правому и 50 м по левому бортам). Вдоль левого борта, как и выше по течению, расположена пустыня Каракумы, а к правому подходят пески Кызылкум. Местами долина реки прорезает коренные породы, образующие теснины: Ильчик, Дульдуль-Атлаган (ширина 330 м), Данишер и Тюямуюн (350 м).

Теснина Тюямуюн („Верблюжья шея") получила такое название потому, что на подходе к ней русло реки в плане описывает крутую излучину, напоминающую изогнутую шею верблюда. В этой теснине заканчивается строительство первого на Амударье Тюямуюнского водохранилищного узла.

Пройдя после теснины Тюямуюн 20 км в сравнительно высоких берегах, образуемых по левому берегу Тюямуюнской и Шерлаук-Ташсакинской возвышенностями, Амударья в створе Ташсака вступает на территорию древней дельты. Ширина долины в этом створе достигает 2,5 км. Ниже по течению берега понижаются, а долина расширяется влево до нескольких десятков километров.

Пойма реки здесь двухсторонняя, ширина ее 1,5—4 км. Поверхность поймы изрезана многочисленными протоками и старицами, поросла камышом, осокой и разнолистным тополем-турангой. Местами есть густые тугайные заросли. Наиболее крупные из них Бадай-Тугай (в Берунийском районе),

Алтынкульский тугай (в Гурленском районе) и лесная дача Сарытау. Паводок заливает пойму водой на 0,3—0,5 м.

Русло реки слабо извилистое, но сильно разветвленное, с песчаным дном.

Между хребтом Султануиздат и горами Джумуртау река течет по долине почти без поймы, с обрывистыми берегами, местами высотой до 80 м. Высокий правый берег начинается близ селения Бийбазар и заканчивается у теснины Тахиаташ (с разрывом в районе Назархан). Левый высокий берег, начинаясь перед горами Джумуртау, распространяется ниже к. Кипчак, не доходя 20 км до мыса Тахиаташ.

Ниже мыса Тахиаташ Амударья течет в низких берегах, постепенно приобретая меандрическую форму. Наиболее крупной излучиной является Бекъябская, где раньше отходил проток Бекъяб. На последних 100 км река разделяется на приустьевые рукава: Акдарья, Казахдарья, Кипчакдарья, Инженерузяк и др., самостоятельно впадающие в Аральское море. Деятельность их в зависимости от водности года и хода руслового процесса то усиливается, то ослабляется.

Водные ресурсы Амударьи и большинства ее притоков используются для орошения, водоснабжения, гидроэнергетики и в других отраслях народного хозяйства. Наиболее широко используется река и ее притоки для орошения. Южный Хорезм считается одной из колыбелей орошаемого земледелия, о чем свидетельствуют массивы древнего орошения с развалинами крепостей Элликкала, Каваткала, Кошпарсан, Аязкала и других мертвых городов и следами оросительных каналов.

В недалеком прошлом Хорезмской оазис был самым крупным массивом орошаемых земель в зоне Амударьи. Гораздо меньше площади имели Бассага-Керкинский, Чарджоу-Фарабский и более мелкие оазисы в среднем течении реки, а также орошаемые земли в долинах Вахша, Кафирнигана, Сурхандарьи и Шерабада.

Однако начиная с 60-х годов центр орошаемого земледелия стал перемещаться в южные районы Туркмении (Марыйская и Ашхабадская области) и Узбекистана (Каршинская степь), прилегающие к участку среднего течения Амударьи. Это объясняется тем, что по температурным условиям (высокая сумма эффективных температур) в этих районах можно выращивать наиболее ценные сорта тонковолокнистого хлопчатника, позволяющие получать большой экономический эффект и быструю окупаемость затрат на орошение. В 1958 г. было начато строительство Каракумского канала (который, дойдя до Каспийского моря, будет иметь длину 1300 км), а в 1963 г. — правобережного Каршинского магистрального канала с подачей воды насосными станциями. Для обеспечения водозабора в эти каналы, отходящие от реки выше г. Керки, будет построен Кызылаякский плотинный гидроузел.

В начале 60-х годов на правом берегу реки против Чарджоу был построен Аму-Каракульский машинный канал, реконструированный в Аму-Бухарский канал, который подает амударьинскую воду в низовые районы Бухарской области, прежде орошавшиеся хвостовыми частями оросительных систем очень маловодного Зеравшана.

После завершения строительства каналов орошаемая площадь в районах среднего течения Амударьи достигнет 2,2 млн. га, что почти вдвое больше перспективных площадей орошения в низовьях реки. В результате этого использование среднего многолетнего стока Амударьи на орошение достигнет 92%.

Гораздо меньше вода реки используется для промышленного и бытового водоснабжения, обводнения пастбищ, полива сенокосов, опреснения озер и др. Необходимость обводнения пастбищ и опреснения озер является специфической особенностью дельты Амударьи, вызванной изменением ее исторически сложившихся условий, а именно: прекращением разливов реки в паводок севернее Бекъяба и Порлытау. Эти разливы, поднимая уровень грунтовых вод, обеспечивали развитие камыша и тугайной растительности, использовавшихся для пастьбы скота и заготовки кормов на зиму. Вследствие их прекращения при организации животноводческих совхозов в Кунградском и Чимбайском районах встал вопрос не только об обеспечении поливной водой посевов кормовых культур, но и о проведении весенних (в апреле) поливов затоплением зарослей камыша и тугайных трав, используемых под пастбища и сенокосы.

Вода для таких поливов подается по каналам хвостовых частей оросительных систем (в частности, канала Кегейли) или непосредственно из реки с помощью временных насосных установок. Для обеспечения водой животноводческих совхозов в районе Еркиндарьи в 60-х годах на правом берегу Амударьи с помощью кольцевой дамбы обвалования было устроено Дауткульское водохранилище. Оно должно наполняться в паводок или зимой при образовании зажоров и заторов. Последние годы из-за низких уровней воды в реке водохранилище не наполнялось. Поэтому сейчас строят специальный канал для подачи в него воды в меженный период.

Паводковые разливы Амударьи, проникая по затопленным низинам на север, опресняли воду многочисленных озер Приаралья, служивших нерестилищами для промысловых пород морской рыбы. Прекращение разливов увеличило соленость воды в них, что привело к сокращению рыбных запасов. Впервые с этим гидротехники Каракалпакии столкнулись, когда в 1943 г. голова протока Раушан была перекрыта перемычкой, так как, переполняясь, он затоплял земли Кунградского района. Разливы Раушана, распространяясь на север, питали озеро Судочье и другие нерестилища. Поэтому его перекрытие увеличило соленость воды в них до опасных для нереста размеров, и в 1944 г. перемычку разобрали. В 1960 г. в голове Раушана было построено инженерное сооружение для регулирования подачи пресной воды в озера.

В последние годы из-за низких уровней в Амударье водозабор в проток Раушан прекратился, и он превращается в коллектор рисовых совхозов Кунградского района. Поэтому для опреснения озер проектируется Талдыкский канал, подключаемый к хвостовой части канала им. Ленина. При все усиливающемся разборе стока реки на орошение опреснение нерестилищ может быть достигнуто за счет подачи дополнительного стока из других рек (см. § 5 главы II).

Последними видами хозяйственного использования Амударьи являются гидроэнергетика и водный транспорт, которые не создают безвозвратных потерь воды (как орошение и т. п.).

Гидроэнергетическое использование Амударьи сосредоточено в верхнем течении, где на ее притоках построен ряд гидростанций, начиная с самой высокогорной в СССР гидростанции на реке Гунт и кончая крупнейшей Нурекской и намечаемой еще более мощной Рогунской ГЭС на Вахше. На самой Амударье первая (и, по-видимому, единственная) ГЭС строится в составе Тюямуюнского водохранилищного гидроузла.

В противоположность гидроэнергетике использование Амударьи для водного транспорта развивается менее интенсивно. Амударья судоходна от слияния Пянджа с Вахшем до Аральского моря. Движение речных судов возможно также по Вахшу до Курган-Тюбе и на значительном протяжении по Пянджу. Судоходство есть на Каракумском канале.

Судоходство на Амударье очень затрудняет многорукавность русла, частая деформация рукавов и образование новых мелей, заставляющих изменять судовой ход. Это требует хорошей организации лоцманской службы, а на подходах к пристаням и в устье реки выполнения больших объемов русловыправительных и регулировочных работ землечерпанием и взрывным способом.

Организованное еще до Октябрьской революции Амударьинское пароходство длительное время перевозило грузы и пассажиров по всей реке от Термеза до Муйнака.

В настоящее время в связи с развитием авиации и автотранспорта, а также строительством железной дороги Чарджоу—Бейнеу—Гурьев пассажирские перевозки почти полностью прекращены. Грузовые же перевозки из-за низкой стоимости водного транспорта осуществляются на всем протяжении реки выше Тахиаташской плотины с применением караванов барж, буксируемых теплоходами (ниже Тахиаташской плотины они не всегда возможны из-за полного разбора расходов реки в отходящие каналы).

§ 4. ОРОСИТЕЛЬНЫЕ СИСТЕМЫ И ЗАТРУДНЕНИЯ В ИХ ЭКСПЛУАТАЦИИ

В настоящее время на территории нижнего течения и дельты Амударьи имеется 14 самостоятельных больших и малых оросительных систем. Из них девять систем расположены на левом берегу. Это крупнейшая для всего оазиса Ташсакинская оросительная система и системы каналов: Питнякарна, Ургенчарна, Октябрьарна, Клычниязбай, Кипчак-Бозсу, Советъяб (с подпитывающим каналом Джумабайсака), им. Ленина (с подпитывающим каналом Параллельный) и Раушан (считая от Тюямуюна вниз по течению).

На правом берегу реки расположены системы каналов: Пахтаарна, Найман-Бештам (с машинным водоподъемом), Назархан, Кызкеткен и Еркиндарья.

Ташсакинская система орошает более 200 тыс. га и имеет максимальный головной расход водоподачи до 480 м³/сек. Вторая по величине оросительная система оазиса — Кызкеткенская и системы каналов им. Ленина, Советъяб и Клычниязбай орошают от 100 до 70 тыс. га, а их максимальные головные расходы достигают 380—150 м³/сек. К крупным системам также можно отнести систему канала Пахтаарна, максимальный головной расход которой около 90 м³/сек. Остальные оросительные системы имеют максимальные головные расходы 40 м³/сек и меньше; причем для систем каналов Питнякарна и Назархан они не превышают 8 м³/сек.

Оросительные системы каналов Кызкеткен и им Ленина часть воды подают для полива кормовых культур и обводнения пастбищ, а каналы Еркиндарья и Раушан предназначены только для полива кормовых культур, обводнения пастбищ и опреснения нерестилищ.

Ташсакинская, Клычниязбайская и Кипчак-Бозсуйская системы являются межреспубликанскими. Они орошают земли Хорезмской области Узбекистана и Ташаузской области Туркмении, а вторая и третья, кроме того, еще и земли Каракалпакии. Поэтому ими ведает специальное управление союзного подчинения. Пахтаарнинская, Найман-Бештамская, Ленинская и Кызкеткенская системы, каналы Назархан и Еркиндарья подчинены Амударьинскому дельтовому Управлению оросительных систем Каракалпакии (АДУОС). Каналами Питнякарна, Ургенчарна и Октябрьарна управляет Хорезмское областное управление, а оросительной системой Советъяб и каналом Джумабай—Ташаузское областное управление оросительных систем.

Современные оросительные системы нижнего течения и дельты Амударьи образовались в результате переустройства головного питания старых каналов, построенных в XVI—XVII вв. (более древние каналы разрушены завоевателями).

Это переустройство производилось в 30-х годах (наиболее усиленно в 1938—1940 гг.) на основе схемы, разработанной в 1924—1928 гг. под руководством Ф. П. Моргуненкова и рекомендовавшей располагать точки водозабора в четырех наиболее устойчивых створах: Тюямуюн, Ташсака, Джумуртау и Тахиаташ.

В процессе переустройства мелкие оросительные каналы были объединены в крупные оросительные системы, уменьшено число точек водозабора, которые затем были оборудованы инженерными регулирующими сооружениями. На головных участках магистральных каналов устроены отстойники с механизированной очисткой от наносов. Так, например, Ташсакинская оросительная система образовалась в результате объединения четырех крупных каналов: Палван, Газават, Шават и Ярмыш, имевших самостоятельный водозабор из реки в нескольких точках. Для этого построили Ташсакинский магистральный канал длиной 34 км с вододелителем в конце, от которого отходят Палван-Газаватская ветка и прокоп в канал Шават. Оросительная система Клычниязбай создана путем подключения с помощью объединителя Гурленская ветка к каналу Клычниязбай ранее самостоятельных каналов: Токсанарна, Янгияб, Вазирьяб, Каракоз и Мангитарна.

Система Кипчак-Бозсу является результатом объединения каналов Кипчакарна и Бозсу (последний был построен в 30-х годах как объединитель небольших каналов Туркмении).

Ленинская оросительная система включает канал Суэли (орошавший земли Ходжейлийского района Каракалпакии), объединенный с каналом Бекъяб, подававшим воду Амударьи на земли у г. Кунград.

Старые каналы Южного Хорезма: Палван, Шават и др. — имели многоголовый водозабор, т. е. получали амударьинскую воду через систему небольших самостоятельных голов, носивших местное название *сака* (рис. 2). Канал Палван, построен-

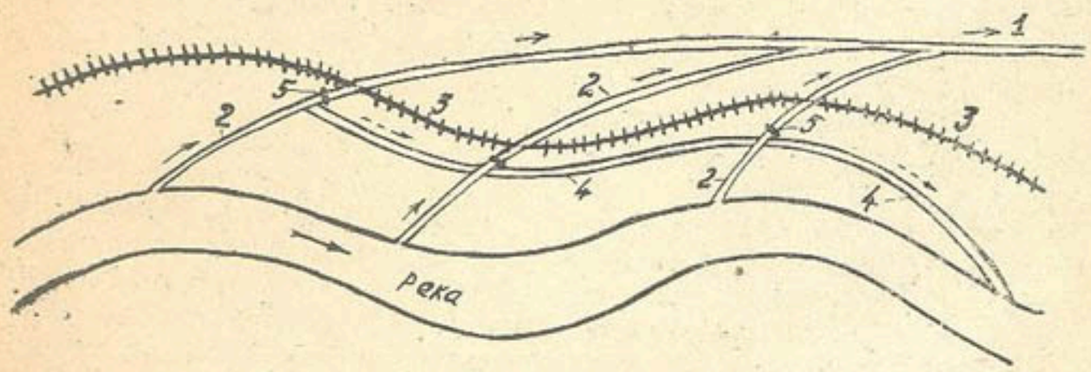


Рис. 2. Схема многоголового водозабора:
1 — канал; *2* — питающая голова (сака); *3* — дамба обвалования; *4* — сбросное русло (бедареу); *5* — перемычка в русле саки.

ный в XVI в. и доходивший до Хивы, имел 12 сак, Газават — шесть. Даже небольшие каналы, вошедшие в Клычниязбайскую систему, до объединения имели не менее трех сак. До включения в магистральный канал саки пересекали специальное русло — *бедареу*, которое ниже по течению впадало в реку. Это русло служило для сброса излишней воды, поступающей из реки в саки. Многоголовый водозабор позволял регулировать поступление воды в оросительную систему, устраивая или разбирая перемычки в русле бедареу и сак (в местах их пересечения). Осенью после окончания поливов все саки ниже бедареу перекрывали перемычками, и поступающая из Амударьи вода возвращалась по бедареу обратно. Это позволяло производить осеннюю очистку каналов от наносов и предотвращало поступление больших расходов воды в каналы зимою при образовании в реке заторов и зажоров.

Весной с началом поливного периода перемычки в руслах саки разбирали и возводили их в русле бедареу (ниже пересечения с сакой). Эти работы производили в порядке сверху вниз по течению Амударьи. Так как в результате уклона реки самый высокий уровень воды находится у самой верхней саки, то перемычку в ее русле разбирали первой. Это позволяло сразу подать в систему наибольший расход воды. Затем по мере увеличения потребности в воде разбирали перемычки в руслах саки ниже по течению. В период паводка, когда высокие уровни в реке могли вызвать поступление в систему излишних расходов, способных переполнить каналы и затопить земли, водоподачу сокращали, устраивая перемычки в руслах верхних сак. После спада паводка, если требовалось увеличить водоподачу, эти перемычки разбирали. Закрытие сак после окончания поливов также производилось в порядке сверху—вниз. Для этого устраивали первую перемычку в русле наиболее верхней из работающих в данное время сак.

Однако при резких изменениях условий водозабора перед какой-либо сакой (отход реки с образованием отмели или, наоборот, размыв берега у входа) иногда, закрыв неблагополучную саку, открывали расположенную выше по течению и ранее закрытую.

При возведении и разборке перемычек придерживались следующего порядка: сначала разбирали перемычки на бедареу, а затем возводили в русле саки (если канал закрывали), и наборот, сначала перемычки возводили в русле бедареу, а затем разбирали в русле саки (при открытии канала для полива). Этот порядок был особенно важен, когда надо было срочно уменьшить водоподачу через саку (при катастрофическом нарастании уровня воды в реке или интенсивном размыве рекою входа в саку) [47].

Многоголовый водозабор имел преимущество при низком уровне производительных сил в условиях хода руслового процесса в нижнем течении Амударьи. Рассредоточение водозабора между саками уменьшало величину регулируемых расходов и тем облегчало и упрощало работы по устройству и разборке перемычек, производившиеся вручную. С другой стороны, оно позволяло в случае отхода речного русла от работающей саки и резкого сокращения ее водоподачи из-за образовавшейся отмели компенсировать нехватку воды включением в работу другой саки, где условия протекания речного потока более благоприятны для водозабора.

Поэтому расстояние между саками принимали 3—4 км, а само их расположение выбирали на основе наблюдений за плановыми деформациями русла Амударьи, чтобы ухудшение условий перед одной сакой не распространялось на соседние. Возможно, многоголовье складывалось также исторически в процессе расширения системы, при котором вместо уширения плохо работающей старой головы прорывалась новая. Новая подпитывающая голова могла устраиваться и взамен расчистки существующей при ухудшении условий ее водозабора, если эта расчистка была более трудоемка.

В современной дельте (ниже Ходжейли) многоголовый водозабор не применяли. Там от реки отходил ряд протоков: Суэли, Бекъяб, Каттагар, Раушан и др., русла которых постепенно отмирали, но в плане были устойчивы. Это позволяло отводить небольшие каналы непосредственно от протоков, которые превратились в магистральные каналы. Так складывались оросительные системы Суэли, Бекъяб и самая крупная здесь Чимбайская, превращенная в конце 30-х годов в Кызкеткенскую постройкой магистрального канала Кызкеткен, с холостой частью по целине длиной 16 км.

Для регулирования расходов воды, поступающей из протоков в каналы, применяли *карабурные ошейники* (рис. 3). Это местные сужения в голове канала, образованные укладкой на дно и откосы карабур — тяжелых фашин, изготовлявшихся скручиванием (в виде рулета) слоя камыша или хвороста, покрытого для тяжести дерном или глиной. Диаметр карабур 1—1,5 м, длина до 20 м.

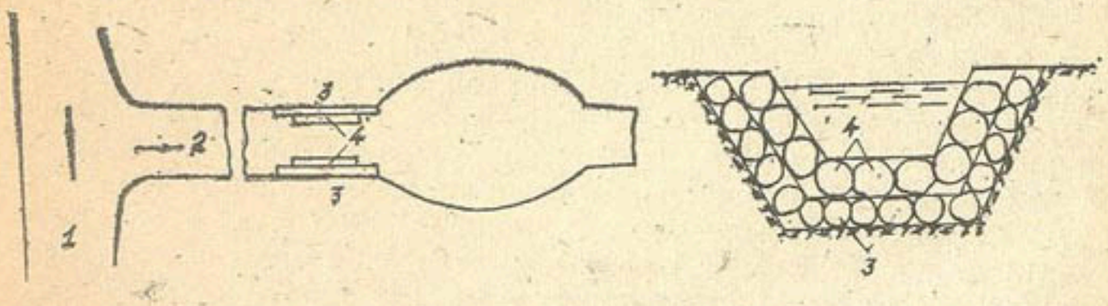


Рис. 3. Схема карабурного ошейника.

1 — река; *2* — канал; *3* — карабуры ошейника (не разбираемые); *4* — разбираемые (регулировочные) карабуры.

Если надо было уменьшить водоподачу в канал, ошейник усиливали забросκой дополнительных карабур с берега. Если же требовалось увеличить расход воды, часть ранее уложенных карабур разбирали или стаскивали вниз по течению.

В первые годы Советской власти карабурные ошейники применяли и на саках многоголового водозабора, ниже пересечения с бедареу, чтобы точнее регулировать расход воды, подаваемой в систему.

Наиболее долго карабурный ошейник просуществовал на системе Пахтаарна (только в 1956 г. он заменен инженерным регулирующим сооружением).

Главным недостатком многоголового водозабора был большой объем регулировочных работ (по постройке и разборке перемычек), выполнявшихся вручную. Кроме того, дно сак из-за трудности выполнять земляные работы под водою закладывали на отметках зимнего меженного уровня воды в реке. Поэтому после открытия перемычек при низких весенних уровнях реки через саки поступало мало воды, и чтобы увеличить водоподачу, русло входных участков сак делали вдвое шире, чем надо для летней водоподачи. Это приводило к быстрому заилению, и к концу паводков в русле образовывался слой отложений толщиной 1—1,5 м. Требовалась срочная очистка, чтобы обеспечить водоподачу при понижающихся уровнях воды в реке, которая как и осенне-зимняя очистка русла сак и магистрального канала (*внешнее казу*), а также мелкой оросительной сети (*внутреннее казу*), ложилась тяжелым бременем на плечи дехкан-водопользователей.

При переустройстве головного питания оросительных систем нижнего течения и дельты Амударьи от многоголовья отказались. Точки водозабора в объединенные системы были заложены в достаточно устойчивых местах и оборудованы инженерными регулирующими сооружениями. Для уменьшения же объемов очисток оросительной сети от наносов на магистральных каналах построили головные отстойники с механизированной очисткой.

Первое инженерное головное регулирующее сооружение было построено на канале Клычниязбай в 1933 г. (до образования Клычниязбайской оросительной системы). Это был деревянный ряжевый регулятор. В 1943 г. ряжевые устои заменили кирпичными, а в 1949 г. сооружение было полностью перестроено с применением конструкции, позволявшей проходить через него землесосам. В декабре 1965 г. в результате длительного (с 1952 г.) размыва левого берега рекою и несмотря на проводившиеся берегозащитные работы сооружение было подмыто и разрушилось. Сейчас регулирование водоподачи в Клычниязбайскую оросительную систему осуществляет железобетонное сооружение трубчатого типа, построенное в

1963—1965 гг., когда усилилась угроза смыва старого сооружения.

Наиболее широко строительство головных регулирующих сооружений развернулось с 1938 по 1941 гг. В этот период было построено пять регуляторов:

1) Кызкеткенский (на правом берегу Амударьи в 2,2 км ниже мыса Тахиаташ); 2) канала Кипчак-Бозсу (на левом берегу у сопки Тахиаташ в Джумуртау); 3) Ташсакинский (на левом берегу в урочище Ташсака, где раньше была самая верхняя голова канала Палван); 4) канала Советъяб (на левом берегу в 18 км выше мыса Тахиаташ); 5) канала им. Ленина (на левом берегу в 100 м от мыса Тахиаташ).

После Великой Отечественной войны были построены железобетонные сооружения на каналах Питнякарна, Ургенчарна, Октябрьарна, Пахтаарна, Раушан и на подпитывающих головах Ташсакинской оросительной системы.

Большинство регуляторов (Кызкеткен, им. Ленина, Кипчак-Бозсу, Пахтаарна и др.) трубчатого типа (с трубами прямоугольного сечения, потолок в виде свода). Регулирование водоподачи осуществляют плоскими затворами с винтовыми подъемниками. Ташсакинский регулятор, запроектированный как временное сооружение с последующим переносом головы канала в теснину Тюямуюн, имеет облегченную конструкцию открытого типа. Первые годы после его постройки расходы регулировали шандорами. В 50-х годах на нем установили плоские затворы.

Головные регуляторы Ташсакинской, Кипчак-Бозсуйской, Ленинской и Кызкеткенской оросительных систем расположены вблизи от береговой кромки, так как имеют в основании неразмываемые скальные грунты. Регуляторы Пахтаарнинской, Клычниязбайской систем, каналов Ургенчарна и Октябрьарна из-за слабых легкоразмываемых грунтов, слагающих берег реки, построены в удалении от береговой кромки на 1—4 км. Для подвода к ним воды из Амударьи устроены специальные подводящие русла, используемые в качестве головных отстойников. На системах, где головной регулятор расположен поблизости от береговой кромки, отстойник построен на начальном участке магистрального канала сразу за сооружением.

На Кызкеткенской системе отстойник не был построен, так как из-за особенностей режима работы магистрального канала отложения, образовывавшиеся в начале вегетационного периода, смывались к его концу.

Найман-Бештамская система машинного орошения объединила четыре канала Берунийского района: Найман, Бештам, Казахъяб и Каттагар, ранее имевших самостоятельный водозабор из Амударьи самотеком. Тяжелые условия водозабора в эти каналы при малой величине расхода (6—8 м³/сек) приводили к интенсивному их заилению (ежегодный объем очистки

только канала Найман составлял от 620 до 980 тыс. м³), Объединение каналов в одну систему с подвеской ее к Найман-Бештамской насосной станции производительностью до 30 м³/сек, позволило, осуществляя водоподачу из затона, резко уменьшить объем очисток.

Опыт эксплуатации головных участков оросительных систем нижнего течения и дельты Амударьи после переустройства их головного питания показал: а) наличие затруднений с обеспечением плановой водоподачи; б) ряд трудностей в организации механизированной очистки головных отстойников и в) возможность повреждения головного сооружения или магистрального канала в результате интенсивного размыва берега.

Затруднения с плановой водоподачей для большинства оросительных систем отмечены в период весенних промывных поливов (март—апрель). В этот период по реке проходят малые меженные расходы, распределяющиеся с малыми глубинами и низкими уровнями между многочисленными рукавами и протоками, которые формируются на спаде паводка предшествовавшего года и несколько переформировываются в течение самой межени. В результате этого на подходе к водозабору может начаться отмирание протоков, нарушающее плановую водоподачу. Возможен также полный отход реки от точки водозабора с образованием перед ней большой отмели (каира).

Серьезные затруднения с обеспечением весенней плановой водоподачи, вызванные низкими уровнями и недостаточными расходами воды в питающих протоках, наблюдались в 1948, 1950, 1958, 1961 гг. у Ташсакинской оросительной системы. Переформирование русла Амударьи выше Ташсакинского регулятора приводило к свалу основных расходов реки в систему правобережных протоков и рукавов.

Для борьбы с маловодьем левобережные протоки расчищали землесосами и взрывами, проводили другие регулировочные и русловыправительные работы оперативного характера (включая постройку таштуганной водозахватной дамбы в 1948 г.). В начале 50-х годов применялось также подпитывание Ташсакинского магистрального канала батареями насосов из 150—200 шт. (производительность насосов 200—300 л/сек). К началу 60-х годов стало производиться подпитывание системы через многие старые головы (Карамазы, Чаганакарна, Байрамсака, Койсарсака, Новый Шават и др.), предварительно оснащенных инженерными регулирующими сооружениями. В первые годы эксплуатации системы эти головы были наглухо перекрыты перемычками, кроме саки Новый Шават, оставленной открытой для прохода речного транспорта из реки в судоходный канал. Не имея регулирующего сооружения, она в паводок пропускала в Шават большие расходы воды, осложняя работу Ташсакинского магистрального канала и эксплуатацию всей системы в целом, о чем подробнее сказано ниже.

В настоящее время Ташсакинская оросительная система получает дополнительные расходы воды через второй Ташсакинский регулятор, построенный рядом и левее старого, а также по Тюямуюнскому подпитывающему каналу, имеющему регулирующее инженерное сооружение на 1,5 км ниже теснины Тюямуюн (рядом с регулятором канала Питнякарна). После ввода в действие Тюямуюнского гидроузла Ташсакинская оросительная система будет подключена к его верхнему бьефу, что окончательно решит вопрос обеспечения ее водоподачи.

Затруднения с весенней водоподачей в связи с отходом реки в противоположную сторону и образованием перед точкой водозабора отмели неоднократно отмечены на каналах Ургенчарна и Октябрьарна, а также в системе Клычниязбай. Эти трудности, продолжавшиеся 15—20 дней, устранялись устройством в отмели землесосной прорези, подводящей воду из реки к регулирующему сооружению. С началом паводка расходы и уровни в реке и протоках повышались, а отмели затапливались и размывались, и плановая водоподача полностью обеспечивалась.

Несколько иное положение наблюдалось у головы Кипчак-Бозсуйской системы. Несмотря на то, что русло Амударьи в районе водозабора сжато горами (на правом берегу хребет Султануиздаг, на левом Джумуртау), довольно часто при спаде летнего паводка начиная с августа стрежень реки перемещался к правому берегу, образуя перед головным регулятором системы отмель (каир) шириной до 700—1000 м. Для обеспечения водозабора в этой отмели землесосы непрерывно поддерживали подводящее русло (прорезь), длина которого в зависимости от условий обтекания отмели рекою доходила до 2 км и более.

Исключительно тяжелыми были в прошлом условия водозабора в Пахтаарнинскую систему, находящуюся на правом берегу Амударьи в 5—6 км ниже Ташсакинского регулятора. Из-за большой ширины поймы русло реки разделяется на многочисленные рукава и протоки, плановое расположение и очертания которых постоянно изменяются. Это очень затрудняет выбор достаточно устойчивого питающего протока. Положение осложняется еще тем, что правый берег Амударьи систематически подвергается интенсивному размыву.

Указанные обстоятельства заставили неоднократно изменять положение точки водозабора в Пахтаарну. Были годы, когда она располагалась напротив Ташсакинского регулятора и даже выше его по течению реки. В 60-х годах рассматривали вариант перенесения точки водозабора в урочище Айракель, в 5—6 км выше теснины Тюямуюн. Однако этот вариант не был осуществлен из-за опасности интенсивного занесения длинной холостой части магистрального канала песком, сду-

ваемым ветром с поверхности отвалов и пересекаемой пустыни Кызылкум.

В последние годы удалось добиться устойчивого водозабора в Пахтаарну следующим способом. После прекращения вегетационных поливов в подводящем русле на расстоянии 4,5 км от головного регулятора возводят земляную перемычку, перед которой река откладывает наносы, образуя каир. Весной при меженных уровнях в реке в этом каире к началу поливов землесосы отрывают прокоп, включающийся в сформировавшееся главное русло реки. Вдоль берегов прокопа из отрываемого грунта намывают дамбы обвалования. Одновременно убирают перемычку и расчищают сечение подводящего русла до проектных размеров. Весь период поливов прокоп и подводящее русло поддерживают непрерывным землечерпанием. Окончательно проблему обеспечения водоподачи в Пахтаарнинскую оросительную систему решит подключение ее к Тюямуюнскому гидроузлу, после ввода его в действие.

Остановимся на обеспечении водоподачи в самые нижние и наиболее крупные оросительные системы Каракалпакии — Ленинскую и Кызкеткенскую.

Точки водозабора в эти системы, оборудованные инженерными головными регуляторами, были выбраны очень удачно. Водозабор в канал им. Ленина располагался в конце участка вогнутого берега, образующего большую левобережную излучину реки на подходе к мысу Тахиаташ. Кызкеткенский регулятор находился там, где прошедший по излучине речной поток, несколько отжимаясь мысом Тахиаташ, сваливается к правому берегу реки, закрепленному выходами ракушечника. Таким образом, обе точки водозабора располагаются на неразмываемых вогнутых берегах по схеме последовательного водозабора. При подходе к мысу Тахиаташ вдоль левого вогнутого берега излучины условия водозабора в обе системы достаточно хорошие.

Однако весной 1947 г. речной поток в результате переформирования русла верхних участков стал подходить к мысу Тахиаташ не вдоль вогнутого берега излучины, а по ее хорде. При этом в подводящее русло канала им. Ленина вода поступала обратным ходом, через образовавшийся у берега затон, что создавало угрозу быстрого его заиления. После начавшегося паводкового подъема уровней в реке отмель, закрывшая доступ воды в излучину, была размыта, и нормальный подход потока к мысу Тахиаташ — вдоль левого вогнутого берега — восстановился, полностью обеспечивая водоподачу в канал.

Серьезные затруднения с водоподачей в период весенних промывных поливов в обе системы начались с 50-х годов. Причиной их явился усилившийся разбор амударьинской воды выше по течению, особенно водозабор в Каракумский канал.

Сначала весенняя водоподача не обеспечивалась потому, что понизившиеся вследствие малых расходов уровни реки не создавали на порогах регуляторов необходимого напора. Чтобы компенсировать недостаточный водозабор, каналы подпитывали временными насосными установками (до 200 насосов производительностью 150—200 л/сек), которые устанавливали вдоль берега реки в удобных местах.

Хвостовая часть Ленинской системы подпитывалась водою, перекачиваемой насосами в канал из оз. Алтынкуль (у г. Кунграда), специально наполнявшегося осенью оросительной водой после прекращения вегетационных поливов.

В 60-х годах были построены стационарные насосные станции: в 1963 г. — возле Ленинского головного регулятора производительностью 54 м³/сек, в 1964 г. — Каттагарская в голове Каттагара для подпитывания Кызкеткенской оросительной системы производительностью 60 м³/сек, в 1965 г. — Бекъябская в голове протока Бекъяб для подпитывания хвостовых частей Ленинской оросительной системы ниже Шуманайского вододелителя производительностью тоже 60 м³/сек.

Однако эти станции не смогли существенно увеличить водоподачу в систему в критический весенний период, так как расходы реки распределялись по руслу шириной 700 м тонким слоем, что затрудняло подвод их к станции. Поэтому начиная с весны 1967 г. по предложению одного из авторов в русле Амударьи ниже Кызкеткенского регулятора стали возводить временную перемычку, полностью его перегораживающую, что позволило направить всю воду в магистральные каналы Ленинской и Кызкеткенской оросительных систем.

Перемычку (высота до 10 м, длина 840 м) насыпали из местных каирных грунтов пионерным способом с перекрытием прорана отсыпкой смеси грунта с рваным камнем диаметром 20—30 см. Работы по ее возведению в объеме до 80 тыс. м³ (в том числе камня 2 тыс. м³) с послойной укладкой выполнялись бульдозерами и скреперами за 10—15 дней. Стоимость в среднем 220 тыс. руб. В начале паводкового подъема уровней в реке среднюю часть перемычки взрывали, оставшаяся часть полностью сносилась самим потоком.

Ввод в эксплуатацию Тахиаташской плотины (март 1974 г.), построенной по проекту Средазгипроводхлопка (авторы проекта Р. М. Геллер и С. К. Манаков) ниже Кызкеткенского регулятора, позволяет перекрывать реку в весенний период, закрывая щиты в пролетах.

Однако значительное уменьшение весенних меженных расходов вследствие увеличившегося отбора воды на верхних участках реки (подключение Аму-Бухарского и Каршинского машинных каналов) привело к тому, что из-за нехватки воды провести промывные поливы за короткий весенний период стало невозможно. Поэтому в настоящее время до 50 — 60% по-

севной площади промывается в осенне-зимний период. Коренное решение вопроса обеспечения водой промывных поливов даст ввод в действие Тюямуюнского водохранилища, предназначенного для этой цели.

Ввод в эксплуатацию Тахиаташской плотины превратил водозабор в Ленинскую и Кызкеткенскую оросительные системы в приплотинный. При этом в соответствии с проектом Тахиаташского гидроузла обе системы должны получать воду в конце крупных левобережного и правобережного отстойников с механизированной очисткой.

Расходы водоподачи будут регулировать специальные узлы-вододелители. К вододелителю в конце правобережного отстойника подключаются: магистральный канал Кызкеткен с расходом 240 м³/сек (правая ветвь) и новый канал с расходом 260 м³/сек, который, пройдя параллельно каналу Кызкеткен слева, включится в канал Кегейли, ниже существующего вододелителя Кегейли — Куванышджарма.

Вододелители в конце левобережного отстойника будут регулировать водоподачу в подпитывающий Параллельный канал с расходом 250 м³/сек (правая ветвь), канал им. Ленина с расходом 130 м³/сек (центральная ветвь) и в канал Советьяб (левая ветвь).

Вторым недостатком переустройства головного питания, который выявился в процессе эксплуатации оросительных систем, был ряд затруднений в организации механизированной очистки головных отстойников. Первые землесосы начали работать в головах каналов Палван и Шават в 1926—1928 гг. Это были паровые землесосы „Ирригатор" № 1 мощностью 250 л. с. и „Ирригатор" № 2 и № 3 мощностью 150 л. с., изготовленные Сормовским заводом. После постройки Ташсакинского регулятора и магистрального канала они были введены в головной отстойник (расширенный до 90 м и углубленный на 2 м участок канала длиной в 3 км), где проработали свыше 20 лет. В этом отстойнике и на головных отстойниках других оросительных систем работали и менее мощные землесосы ЗРС-1,2, а также современные землесосы ДЭР-250 с производительностью 250 м³ грунта в час, изготовленные в Чехословакии.

Головные отстойники защищают магистральный канал и более мелкие звенья оросительной сети от легко выпадающих наиболее крупных фракций взвешенных наносов. В условиях нижнего течения и дельты Амударьи количество крупных фракций, осаждаемых в головных отстойниках, должно составлять 20—25% общего количества наносов, поступающих из реки. Правильно выбрав глубину и ширину отстойников, такого процесса осаждения легко достичь при длине отстойника 800—3000 м. Поэтому в процессе эксплуатации отстойника принятые в проекте ширина и глубина должны все время поддер-

живаться очисткой. Эффективность очистки зависит от производительности земснарядов, на которую сильно влияет высота качания пульпы. Работавшие в отстойнике Ташсакинского магистрального канала землесосы выбрасывали пульпу на правый берег, где осаждавшийся песок образовывал отвалы (раши) с крутым откосом в сторону отстойника и очень пологим в противоположную. Уже через 5 — 6 лет эксплуатации (1945 — 1946 гг.) высота этих отвалов достигла 8 м, что существенно увеличило высоту качания и уменьшило производительность землесосов. В результате потребные объемы очистки отстойника перестали выполняться, глубина воды в нем и его защитные действия уменьшились, и началось заиление магистрального канала, распространившееся до вододелителя на 34 км.

Заиление Ташсакинского магистрального канала в конце 40 — начале 50-х годов объясняют еще и сложными условиями его эксплуатации. Как уже отмечалось, при организации Ташсакинской системы старая голова Байрамсака была оставлена открытой по соображениям судоходства, и в паводок через эту голову в Шават проникали большие расходы воды. Чтобы избежать разливов в хвостовой пасти Шавата, сокращали расход воды Ташсакинского магистрального канала на головном регуляторе. А чтобы уменьшение расхода не вызывало потери командования магистрального канала над головами отводов Хазараспского района, создавали подпор вододелителем на 34 км. Это привело к снижению скоростей течения и к интенсивному отложению наносов перед вододелителем.

Вследствие заиления Ташсакинского магистрального канала в начале 50-х годов землесосы были выведены из отстойника и систематически очищали канал до 16 км и даже дальше.

Вместе с тем стали применять ряд мер для уменьшения высоты рашей в пределах отстойника (смывом их в реку) и общего понижения высоты качания (за счет устройства специальных пульповодов). Проблема высоких рашей в той или иной степени затрагивает также Клычниязбайскую, Кипчак-Бозсуйскую, Ленинскую и другие системы и все еще требует более полного и эффективного решения.

Чтобы уменьшить завлечение крупных песчаных наносов в отстойники, в начале 50-х годов на всех головных участках оросительных систем, получающих воду из Амударьи, были установлены струенаправляющие системы М. В. Потапова из металлических щитов-понтонов сегментной формы. Воздействуя на верхние струи речного потока, они возбуждают поперечную циркуляцию, отвлекающую придонные и донные наносы в сторону от точки водозабора. По исследованиям ВНИИГиМа, разработавшего проект щитов, опытная их установка перед Ташсакинским регулятором уменьшила завлечение наносов и объем очистки на 400 тыс. м³ наиболее крупных фракций песка в год.

севной площади промывается в осенне-зимний период. Коренное решение вопроса обеспечения водой промывных поливов даст ввод в действие Тюямуюнского водохранилища, предназначенного для этой цели.

Ввод в эксплуатацию Тахиаташской плотины превратил водозабор в Ленинскую и Кызкеткенскую оросительные системы в приплотинный. При этом в соответствии с проектом Тахиаташского гидроузла обе системы должны получать воду в конце крупных левобережного и правобережного отстойников с механизированной очисткой.

Расходы водоподачи будут регулировать специальные узлы-вододелители. К вододелителю в конце правобережного отстойника подключаются: магистральный канал Кызкеткен с расходом 240 м³/сек (правая ветвь) и новый канал с расходом 260 м³/сек, который, пройдя параллельно каналу Кызкеткен слева, включится в канал Кегейли, ниже существующего вододелителя Кегейли — Куванышджарма.

Вододелители в конце левобережного отстойника будут регулировать водоподачу в подпитывающий Параллельный канал с расходом 250 м³/сек (правая ветвь), канал им. Ленина с расходом 130 м³/сек (центральная ветвь) и в канал Советьяб (левая ветвь).

Вторым недостатком переустройства головного питания, который выявился в процессе эксплуатации оросительных систем, был ряд затруднений в организации механизированной очистки головных отстойников. Первые землесосы начали работать в головах каналов Палван и Шават в 1926—1928 гг. Это были паровые землесосы „Ирригатор" № 1 мощностью 250 л. с. и „Ирригатор" № 2 и № 3 мощностью 150 л. с., изготовленные Сормовским заводом. После постройки Ташсакинского регулятора и магистрального канала они были введены в головной отстойник (расширенный до 90 м и углубленный на 2 м участок канала длиной в 3 км), где проработали свыше 20 лет. В этом отстойнике и на головных отстойниках других оросительных систем работали и менее мощные землесосы ЗРС-1,2, а также современные землесосы ДЭР-250 с производительностью 250 м³ грунта в час, изготовленные в Чехословакии.

Головные отстойники защищают магистральный канал и более мелкие звенья оросительной сети от легко выпадающих наиболее крупных фракций взвешенных наносов. В условиях нижнего течения и дельты Амударьи количество крупных фракций, осаждаемых в головных отстойниках, должно составлять 20—25% общего количества наносов, поступающих из реки. Правильно выбрав глубину и ширину отстойников, такого процесса осаждения легко достичь при длине отстойника 800—3000 м. Поэтому в процессе эксплуатации отстойника принятые в проекте ширина и глубина должны все время поддер-

живаться очисткой. Эффективность очистки зависит от производительности земснарядов, на которую сильно влияет высота качания пульпы. Работавшие в отстойнике Ташсакинского магистрального канала землесосы выбрасывали пульпу на правый берег, где осаждавшийся песок образовывал отвалы (раши) с крутым откосом в сторону отстойника и очень пологим в противоположную. Уже через 5 — 6 лет эксплуатации (1945 — 1946 гг.) высота этих отвалов достигла 8 м, что существенно увеличило высоту качания и уменьшило производительность землесосов. В результате потребные объемы очистки отстойника перестали выполняться, глубина воды в нем и его защитные действия уменьшились, и началось заиление магистрального канала, распространившееся до вододелителя на 34 км.

Заиление Ташсакинского магистрального канала в конце 40 — начале 50-х годов объясняют еще и сложными условиями его эксплуатации. Как уже отмечалось, при организации Ташсакинской системы старая голова Байрамсака была оставлена открытой по соображениям судоходства, и в паводок через эту голову в Шават проникали большие расходы воды. Чтобы избежать разливов в хвостовой пасти Шавата, сокращали расход воды Ташсакинского магистрального канала на головном регуляторе. А чтобы уменьшение расхода не вызывало потери командования магистрального канала над головами отводов Хазараспского района, создавали подпор вододелителем на 34 км. Это привело к снижению скоростей течения и к интенсивному отложению наносов перед вододелителем.

Вследствие заиления Ташсакинского магистрального канала в начале 50-х годов землесосы были выведены из отстойника и систематически очищали канал до 16 км и даже дальше.

Вместе с тем стали применять ряд мер для уменьшения высоты рашей в пределах отстойника (смывом их в реку) и общего понижения высоты качания (за счет устройства специальных пульповодов). Проблема высоких рашей в той или иной степени затрагивает также Клычниязбайскую, Кипчак-Бозсуйскую, Ленинскую и другие системы и все еще требует более полного и эффективного решения.

Чтобы уменьшить завлечение крупных песчаных наносов в отстойники, в начале 50-х годов на всех головных участках оросительных систем, получающих воду из Амударьи, были установлены струенаправляющие системы М. В. Потапова из металлических щитов-понтонов сегментной формы. Воздействуя на верхние струи речного потока, они возбуждают поперечную циркуляцию, отвлекающую придонные и донные наносы в сторону от точки водозабора. По исследованиям ВНИИГиМа, разработавшего проект щитов, опытная их установка перед Ташсакинским регулятором уменьшила завлечение наносов и объем очистки на 400 тыс. м³ наиболее крупных фракций песка в год.

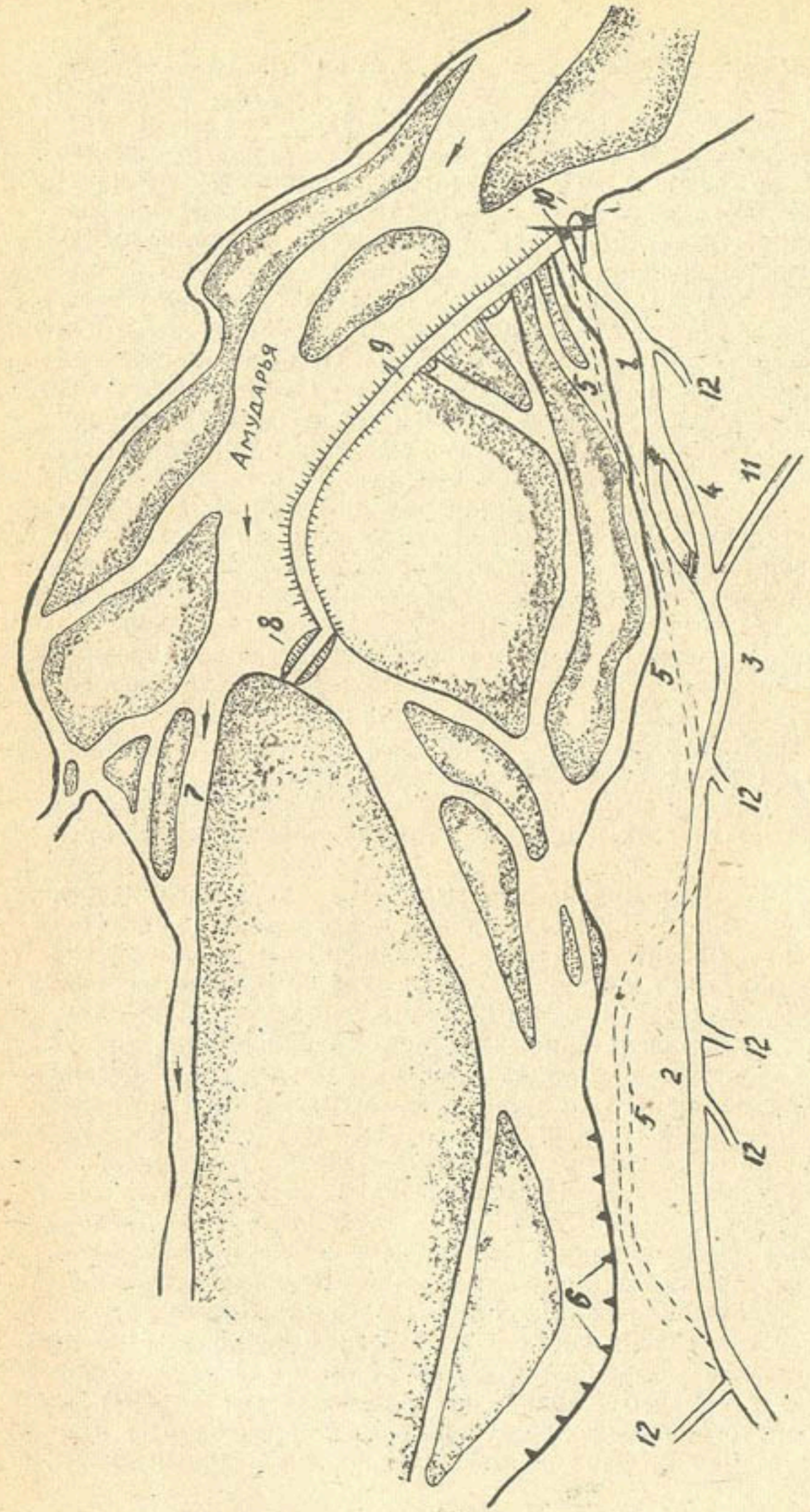


Рис. 4. Схематический план головного участка Ташсакинского магистрального канала:

1, 2, 3, 4 — обводные русла канала (нумерация в порядке постройки); *5* — старое (заброшенное) русло канала; *6* — шпоры из тапчуганной кладки 1969 г.; *7* — прорезь, спрямляющая русло Амударьи; *8* — перемычка на старом русле реки; *9* — дамба обвалования; *10* — головные регуляторы канала; *11* — подпитывающий Тюямуюнский канал; *12* — отвод из магистрального канала.

систем магистральные каналы-объединители провели по высоким отметкам местности. Уровень воды в каналах перестал зависеть от уровней в реке. Это позволило отказаться от насосных установок и произвести переустройство распределительной сети, обеспечивающее поступление воды самотеком.

Элементами мелиоративной сети в низовьях Амударьи являются береговые дамбы обвалования и осушительные системы. Первые защищают культурные земли прибрежной территории от разливов реки в паводок или при образовании заторов и зажоров, когда уровни воды поднимаются выше отметок береговой кромки (соответствующих расходу реки 5000 — 4000 м³/сек). Затоплению прибрежной территории при разливах способствует, как уже отмечалось, поперечный уклон ее поверхности в сторону от реки, позволяющий разливам распространяться на десятки километров.

Осушительные системы предназначены для борьбы с затоплением грунтовыми водами (в значительной части питаемыми Амударьей, командующей над окружающей местностью), которое может случиться при их выклинивании, и вообще с подтоплением, вызывающим заболачивание низменных территорий.

Строительство береговых дамб на территории Южного Хорезма началось давно. Современная их система характеризуется многочисленными переплетающимися линиями, что связано с интенсивным блужданием русла реки. Там, где интенсивный размыв берега угрожал смыть расположенную на нем дамбу, срочно строили на достаточном удалении от береговой кромки запасную дамбу, в виде скобы примыкающей к существующей дамбе за пределами размываемого участка. Если же река смещалась в противоположную сторону, оставляя у берега плодородные каирные земли, то перед существующей дамбой, тоже в виде скобы, строили новую, под защитой которой осваивали каиры под посевы сельскохозяйственных культур. Скобы, направленные в сторону реки, строили также при закрытии прорывов дамб. Строительство двух (основной и запасной) линий дамб с поперечными траверсами предусматривается теперь всеми инженерными проектами дамб обвалования в низовьях Амударьи.

До революции береговые дамбы из-за низкого качества (недостаточный запас в высоте и малая ширина гребня, крутые откосы, глубокие резервы с вертикальными откосами у подошвы откосов дамб и т. п.) часто подвергались прорывам.

За годы Советской власти проведена реконструкция существующих дамб и построены новые линии вдоль левого берега реки до Раушана, вдоль правого берега до Еркиндарьи. В результате этого общая длина дамб достигла 1500 км (из них на территории Каракалпакской АССР около 1000 км).

Реконструкция и строительство новых дамб производилось по инженерным проектам, составленным институтом Узгипро-

водхоз. Из них следует отметить „Проектное задание по капитальному ремонту оградительных берегозащитных дамб обвалования по левому берегу реки Амударьи на территории Хорезмской области", составленное в 1950 — 1951 гг. под руководством первого инженера-хорезмийца, заслуженного ирригатора УзССР Д. А. Аташева.

Работы по реконструкции и строительству дамб значительно повысили их качество, вследствие чего прорывы их и затопление прибрежных территорий в последние годы практически прекратились. Последние крупные прорывы дамб с затоплением части Берунийского района Каракалпакской АССР и ряда других мест отмечены весной 1969 г. во время вскрытия реки, сопровождавшегося движением мощного затора.

Характеристика состояния дамб Хорезмской области и Каракалпакской АССР до их реконструкции приведена в трудах С. Т. Алтунина. Там же изложены общие правила проектирования новых линий дамб [6]. История проектирования строительства дамб обвалования в Каракалпакской АССР, а также организация эксплуатации построенных дамб описаны в книге [18]. В этой книге дана также характеристика осушительных систем Каракалпакии и исторический процесс их развития.

Осушительные системы Хорезмского оазиса расположены вне зоны плановых перемещений Амударьи и, как правило, осуществляют сброс собранных коллекторно-дренажных вод за границы оазиса: в пустыни Кызылкум и Каракумы или непосредственно в Аральское море. Поэтому русловые процессы в Амударье на работу осушительных систем не влияют.

Глава II. ГИДРОЛОГИЧЕСКИЕ РЕЖИМЫ АМУДАРЬИ

§ 1. РЕЖИМ ЖИДКОГО СТОКА

Режим жидкого стока Амударьи изучало 16—20 и более гидрологических постов и станций начиная с поста Термез и кончая постами на приустьевых рукавах: Акдарья, Кипчакдарья, Казахдарья и Инженерузяк. Большинство из них посты второго и третьего разрядов. Режим расходов изучают семь постов первого разряда. Из них три выше теснины Тюямуюн и четыре — ниже. К последним относятся (вниз по течению) посты: Тюямуюн, Кипчак (после 1974 г.), Чатлы (до 1973 г.), Саманбай (после 1973 г.) и Кызылджар. Кроме того, на приустьевых рукавах действуют посты Заир, Техникаул и Темирбай. Постами второго разряда в нижнем течении являются: Ташсака, Турткуль, Карамышташ, Кипчак (до 1974 г), Раушан и Казахдарья (на протоке). К третьему разряду относятся посты: Чуртамбай и Тахиаташ.

Наиболее длительные наблюдения за режимом расходов

Амударьи имеют посты Керки (в среднем течении) и Чатлы, организованные в 1910 г. До 1960 г. данные наблюдений поста Керки хорошо освещали бытовой режим Амударьи, так как выше него не было крупных каналов. Сейчас режим реки в створе поста сильно искажен интенсивно усиливающимся отбором воды в Каракумский и Каршинский (машинный) каналы, а также в долинах Вахша, Кафирнигана и Сурхандарьи и регулированием речного стока Нурекским и Южносурханским водохранилищами.

Пост Чатлы, располагавшийся ниже теснины Тахиаташ и водозаборов в каналы им. Ленина и Кызкеткен освещал режим сброса амударьинской воды в Аральское море. В 1973 г. в связи с окончанием строительства в 3 км выше по течению Тахиаташской плотины он закрыт. Однако открытый для замены его на расстоянии 13,9 км от плотины пост Саманбай по русловым расчетам попадает в зону интенсивного размыва нижнего бьефа (см. главу IV). Переоборудованный в 1973 г. в пост первого разряда пост Кипчак (в 48 км вверх по течению от плотины) попадает в зону зайления верхнего бьефа. Пост Тюямуюн, организованный в 1924 г. и наблюдающий за режимом реки на входе в Хорезмский оазис, неоднократно закрывали из-за неудовлетворительности его створа, располагавшегося выше теснины. В настоящее время створ поста перенесен ниже теснины, в район голов каналов Питнякарна и Ташсакинского подпитывающего. После окончания строительства Тюямуюнского гидроузла он будет закрыт.

Изучение режима расходов Амударьи осложняют многорукавность ее русла и частые изменения размеров рукавов, нарушающие кривую связи между расходами и уровнями воды. Поэтому ряды наблюдений по постам имеют годы, в которых отсутствуют ежедневные расходы для одного и более месяцев. Например, данные поста Чатлы за 1937 г. содержат расходы только для семи месяцев, а поста Керки за 1958 г.— для шести.

По состоянию на 1961 г. пост Чатлы имел 32 года наблюдений, Керки — 31 и Тюямуюн — 17 лет, не представляющих непрерывных рядов. Для водохозяйственных расчетов эти ряды удлиняли, используя корреляционные и графические связи. В частности, в проекте Тюямуюнского гидроузла был построен ряд средних годовых и средних месячных расходов поста Тюямуюн за период с 1918 по 1967 г. (48 лет), включающий наблюденные данные за 17 лет и восстановленные по связям за 31 год, но имевший все же разрывы в 1919 г. и с 1921 по 1924 г.

Согласно этому ряду среднегодовые расходы Амударьи в створе Тюямуюн изменялись от максимального значения 2400 м³/сек в 1914 г. до минимального значения 1390 м³/сек в 1962 г., а средняя многолетняя величина расхода составляет

1828 м³/ сек. Это очень близко к средней величине 17-летнего ряда фактических наблюдений — 1810 м³/сек.

Прогрессивно увеличивающийся после 1960 г. отбор воды из Амударьи в Каракумский, Каршинский, Аму-Бухарский и другие каналы уменьшает средние многолетние расходы реки.

Если принять величину среднего многолетнего расхода по посту Керки для последних 20 лет (1958 — 1977 гг.) около 1900 м³/сек, то годами с водностью выше средней можно считать пять лет: 1958, 1959, 1966, 1969 и 1973. Наиболее многоводными были 1958 и 1969 годы. В 1969 г. средний годовой расход по посту Керки был 2930, а по посту Чатлы — 2240 м³/сек.

В наиболее маловодные 1962, 1963, 1965, 1971, 1974 и 1977 годы средние годовые расходы по посту Керки уменьшились до 1500 — 1400 м³/сек, а по посту Саманбай (Чатлы) — даже до 219 м³/сек (1974). В 1974 и 1977 гг. для всех оросительных систем, получающих амударьинскую воду, на период вегетационных поливов вводили пропорциональное вододеление. Для этого по решению правительства в Ургенче был организован специальный штаб из руководящих работников органов водного хозяйства. Штаб на основе оперативных данных о расходах реки с учетом добегания их до створов водозабора устанавливал для каждой системы величину головного забора на каждый день. В изменениях среднего годового расхода отдельных лет в многолетнем разрезе можно наметить два вида цикличности: 1) чередование периодов многоводных и маловодных лет; 2) чередование периодов монотонного увеличения и монотонного уменьшения среднего годового расхода.

Выяснение закономерностей этих цикличностей, в частности, продолжительности периодов и порядка их последовательного расположения, позволило бы заранее намечать эксплуатационные мероприятия на случай маловодья и при ожидаемой высокой водности.

Анализ упомянутого ранее удлиненного ряда средних годовых расходов по посту Тюямуюн показал, что с 1918 по 1967 г. цикличность первого вида проявилась так. Всего за 48 лет было 9 периодов со средними годовыми расходами больше средней многолетней величины $Q = 1828$ м³/ сек и 10 периодов с меньшими расходами. При этом среди периодов с расходами больше 1828 м³/сек два продолжались по пять лет подряд, один — три года, три — по два и три — по одному году каждый. Периоды с расходами меньше 1828 м³/сек имели продолжительности: один — шесть лет, два — по четыре года, пять — по два года и два — по одному году. Цикличность второго вида имела 15 периодов увеличения средних годовых расходов и 13 периодов уменьшения. Среди первых: два имели продолжительность три года подряд, шесть — два года и остальные семь — только один год. Из периодов уменьшения расходов два продолжались по четыре года, шесть — два года и пять по одному году.

Таким образом, при первом виде цикличности многолетние периоды наблюдаются чаще, чем однолетние, а при втором — наиболее часты однолетние и двухлетние.

Это подтверждает вывод Сибирского отделения АН СССР, что „для многолетних колебаний годового стока рек Средней Азии наиболее правдоподобна гипотеза о наличии циклических составляющих различной продолжительности“ [48].

Таблица 1

Гидрографы Амударьи для среднего года по основным постам

Среднемесячные расходы, м³/сек	Керки	Тюямуюн	Чатлы
Январь	750	693	621
Февраль	750	675	604
Март	893	793	694
Апрель	1590	1260	918
Май	2640	2390	1820
Июнь	3800	3400	2690
Июль	4360	4140	3420
Август	3720	3560	3000
Сентябрь	2340	2100	1820
Октябрь	1230	1170	1080
Ноябрь	915	889	882
Декабрь	796	792	759

Средние месячные расходы Амударьи, вычисленные как средние арифметические имеющихся рядов наблюдений по постам Керки, Тюямуюн и Чатлы, даны в табл. 1.

Как следует из табл. 1 и рис. 5, расходы Амударьи начинают увеличиваться в апреле, достигают наибольших значений летом (июнь — август) и уменьшаются в сентябре. Общая продолжительность высокого стока 150 — 180 дней. Меженный период продолжается с октября по март и совпадает с осенне-зимним периодом низких температур.

По классификации В. Л. Шульца Амударью относят к рекам ледниково-снегового типа питания с половодьем, проходящим в период с июля по октябрь и формирующимся на верхнем ярусе гор. От наиболее характерных рек этого типа Зеравшана, Соха, Исфары она отличается хорошо выраженным весенним снеговым половодьем, формирующимся за счет сезонного снегового покрова на нижнем ярусе гор. В отдельные годы объем весеннего половодья на Амударье больше летнего. Так, в 1969 г. после продолжительной зимы с высоким снежным покровом на равнине (Каршинская степь, пустыни Каракумы и Кызылкум и др.), талые воды дали резкое увеличение расходов в марте с образованием первого пика в апреле (рис. 5).

Гидрографы разных лет различают между собой по форме и величине расходов. Поэтому при водохозяйственных расчетах и составлении планов водопользования для эксплуатации оросительных систем применяют расчетные гидрографы, получаемые специальными методами инженерной гидрологии исходя из принятой обеспеченности стока. В табл. 2 приведены гидрографы средних месячных расходов для лет разной

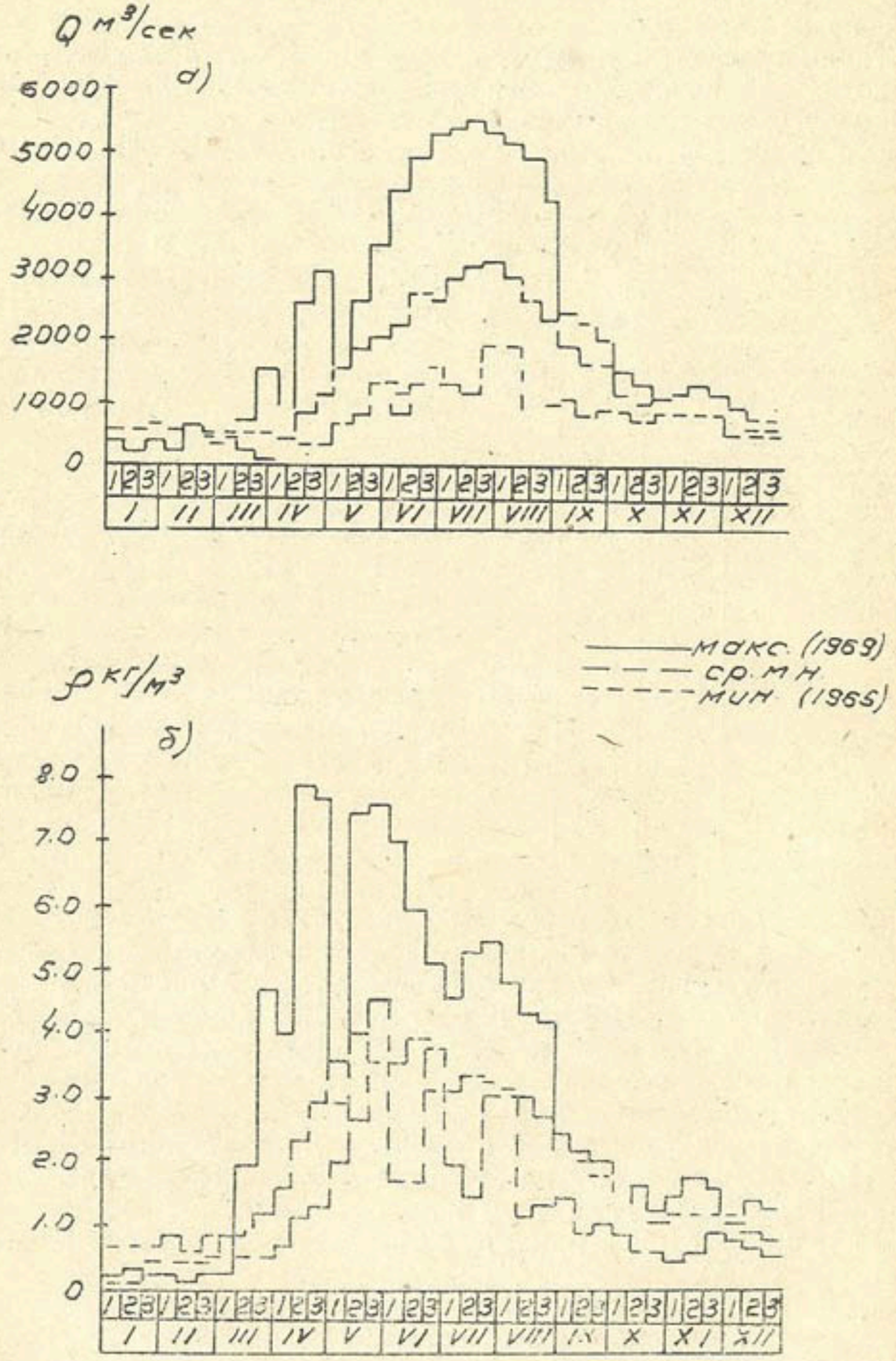


Рис. 5. Гидрографы средних декадных расходов (*а*) и мутности воды (*б*) по створу Чатлы.

обеспеченности по постам Керки и Чатлы, полученные методом реальных лет.

Важную особенность внутригодового режима стока Амударьи представляют большие суточные изменения расходов (до 1000 м³/сек за сутки), вызываемые в период весеннего половодья накладкой на гидрограф стока талых вод пиков дождевых паводков, формирующихся от ливней на низких горах. Общее число их в году 7 — 10. Наиболее сильно пики выражены в апреле — мае. Более затяжные и плавного характера изменения расхода наблюдаются в период летнего паводка. Их объясняют различной интенсивностью таяния высокогорных снегов и ледников под действием атмосферной циркуляции.

Прохождение пиков паводков закладывает основу для переформирования речного русла. При увеличении расходов в начале пика усиливается размыв головных частей протоков и рукавов, приводящий к их разработке. Наоборот, уменьшение расходов в конце пика вызывает отложение наносов в хвостовых частях протоков и рукавов, способствующее их отмиранию.

Прохождение пиков паводков, изменяя уровни воды в реке, вызывает необходимость изменять открытие щитов головных регуляторов каналов. Особенно остро проявилось это на Тахиаташской плотине, что подробно рассмотрено в § 3 главы IV.

Годовой максимум расхода реки чаще всего проходит в июле, реже в июне и августе. Наибольшая его величина по посту Керки (9210 м³/сек) зарегистрирована в 1969 г., а по постам Тюямуюн (9480 м³/сек) и Чатлы (6930 м³/сек) в 1958 г. Отметим, что годовой максимум по Керки в 1958 г. был 9060 м³/сек, т. е. меньше, чем в 1969 г., тогда как максимум Тюямуюна и Чатлы в 1969 г., наоборот, был меньше, чем в 1958 г.

Цикличности в появлении годовых максимумов выше и ниже средней многолетней величины, а также в чередовании периодов возрастания и убывания годовых максимумов в основном совпадают с периодами многоводных и маловодных лет.

Минимальные расходы воды в Амударье наблюдаются во второй половине осенне-зимней межени, чаще всего в середине—конце января, так как в феврале — марте начинается подпитывание реки талыми и дождевыми водами после оттепелей и выпадания дождей на низких отметках водосбора.

Описанную картину последние годы нарушил водозабор для весенних промывных поливов. Минимальные расходы реки в створе Чатлы из-за интенсивного разбора ранней весной на вышележащих участках уже с начала 50-х годов сместились на конец марта — начало апреля. После весны 1967 г. сток

Таблица 2

Среднемесячные и годовые расходы воды Амударьи для лет разной обеспеченности, м³/сек

Обеспеченность P, %	Реальный год	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	Средний расход за год	Расход по кривой обеспеченности
Керки															
5	1914	706	727	801	1530	2720	6020	6060	4200	4100	1310	1270	1040	2540	2530
25	1956	821	848	1160	2580	3350	3440	4690	3720	1960	1060	804	811	2100	2170
50	1912	817	738	890	1970	2500	3480	5130	3530	1900	1080	711	627	1950	1940
75	1968	584	486	646	1220	2550	3910	4570	3030	1240	1010	799	898	1750	1730
95	1965	625	662	761	1080	1820	2940	3230	2230	1380	971	946	756	1450	1460
Чатлы															
5	1945	729	714	772	1490	2730	3700	4970	4030	2250	1300	966	881	2040	2000
25	1943	423	516	1110	1020	1540	2720	3820	3120	1940	1200	987	899	1610	1600
50	1955	733	638	366	659	1220	2670	2520	3150	1690	958	753	713	1330	1350
75	1947	581	641	525	532	871	1750	1690	2150	1810	1040	740	866	1110	1130
95	1962	622	366	223	393	1170	1430	1980	1580	1150	678	566	655	901	858

воды в реке в этом створе в конце марта — начале апреля стал полностью прекращаться из-за забора всего расхода в каналы Кызкеткен и им. Ленина, сначала с помощью временной земляной перемычки, а теперь Тахиаташской плотины. В отдельные периоды последних лет сток воды прекращается и в верхнем бьефе Тахиаташской плотины. Подробнее это рассмотрено в § 3 главы IV.

§ 2. РЕЖИМ ТВЕРДОГО СТОКА

Изучением твердого стока Амударьи занимаются почти все посты, наблюдающие за расходом воды. Эпизодически на отдельных участках реки мутность измеряли экспедиции Гидроэнергопроекта (участки Кызылаякского, Гаурдакского и Тюямуюнского гидроузлов), отдела русел САНИИРИ и других организаций. В 1974 — 1976 гг. в верхнем и нижнем бьефах Тахиаташской плотины пробы брал Каракалпакский отдел САНИИРИ в связи с натурными исследованиями переформирования бьефов. Все эти измерения и наблюдения ограничены изучением взвешенных наносов, так как приборы для взятия проб донных наносов в условиях Амударьи дают большие погрешности.

Эпюры распределения мутности и гидравлической крупности взвешенных наносов по глубине, построенные Н. Бекимбетовым по данным измерений в Амударье у головы канала Кызкеткен (рис. 6), показывают резкое увеличение мутности и гидравлической крупности в придонной области, что

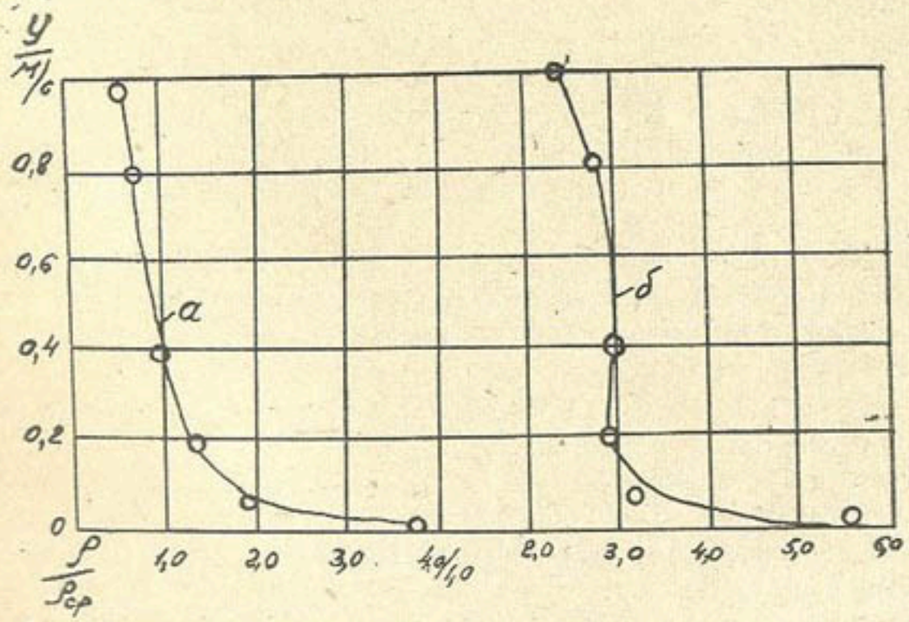


Рис. 6. Эпюры распределения: *а)* мутности (в долях от $\rho_{ср}$) и *б)* максимальной гидравлической крупности взвешенных наносов по глубине (в долях H) перед Кызкеткенским регулятором (по *Н. Бекимбетову*).

установлено и рядом других исследователей. Исходя из этого увеличения, САНИИРИ и ВНИИГиМ [29] считают, что пробы, взятые в трех стандартных точках, из которых самая глубокая 0,8 Н не ближе 30 — 40 см дна, занижают среднюю мутность и гидравлическую крупность по вертикали на 8 — 14%. Особенно сильно (в 1,5 — 2 раза) уменьшает гидравлическую крупность обработка проб по методу Сабанина, при которой высушивание и растирание пробы разрушает агрегатные образования наносных частиц [20].

Наиболее полными данными наблюдений за взвешенными наносами располагают посты Керки и Чатлы (с 1972 г. наблюдения поста Чатлы продолжают посты Кипчак и Саманбай), менее длительными — посты Тюямуюн и Ильчик. До 1960 г. средний годовой сток взвешенных наносов по посту Керки составлял 210 млн., по посту Чатлы — 120 млн. т. С 1961 по 1967 г. получены следующие данные о среднем годовом стоке: Керки — 246 млн., Ильчик — 211 млн., Чатлы — 146 млн. т. Разница в стоках наносов 100 млн. т распределяется так: 40 млн. т уходят с водой в оросительные каналы, 60 млн. т отлагаются в русле Амударьи. В современной дельте Амударьи откладывается 46%, а в Аральское море выносится только 11% стока наносов в створе Керки (в среднем 24 млн. т).

В многолетнем разрезе сток наносов, как и сток воды, подвержен значительным колебаниям. В начале многоводного периода он больше, а маловодного меньше, чем при тех же расходах воды в конце периодов. Это объясняют интенсивным размывом русла в маловодные периоды и засорением — в многоводные.

Средняя годовая мутность воды у Керки колеблется от 7,08 (1969) до 2,12 кг/м³ (1965), у Чатлы — от 4,46 (1969) до 1,86 кг/м³ (1965 г.). На участке Керки—Чарджоу—Ильчик мутность практически не меняется. Но уже в створе Ташсака она составляет 80%, а в створе Чатлы 50 — 60% от мутности в Керки.

Внутригодовое распределение стока взвешенных наносов Амударьи в общем аналогично распределению жидкого стока, но амплитуда колебаний его средних месячных значений больше амплитуды колебания стоков.

Мутность начинает увеличиваться в марте и достигает наибольшего значения в мае в период весеннего половодья, формирующегося на низкой части водосбора с развитым почвенным покровом [53]. Интенсивный смыв этого покрова создает пик мутности, проходящий на 10—15 дней раньше пика паводка (рис. 5).

По мере повышения зоны интенсивного снеготаяния в горах из-за малой мощности мелкоземистого покрова интенсивность смыва уменьшается. Это приводит к уменьшению мутности и укрупнению фракционного состава наносов. Поэто-

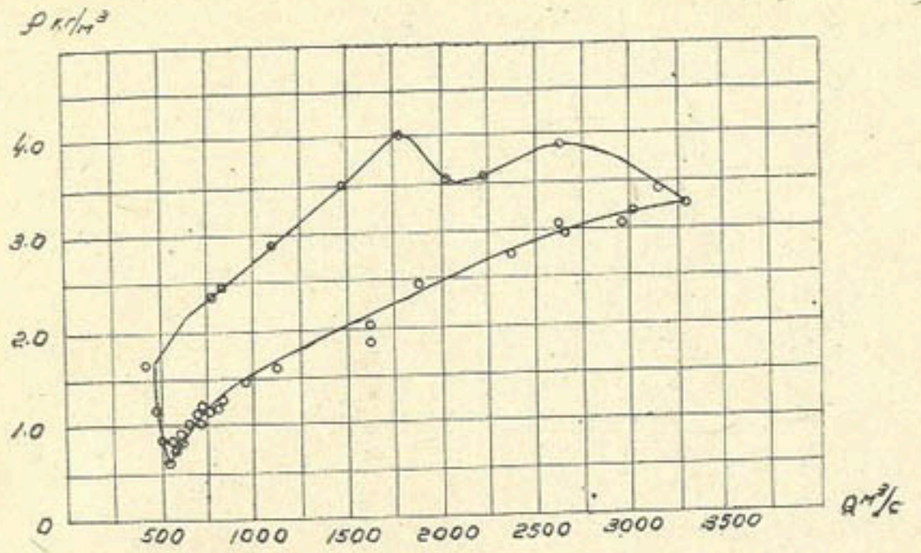


Рис. 7. Зависимость мутности от расходов воды в Амударье для створа Чатлы.

му зависимость мутности от расхода воды имеет вид петли (рис. 7), для каждого года особой формы.

Средние месячные мутности для лет разной обеспеченности в районе Керки и Чатлы даны в табл. 3. Среднесуточные показатели мутности могут быть еще больше.

Очень большое местное значение мутности (до 20—25 кг/м³) наблюдают на участках интенсивного размыва берегов. Однако ниже по течению она быстро уменьшается до 7—8 кг/м³ вследствие отложения излишка наносов [7].

Состав взвешенных наносов Амударьи изменяется как во времени (в течение года и в многолетнем разрезе), так и по длине реки, но преобладающими остаются частицы мельче 0,25 мм. Частицы крупнее 0,25 мм встречаются лишь на верхних участках и в количестве не более 3—4%. В паводковый период по всей длине реки процент содержа-

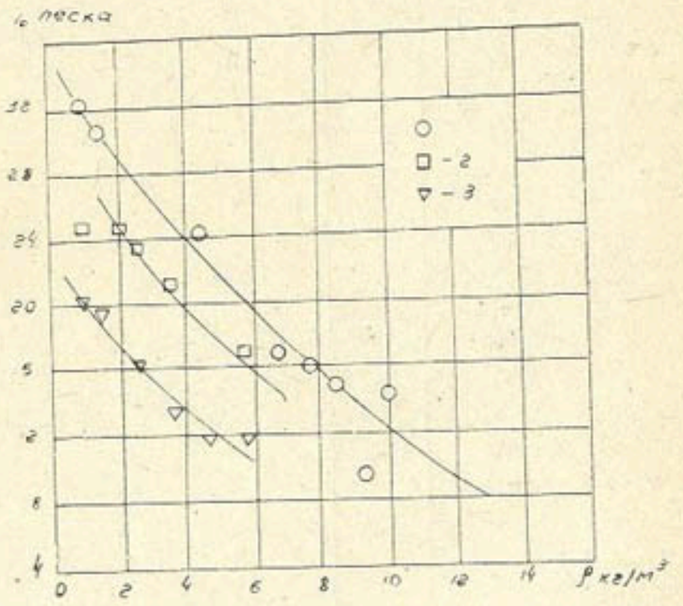


Рис. 8. Зависимость содержания песка от мутности для постов:

1 — Керки; *2* — Ильчик и *3* — Чатлы.

Таблица 3

Среднемесячные значения мутности взвешенных наносов Амударьи для лет разной обеспеченности, кг/м³

Обеспеченность P, %	Реальный год	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII	Средняя за год
Керки														
5	1969	1,67	2,31	7,51	10,1	12,1	10,0	5,69	5,35	3,11	2,14	2,24	1,72	7,08
25	1914	1,29	1,55	2,87	9,35	8,49	5,96	5,84	5,05	3,8	2,14	2,2	1,93	5,2
50	1960	1,26	1,1	1,58	3,06	6,2	4,1	4,76	4,36	2,54	1,14	0,958	1,12	3,71
75	1961	1,1	1,06	1,66	2,76	3,51	4,28	4,38	3,93	3,13	1,66	1,73	1,26	3,21
95	1965	0,96	0,921	1,44	2,87	2,16	2,78	2,78	2,6	1,35	0,938	1,06	1,1	2,12
Чатлы														
5	1952	0,861	0,909	1,16	5,56	5,4	5,16	4,18	3,26	2,1	1,51	0,915	0,231	3,71
25	1958	1,17	0,954	0,83	4,76	4,48	3,64	3,78	2,91	1,74	1,39	1,11	1,14	3,13
50	1955	0,45	1,05	0,956	2,64	3,85	4,12	2,7	3,49	2,31	1,36	0,983	1,02	2,71
75	1966	0,603	0,342	0,673	1,14	4,3	3,32	2,74	2,6	1,56	0,94	1,01	0,569	2,39
95	1967	1,02	0,058	0,819	0,883	1,49	2,57	2,37	3,02	2,54	1,63	1,01	0,439	1,98

ния мелких фракций увеличивается, а крупных уменьшается по сравнению с меженью. Зависимость процента содержания песка от мутности для постов Керки, Ильчик и Чатлы показана на рис. 8, а среднемесячные фракционные составы взвешенных наносов для лет различной обеспеченности по постам Керки и Чатлы приведены в табл. 4.

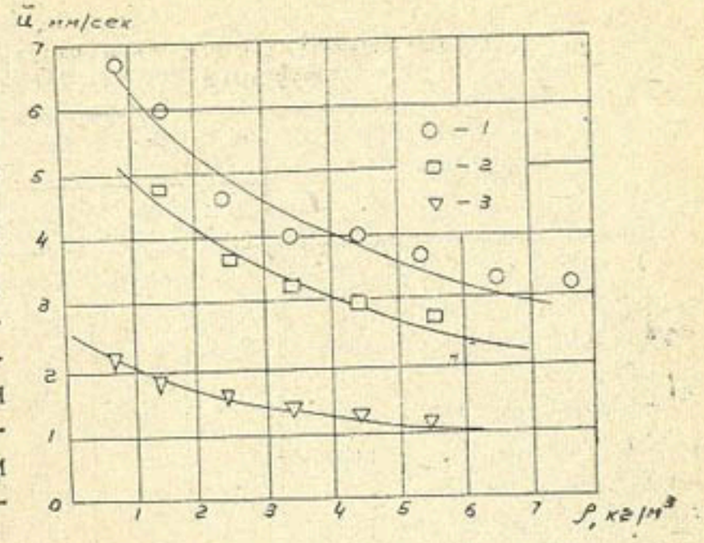


Рис. 9. Зависимость средней гидравлической крупности от мутности воды для постов:

1 — Керки; *2* — Ильчик, *3* — Чатлы (по *Н. А. Цветковой*).

Связь средней гидравлической крупности частиц с мутностью наносов изображена на рис. 9. Средняя гидравлическая крупность уменьшается с увеличением мутности по однообразным кривым, показывающим также закономерное уменьшение ее вниз по течению [54].

Фракционный состав донных отложений изучают многие посты. По мере приближения к устью Амударьи содержание фракций крупнее 0,25 мм уменьшается, а мельче 0,05 мм увеличивается. Это приводит к уменьшению средней крупности наносных отложений, которая по В. С. Алтунину [7] составляет для Керки — 0,30, Тюямуюна —0,15, Турткуля — 0,13 и Чатлы —0,10 мм.

В отложениях в главном русле фракции меньше 0,01 мм практически не участвуют. Поэтому К. И. Россинский, И. А. Кузьмин, В. С. Лапшенков, А. М. Мухамедов, О. А. Каюмов и др. считают для Амударьи руслообразующими фракциями, определяющими ход руслового процесса, частицы крупнее 0,01—0,08 мм.

Фракционные составы взвешенных наносов и донных отложений Амударьи состоят из одинаковых фракций и различаются лишь преобладанием мелких или крупных частиц. Поэтому донные наносы при определенных условиях могут превращаться во взвешенные, и наоборот, значительная часть взвешенных наносов может переходить в придонные и донные. Такие условия создаются на участках русла, где поток протекает с повышенными скоростями или имеет повышенную турбулентность (теснины Тюямуюн, Ильчик и др.). Поэтому там увеличивается содержание крупных фракций по сравнению с составом взвешенных наносов нестесненных створов.

Таблица 4

Среднемесячный состав взвешенных наносов Амударьи (1952 — 1969 гг.)

Месяц	% содержания фракций с гидравлической крупностью частиц, мм/сек						
	>32	32 — 20	20 — 12	12 — 2	2 — 0,2	0,2 — 0,02	<0,02
Керки							
Январь	3,6	4,2	7,3	26,1	26,8	15,5	15,9
Февраль	3,6	5,3	9,9	28,7	23,9	16,4	12,2
Март	2,7	2,5	3,7	17,3	23,1	24,1	21,6
Апрель	1,2	1,5	2,4	13,2	29,5	33,0	19,2
Май	1,6	1,5	3,6	15,8	26,5	33,1	17,9
Июнь	1,6	1,9	3,2	18,4	29,6	25,5	20,1
Июль	2,0	2,1	3,7	22,3	31,2	24,4	14,3
Август	2,3	2,1	3,3	17,9	27,2	27,4	19,8
Сентябрь	1,8	1,8	3,9	19,5	25,5	29,4	18,4
Октябрь	3,4	3,3	5,2	23,3	25,3	23,0	16,5
Ноябрь	5,0	4,3	5,7	25,0	23,8	19,7	16,5
Декабрь	3,5	3,9	6,2	27,0	23,6	20,0	15,8
Чатлы							
Январь	—	3,7	2,2	13,9	26,9	14,3	39,0
Февраль	—	0,5	1,4	14,7	19,2	23,4	40,8
Март	—	0,5	1,0	16,5	21,0	24,5	36,5
Апрель	—	0,8	1,2	16,3	22,0	23,3	36,4
Май	—	0,2	0,7	13,4	21,9	25,1	38,7
Июнь	—	1,0	1,0	14,9	24,1	23,0	36,0
Июль	—	0,1	0,8	14,3	24,7	24,9	35,2
Август	—	0,4	0,6	12,9	22,9	26,2	37,0
Сентябрь	—	1,4	2,2	18,5	20,3	21,3	36,3
Октябрь	—	6,2	2,0	14,8	26,2	15,6	35,2
Ноябрь	—	2,6	1,8	13,6	27,5	15,5	39,0
Декабрь	—	3,0	3,0	12,2	28,2	13,6	40,0

О. А. Каюмовым [29] получена связь между средней гидравлической крупностью русловых фракций $\overline{u}_р$ и донных наносов $\overline{u}_д$

$$\frac{\overline{u}_д}{\overline{u}_р} = 1 + 3\rho_р \qquad (2.1)$$

где $\rho_р$ — мутность русловых наносов с минимальным диаметром частиц 0,01 — 0,008 мм.

Согласно результатам исследований С. Т. Алтунина [4] и Н. А. Цветковой [54] гидравлическая крупность донных наносов, уменьшаясь вниз по течению реки, для каждого конкретного створа почти не меняется по времени. Поэтому формула (2.1) позволяет определить среднюю крупность русловых фракций при заданной мутности, принимая за гидравлическую крупность донных наносов крупность донных отложений створа.

Многие исследователи начиная с С. Т. Алтунина считают, что в Амударье донные наносы перемещаются грядами, высота

которых при $Q = 6000$ м³/сек 1,5 — 2,5 м, а длина 30 — 100 м при заложении верхового откоса $m = 20 — 40$. Скорость перемещения гряд 1,5 — 2 м/ч или 30 — 50 м/сутки [4]. Однако последние исследования Р. Р. Абдураупова и З. Н. Нуритдинова [2] позволяют предполагать, что грядовое движение наносов в Амударье может быть только при сравнительно небольших расходах воды.

А. Г. Хачатрян и Х. Ш. Шапиро рекомендуют принимать для Амударьи расход донных наносов равным 10 — 11% от расхода взвешенных. Наиболее правильно расход донных наносов определять по объему русловых деформаций за определенные периоды времени.

Промерные работы с вычислением объемов деформаций и расхода наносов неоднократно проводил на Амударье и Вахше В. Е. Тузов. По результатам исследований он предложил формулу для расчета донных наносов, вошедшую в справочную литературу.

§ 3. ЗИМНИЙ РЕЖИМ

Зимний режим Амударьи характеризуют ледовые образования, представленные заберегами, шугоходом, ледоходом и ледоставом. Амударья течет с юга на север, и средние температуры зимних месяцев в верховьях (Термез) на 8 — 10° выше, чем в низовьях (Нукус). Поэтому все ледовые образования развиваются снизу вверх против течения. Образование шуги начинается в устье и, если шугоход не прерывается оттепелью, заканчивается ледоставом. Формирование ледостава в начальной стадии сводится к образованию ледяных перемычек на ближайших излучинах и участках многорукавного русла. Остающиеся между ними полыньи с глубинами более 2 — 3 м замерзают позже, когда при сильном похолодании смерзается движущаяся сверху подледная шуга. Граница самой верхней перемычки определяет положение кромки льда.

В суровые зимы с продолжительностью морозов больше 100 дней (1945/44, 1949/50, 1950/51, 1959/60, 1964/65, 1966/67, 1968/69 и 1971/72 г.) шугоход превращается в ледостав за два-три дня. Ниже Чатлы Амударья замерзает ежегодно, а в створе Чатлы с 1931 г. не замерзла только в 1943/44 г. Выше Тюямуюна ледостав бывает лишь в суровые зимы. В зиму 1948/49 г. кромка ледостава поднималась выше Керки, а 1968/69 г. — выше Термеза.

В створе Чатлы первый день ледостава приходится в среднем на 13.XII, самый ранний — 24.XI (1937), самый поздний — 4.II (1942). Средняя продолжительность его 57, наибольшая — 115 дней (1950/51 г.). Толщина льда в январе в среднем 30, в феврале — 50 — 60, а в 1969 г. достигала 90 см.

При ледоставе из-за сопротивления движению воды ледяного покрова и подледной шуги уровни в течение до десяти дней повышаются на 120 см и больше. Повышения уровней наблюдаются и весной перед вскрытием реки, что позволяет забирать в Ургенчарну и другие малые каналы Хорезма большие расходы воды для промывных поливов.

Амударья вскрывается сверху вниз по течению реки. Ледостав могут разрушать оттепели и весенние увеличения расхода воды. При вскрытии появляется паводок вскрытия, пополняемый русловым регулированием. Льдины, двигаясь вниз по течению реки, завлекаются под кромку ненарушенного ледостава или задерживаются в местах резких поворотов русла и разделения на рукава, создавая заторы льда, повышающие уровень воды в реке. Заторы могут образовываться и в осенне-зимний период в начале ледостава.

Кроме заторов, в осенне-зимний период перед ледоставом могут образовываться шуговые зажоры, когда скопления шуги смерзаются в местах значительного снижения скоростей течения.

Заторы и крупные зажоры теперь уничтожают в начале образования накладными зарядами и бомбежкой с воздуха. В естественных условиях заторы и зажоры на Амударье быстро разрушаются вследствие размыва слабых грунтов дна реки. Основание их тела после подмыва проседает и разрушается частями, от стрежня к берегам. Разрушению заторов в период весеннего вскрытия реки способствуют слабость рыхлого льда и приток теплой воды с верхних участков, которая может размывать рыхлое тело. Поэтому весенние заторы менее устойчивы, чем осенне-зимние, и продолжительность их редко превышает 2—3 суток.

Прорыв заторов в период вскрытия реки носит характер более или менее прерывистого перемещения вниз по течению. Для характеристики этого приводим описание вскрытия Амударьи весной 1969 г. Оно началось в первых числах марта выше Чарджоу. Наиболее выраженный характер затора граница вскрытия приобрела, пройдя пост Ильчик. Значительные подъемы уровня наблюдались при ее прохождении через теснины Дульдуль-Атлаган и Данишер. 12 марта граница вскрытия подошла к теснине Тюямуюн, где затор простоял 1 ч. 20 мин. Ниже в створе Ташсаки он продержался 2 ч. 30 мин. Спускаясь затем по течению, затор вызвал небольшие затопления в Турткульском районе. 13 марта он сместился в район Беруни, где простоял 39 ч., вызвав многочисленные прорывы берегозащитных дамб, через которые поступало до 50% расхода Амударьи.

14 марта кромка льда переместилась ниже Джумуртау, и затор остановился на излучине, прижатой к коренному берегу в районе водохранилища Ходжакуль, где заторы и зажоры образуются почти ежегодно. Подпор распространялся до поста Карамышташ, дамбы канала Кипчакарна были прорваны.

Спускаясь далее вниз по течению, затор прошел мимо котлована строившейся тогда Тахиаташской плотины, разрушив защитные дамбы по левому и правому берегам. К 17 марта кромка льда достигла Бекъяба и Еркиндарьи, пройдя участок длиной 90 км за двое суток. С 17 по 26 марта вскрытие реки происходило на участке от Бекъяба до поста Кызылджар протяженностью 81 км, а 29 марта кромка льда прошла Кызылджар, и река полностью очистилась от ледяного покрова.

В процессе прохождения затора колебания уровня в реке на участке Турткуль — Чатлы составляли 2,5 — 4 м, а на посту Карамышташ — 4,75 м. Ниже поста Чатлы, по мере приближения к устью, они увеличивались до 4, 5 — 5,5 м.

Ускорению движения затора вниз по течению и уменьшению подъема уровня способствовала бомбардировка с воздуха участков, где он останавливался. Бомбардировка производилась на всем пути затора от Беруни до Кызылджара. После спада уровней места прорывов дамб были тщательно заделаны, и летний паводок прошел спокойно.

Заторы и зажоры не только создают угрозу прорыва дамб обвалования и затопления культурной территории, но и вызывают переформирование речного русла вследствие неравномерного размыва дна в основании, особенно в процессе перемещения. Практика эксплуатации головных участков Ташсакинской, Пахтаарнинской, Клычниязбайской оросительных систем показывает, что весной многие затруднения с подачей воды для промывных поливов вызываются неблагоприятным переформированием русла после образования или прохождения зажоров. Наиболее сильные изменения вносят более продолжительные осенне-зимние зажоры и заторы. После них неблагоприятные для водозабора протоки значительно заглубляются и расширяются и, наоборот, основные протоки, питающие каналы, мелеют. На ход руслового процесса могут влиять и другие шуго-ледовые явления.

После ввода в эксплуатацию Тахиаташской плотины шуга и плывущий лед задерживаются в верхнем бьефе. В ближайшем будущем здесь будут усилены дамбы обвалования в пределах зоны подпора. Это усиление рассчитано на наивысшие заторно-зажорные подъемы уровня, определенные по методу Э. М. Пилосова [46]. Прекращение сброса шуго-ледяных масс в нижний бьеф будет гарантировать от образования заторов и зажоров по меньшей мере до Бекъяба.

После ввода в действие Тюямуюнского гидроузла, способного полностью аккумулировать сток шуги и плывущие с вышележащих участков Амударьи льдины, опасность образова-

ния заторов и зажоров исчезнет или ослабнет для районов Турткуля и Беруни, а может быть, и на всем участке до Тахиаташа.

§ 4. РЕЖИМ УРОВНЕЙ

Режим уровней реки изучают все имеющиеся на Амударье посты УГМС и ряд постов эксплуатационной гидрометрии Управлений оросительных каналов, установленных на реке вблизи от точек водозабора. Такие посты есть перед головными регуляторами каналов Клычниязбай, Кипчак-Бозсу и др., а также перед большинством подпитывающих голов Ташсакинской оросительной системы: Байрамсака, Машинярган, Карамазы и Новый Шават.

Кроме построения годового графика ежедневных уровней и определения ежедневных расходов, наблюдения за уровнями Амударьи используют при эксплуатации оросительных систем для краткосрочных прогнозов водности и хода руслового процесса на отдельных участках реки. Так, понижение уровня по посту Термез свидетельствует о приближающемся маловодье. Значит, если это требуется, следует форсировать расчистку питающих протоков, чтобы избежать возможных перебоев в подаче воды. Наоборот, быстрое повышение уровня по этому посту может служить предупреждением, что приближается высокий паводок, для безопасного пропуска которого надо усилить надзор за дамбами обвалования и их охрану от возможных повреждений.

Большое значение имел анализ данных об уровнях на посту Термез для аварийных работ. Размыв берегов (дейгиш) в Амударье усиливается с понижением уровня в реке и ослабляется с повышением. Поэтому если на посту Термез уровень воды в реке резко снижался, противодейгишные работы усиливали, стараясь обеспечить их материалами, механизмами и рабочими руками. Так как пост Термез расположен в 870 км выше створа Тюямуюн и время добегания от него до основных водных объектов Хорезмского оазиса 6—7 суток, такие прогнозы достаточно заблаговременны.

Сравнение интенсивного снижения уровня по постам эксплуатационной гидрометрии с данными постов УГМС, более характерными для реки, позволяет своевременно установить возможность обмеления русла питающего протока на подходе к точке водозабора и принять меры по его расчистке и углублению.

Ход уровней воды в Амударье для теплого периода, когда нет ледяного покрова, в основном синхронен расходам воды. Однако связь между уровнями и расходами постоянно нарушается быстрыми изменениями русла в плане и продольном и поперечном профилях. Особенно большие искажения вносит разделение русла на рукава.

П. М. Машуков по данным 20-летних наблюдений па постах

Турткуль и Карамышташ установил, что снижение или повышение уровня для одного берега в меженный период, связанное с многорукавностью, может доходить до 1 м. Наблюдения в створе Ташсака также показывают, что в отдельные годы разница между меженными уровнями воды в протоках у левого и правого берегов достигает 0,85 м.

Большая разница в уровнях затрудняет привязку общего расхода воды к уровню поста при контрольных замерах. Кроме того, в процессе блуждания реки основная рейка поста может оказаться в отмирающем протоке и даже быть занесенной образовавшейся отмелью.

Все это объясняет разрывы в данных наблюдений не только за расходами (для измерения которых выбраны створы с наименьшим блужданием русла), но и за уровнями.

Кривая связи расхода с уровнем воды на постах, построенная по данным измерений, имеет характерный петлеобразный вид (рис. 10, *б*). Верхняя кривая, как правило, соответствует нарастанию половодья, нижняя — спаду. Это объясняют тем, что в межень формируется заглубленное суженное русло, которое в начале половодья не может вместить быстро увеличивающийся расход, что вызывает интенсивный размыв русла, разливы по пойме и разработку высохших протоков. В результате уровень воды в реке снижается.

В теснинах с узким руслом, ограниченным неразмываемыми берегами (например, Тюямуюн), на спаде паводка расходы проходят при более высоких уровнях, чем на подъеме (рис. 10, *а*). Это связывают с подпором потока отложениями наносов, интенсивно выносимых из теснины в начале паводка.

В разные годы кривые $Q = f(H)$ существенно отличаются друг от друга. В конце 30-х — начале 40-х годов кривая $Q = f(H)$ поста Чатлы для каждого года поднималась, оставаясь почти параллельной. Исходя из средней величины этого подъема, С. Т. Алтунин принял, что русло Амударьи повышается в среднем на 13 мм в год. Однако в последующие годы эта цифра не подтверди-

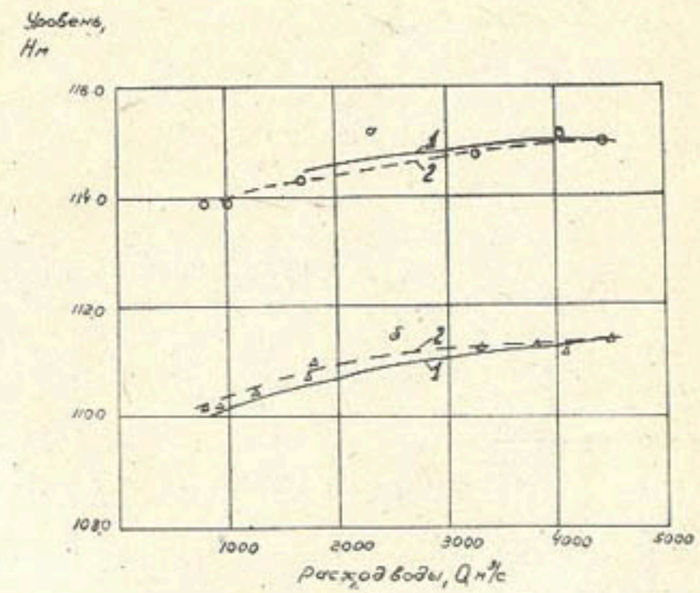


Рис. 10. Кривая зависимости $Q = f(H)$ для створов Тюямуюн *(а)* и Ташсака *(б)* (1956 г.):

1 — в период подъема расходов; *2* — в период спада.

лась. Кривая $Q = f(H)$ сильно искажается в период ледостава. Полностью нарушают ее зажоры и заторы.

Годовая амплитуда колебания уровней для разных постов составляет 2 — 2,5 м на участках с широкой поймой (посты Ташсака и Турткуль) и 3 — 3,5 м в теснинах (пост Тюямуюн). Повышение уровней в результате заторов и зажоров на участке Турткуль — Чатлы достигает 2,5 — 4 м. Ниже к устью реки оно увеличивается до 4,5 — 5,5 м. Зарегистрированы следующие наибольшие заторно-зажорные уровни: Тюямуюн — на 39, Ташсака — на 101, Турткуль — на 128, Карамышташ — на 104, Чатлы — на 26, Тахиаташ — на 61, Кызылджар — на 70 см выше наблюденных уровней при максимальных расходах летних паводков.

§ 5. ОЖИДАЕМЫЕ ИЗМЕНЕНИЯ ГИДРОЛОГИЧЕСКИХ РЕЖИМОВ АМУДАРЬИ В СВЯЗИ С РАЗВИТИЕМ ОРОШЕНИЯ

Интенсивное развитие орошаемого земледелия в бассейне Амударьи, появление больших площадей нового орошения в зоне Каракумского канала, в Каршинской степи и в других районах сильно изменяет режим жидкого и твердого стоков. Узловыми точками этого изменения являются створы основного разбора воды: Кызылаякский гидроузел, створ водозабора в Аму-Бухарский канал, Тюямуюнский и Тахиаташский гидроузлы. Перспективное изменение среднего за многолетие годового стока воды для этих точек определяется „Схемой использования водных ресурсов Амударьи", которая разрабатывается с начала 60-х годов. В процессе проработок распределение отбора воды между узловыми точками неоднократно изменяли. Последним вариантом этого распределения являлась вторая редакция „Генеральной схемы комплексного использования водных ресурсов Большого Амударьинского бассейна", некоторые выдержки из которой приведены в табл. 5.

Таблица 5

Распределение лимита водных ресурсов Большого Амударьинского бассейна

Участок реки и водохозяйственный район	Орошаемые площади, тыс. га	Объем годового отбора воды (только из Амударьи), км³
Среднее течение Амударьи		
Зона Каракумского канала	1050	17,94
Зона Каршинского канала	795	9,02
Зона Аму-Бухарского канала	300	3,81
Итого	2145	30,77

Нижнее течение Амударьи		
Зона Тюямуюна УзССР	347	3,98
Зона Тюямуюна ТССР	210	2,28
Зона Тахиаташского узла УзССР	480	2,68
Зона Тахиаташского узла ТССР	170	2,29
Итого	1207	15,23

Как видно из этой таблицы, в нижнем течении и в дельте отбор воды уменьшится более чем на 1 км³. Значительный прирост орошаемых площадей на землях Каракалпакии (почти вдвое) будет осуществляться за счет экономии оросительной воды: оросительные нормы уменьшатся на 20%, коэффициент полезного действия оросительных каналов увеличится до 0,70 (против 0,52 сейчас). Известную роль будет играть использование грунтовых и дренажных вод для орошения. Положительный опыт его уже имеется в ряде хозяйств южной и северной зон Каракалпакии.

Наряду с изменением среднего многолетнего стока Амударьи по ее длине в связи с развитием водопотребления изменится и внутригодовое распределение стока в результате регулирования водохранилищами и неравномерного отбора воды в каналы. Сезонное регулирование стока Амударьи будут осуществлять Нурекское и Тюямуюнское водохранилища. Позднее к ним добавится Рогунское и возможно Нижне-Пянджское. Последнее, имея очень большой объем, позволит перейти к многолетнему регулированию стока.

Регулирующее действие Нурекского водохранилища объемом 10,5 км³, расположенного на Вахше и работающего по энергетическому графику, увеличивает среднемесячные расходы межени на 40% и уменьшает максимальные и среднемесячные паводковые расходы на 10%. Меженные расходы могут возрастать только выше Кызылаякского гидроузла, так как значительный отбор воды в Каракумский и Каршинский каналы в конечном счете снижает расходы в его нижнем бьефе тоже на 40%. Ввод в действие Рогунского водохранилища не изменит положения, потому что оно тоже будет регулировать сток Вахша по гидроэнергетическому графику.

На режим Амударьи в нижнем течении и дельте будет существенно влиять регулирование ее стока Тюямуюнским водохранилищем. Водохранилище, сооружаемое, чтобы обеспечить подачу воды в оросительные системы Хорезмского оазиса на промывные поливы, будет увеличивать меженные расходы Амударьи в низовьях в период этих поливов. Проект узла предусматривает два варианта схемы его работы (наполнения). При первой (энергетической) схеме наполнение водохранилища происходит в начале паводка, что будет вызывать незначительное уменьшение паводковых расходов ниже узла. Вторая, ирригационная схема (схема В. В. Пославского) пре-

дусматривает пропуск мутной воды весеннего половодья через водохранилище транзитом при пониженной отметке уровня 120 м и наполнение его на спаде летнего половодья. Поэтому расходы воды в реке после прекращения вегетационных поливов будут уменьшаться.

Большое значение для низовий Амударьи будет иметь переброс в Среднюю Азию и Южный Казахстан части стока сибирских рек Иртыша и Оби. Повышение водообеспеченности этих важных экономических районов явится одним из элементов выполнения решений XXV съезда КПСС по дальнейшему увеличению объема сельскохозяйственной продукции и интенсификации сельскохозяйственного производства.

Ведущиеся в настоящее время высокими темпами проектные проработки проблемы переброса намечают для обеспечения водой площадей орошения в республиках Средней Азии и южных районах Казахстана подачу из указанных рек в ближайшие годы довести до 60 км³. В последующем объем водоподачи без большого ущерба для судоходства, рыбного хозяйства и природных комплексов в нижнем течении р. Оби может быть доведен до 100 км³ и более. Разрабатываемая схема предусматривает строительство главного канала (тракта) переброски, начинающегося в верхнем бьефе специального Тобольского гидроузла на р. Иртыш и на 1725 км достигающего Сырдарьи у г. Джусалы (первая очередь). При второй очереди канал, пройдя еще около 550 км в юго-западном направлении, достигнет Амударьи в районе Тюямуюнского гидроузла. Расходы канала первой очереди: летом — 1000, зимой — 600 м³/сек, второй очереди — соответственно 2400 и 1440 м³/сек.

Не касаясь технических деталей канала (на нем будет построен ряд уникальных насосных станций и крупное, с полезным объемом 14 км³ Тегизское водохранилище, имеющее целью перерегулировать постоянную водоподачу насосных станций под ирригационный график водоподачи в отходящие ветви и магистральные каналы), отметим только, что доведение его до Тюямуюнского водохранилища позволит переключить на питание сибирской водой весь Хорезмский оазис, включая его туркменскую часть с большими массивами древнего орошения.

Дальнейшее расширение канала даст возможность не только еще увеличить орошаемые площади, но и решить проблему Аральского моря, восстановить его уровень, интенсивно снижающийся за последние годы. Тем самым в дельте Амударьи будут созданы условия для развития животноводства, рыбоводства, ондатроводства, судоходства и других важных отраслей народного хозяйства.

Изменение жидкого стока Амударьи в связи с разбором на орошение и регулированием водохранилищами вызовет изменение стока наносов. В книге [18] приведены некоторые

результаты грубоориентировочных расчетов по этому вопросу, выполнявшихся Гидропроектом и другими институтами. По этим расчетам сток наносов уменьшается пропорционально стоку воды. Задержание же части его в водохранилищах и верхних бьефах гидроузлов ниже последних компенсируется за счет общего размыва русла.

Для низовий Амударьи может представлять интерес только задержание наносов в Тюямуюнском водохранилище и изменение их стока ниже по течению в результате деформаций русла в бьефах Тюямуюнского и Тахиаташского гидроузлов. Этот вопрос рассмотрен в главе IV.

Глава III. ДЕФОРМАЦИИ РУСЛА АМУДАРЬИ В БЫТОВЫХ УСЛОВИЯХ

§ 1. ОСНОВНЫЕ ВИДЫ ДЕФОРМАЦИЙ РУСЛА АМУДАРЬИ

Изучением деформаций русла Амударьи в той или иной степени занимались В. В. Цинзерлинг, М. А. Великанов, М. А. Мостков, М. В. Потапов, К. И. Россинский, И. А. Кузьмин, С. Х. Абальянц, К. Ф. Артамонов, М. М. Рогов, В. В. Егоров и многие другие отечественные гидротехники и гидрологи. Особенно большой вклад внес С. Т. Алтунин.

Начиная с 60-х годов последовательное и всестороннее изучение русловых деформаций в нижнем течении реки ведет группа научных сотрудников САНИИРИ: Х. А. Ирмухамедов, О. А. Каюмов, В. Е. Тузов и др. под руководством чл.-кор. ВАСХНИЛ проф. А. М. Мухамедова. В некоторых работах этой группы участвовали и авторы настоящей книги.

Изучение деформаций русла в среднем течении Амударьи проводит лаборатория русловых процессов ТуркменНИИГиМ, возглавляемая С. А. Аннаевым, в содружестве с кафедрой гидравлики МИИТа.

По классификации основоположника гидрологии речного русла (теории руслового процесса) В. М. Лохтина [37] Амударью относят к группе блуждающих рек, отличающихся большой изменчивостью русла. Введенный им критерий устойчивости — отношение среднего диаметра наносов d в мм к падению реки на километр длины $1000\,I$ в м имеет для нее величину $f = \frac{d}{1000\,I} < 1{,}0$ [4].

Изменчивость русла Амударьи проявляется в систематических боковых перемещениях, постоянных изменениях очертания русла в плане, изменениях поперечного и продольного профилей, изменениях глубин и других гидравлических элементов потока.

Все эти перемещения и изменения получили общее название *русловые деформации*. Их характер, направление и интен-

сивность в условиях бытового (незарегулированного) русла определяются режимами жидкого и твердого стоков реки, фракционным составом и характером движения наносов, составом и свойствами слагающих русло грунтов, а также местными условиями (очертанием русла в плане, разветвленностью, отводом или сбросом воды и т. п.).

По характеру русловые деформации разделяют на *общие*, охватывающие участок большой длины, включающий ряд противоположных морфологических форм: плесов и перекатов, разделения и слияния рукавов и т. п., и *местные*, ограниченные пределами только плеса, переката или какой-либо другой одной формы.

По направлению различают *глубинную* (размыв дна) и *боковую* (размыв берегов) *эрозии*, рассматривая подъем дна и наращение берегов за счет отложения наносов как эрозию обратного знака.

В нижнем течении и дельте Амударьи общие русловые деформации проявляются, как уже отмечалось в главе II, в систематическом подъеме русла реки и прилегающей части поймы, вызываемом отложением речных наносов. Средняя многолетняя величина этого подъема определялась исследователями исходя из изменений кривой $Q = f(H)$ на гидрометрических створах (С. Т. Алтунин) или ориентировочного объема отлагающихся наносов (Г. В. Лопатин). Однако полученные значения спорны, и до настоящего времени вопрос о величине подъема русла Амударьи остается открытым. Сам же факт подъема русла и поймы безусловно подтверждается командным положением Амударьи над прибрежными территориями и поперечным уклоном их поверхности в направлении от реки.

Наряду с многовековым систематическим подъемом, отметки дна русла Амударьи имеют и более резко выраженные изменения, вызываемые сезонными и многолетними колебаниями стока воды и ее мутности. Эти изменения характеризуются общим подъемом дна русла в половодье и многоводные годы, и наоборот, понижением его (самопромыв русла) в межень и маловодные годы. На это указывают К. Ф. Артамонов [8] и М. М. Рогов [49]. Последний, анализируя гидрометрические данные по посту Чатлы, установил, что амплитуда годовых колебаний наинизших отметок дна может быть вдвое больше амплитуды колебаний уровней воды. При этом граница между периодами подъема дна и его понижениями определяется некоторой критической величиной мутности воды, которая при более высоких скоростях половодий соответственно увеличивается.

Подробнее сезонные деформации русла Амударьи изучал О. А. Каюмов [30], возглавлявший экспедиции отдела русел САНИИРИ, которые проводили промеры и измеряли скорости течения по закрепленным створам в 1970 — 1971 гг. на участ-

ке реки от Ташсаки до водозабора в Пахтаарну (протяжением 9 км), а в 1972 — 1973 гг. в районе пристани и г. Турткуль. В работах последней экспедиции участвовал С. Д. Джаманкараев.

В книге [18] приведены построенные по материалам исследований графики изменения элементов русла и уклона водной поверхности по длине участков и во времени. Они показывают, что в период весеннего половодья средние по длине ширина, глубина и скорость течения увеличиваются, а в период летнего — уменьшаются. Уклон водной поверхности в период весеннего половодья уменьшается, достигая минимума в конце июня (когда ширина и глубина имеют максимум).

В 1973 г. у пристани Турткуль среднее повышение дна в половодье по отношению к межени составило 1 м [18]. Вообще же размыв и намыв дна Амударьи в течение года, по имеющимся данным [7], может достигать 4 м, а в местах резких изгибов (мыс Тахиаташ и т. п.) — 15 м.

В соответствии с деформациями дна русла средние его глубины в течение года изменяются от 1 до 5 м, а максимальные от 2 до 12 м. С. Х. Абальянц по многолетним данным поста Чатлы установил, что при расходах воды более 1000 м³/сек отношение максимальных глубин к средним изменяется от 1,2 до 2 (в среднем 1,57) и для практических расчетов можно принимать $H_{max} = 1{,}5\ H$.

Средняя скорость течения в реке изменяется от 0,3 до 2,5 м/сек. При одинаковой величине расхода могут наблюдаться значения средних скоростей, различающиеся в полтора-три раза и более. При одинаковых средних скоростях течения отмечены расходы, различающиеся по величине в 10 и даже 20 раз.

Наибольшие скорости течения наблюдаются на стрежне и в местах преград. В течение года они изменяются от 1 до 5 м/сек и, по данным С. Х. Абальянца, больше средних по сечению около 1,8 раза. Как правило, максимальные скорости не совпадают с местами максимальных глубин.

Распределение скоростей по глубине хорошо описывают показательная функция и уравнение эллипса [21]. При этом средняя скорость на вертикали составляет 84 — 95% поверхностной и располагается на расстоянии 0,43 H от дна. Придонная скорость может определяться по формуле

$$v_{дон} = 0{,}72 \times v_{пов} = 0{,}80\, v. \qquad (3.1)$$

А. М. Мухамедов и Т. Жураев [21] установили, что коэффициент шероховатости n русла Амударьи уменьшается при увеличении расхода воды (рис. 11) согласно формуле

$$n = k_n \cdot Q^{-\alpha} \qquad (3.2.)$$

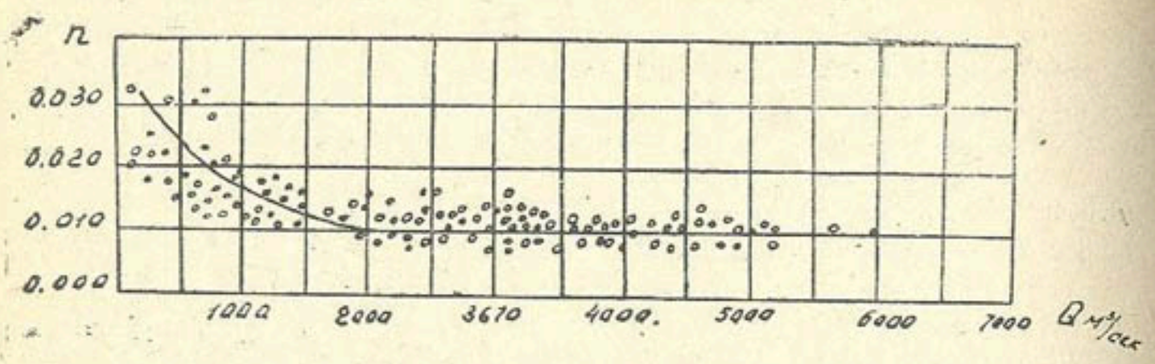


Рис. 11. Зависимость коэффициента шероховатости русла n от расхода воды в Амударье Q для поста Чатлы (по *А. М. Мухамедову* и *Т. Жураеву*).

Значения параметров, определенные по материалам натурных измерений, приведены в табл. 6. Там же выписаны значения коэффициентов корреляции, характеризующие достаточно высокую тесноту связи (3. 2).

Таблица 6

Значение параметров k_n и α в формуле 3. 2
(по А. М. Мухамедову и Т. Жураеву)

Участок	Коэффициент корреляции связи	k_n	α
Чарджоу — Ташсака — Турткуль	0,79	0,21	0,30
Тюямуюн	0,81	0,34	0,38
Карамышташ	0,87	0,14	0,27
Чатлы	0,90	0,27	0,30

Уменьшение коэффициента шероховатости при увеличении расхода воды объясняется [21] образованием подвижной шероховатости, т. е. сплошным движением наносов в придонном слое, вызываемом высокими придонными скоростями течения, в 5 — 6 раз превышающими предельные скорости трогания для песка $d = 0{,}15 - 0{,}30$ мм, слагающего речное дно.

Этому предшествует интенсивный размыв гряд, отмелей, небольших островов и других русловых образований, определяющих высокую шероховатость русла при малых скоростях течения. По наблюдениям размыв начинается при расходах реки больше 1000 м³/сек. Все сказанное согласуется с экспериментальными исследованиями Р. Р. Абдураупова и З. Н. Нуритдинова [2], которые установили, что высота донных гряд по мере увеличения скорости потока уменьшается до полного их стирания.

Боковые перемещения и другие плановые деформации русла реки в значительной степени определяются очертаниями его в плане. Для русла Амударьи в ее нижнем течении характерна

слабомеандрическая, многорукавная форма в плане. Ниже Тахиаташа меандричность усиливается, а многорукавность уменьшается. Наиболее хорошо меандричность русла выражена в современной дельте, где интенсивно развивающиеся излучины приустьевых рукавов неоднократно самоспрямлялись путем прорыва перешейка. Самой крупной излучиной реки является Бекъябская, в 40 км ниже мыса Тахиаташ. Так как размыв ее вогнутого берега угрожает насосной станции, каналу им. Ленина и другим сооружениям, неоднократно ставили вопрос о ее спрямлении. Из-за технических трудностей это пока не осуществлено. Выше Тахиаташа в пределах слабовыраженного меандрического русла река протекает в виде то разъединяющихся, то снова сливающихся протоков (рукавов). Среди них выделяется более или менее хорошо выраженное главное русло, имеющее наибольшие по сравнению с другими глубины и скорости течения. В нем, как правило, располагают судовой ход (фарватер). Как отмечает В. С. Алтунин [7], „русло Амударьи подвергается переформированию почти при всех расходах воды, если они проходят более или менее продолжительное время". При этом „одновременно с изменением положения главного русла происходит перемещение вниз по течению островов и мелей путем размыва их верхних и наращивания нижних частей".

Наиболее постоянными являются рукава, проходящие по кратчайшему расстоянию между жесткими границами. Это объясняется большими уклонами и скоростями течения, а также условиями подхода наносных скоплений, определяющими количество поступающих наносов. Число рукавов зависит от расхода реки и его изменений. В период нарастания половодья речной поток, переполняя меженное русло, разливается по пойме. При этом на излучинах (плесах) действует хорошо выраженное единое русло, прижатое к вогнутому берегу, а на прямолинейных участках (перекатах) образуются два-три рукава. В период общего спада расходов (в конце половодья) на плесах выделяется главное русло в лощине вдоль вогнутого берега. Перекаты же покрывает сеть рукавов, где выделить главное русло часто затруднительно.

Наибольшее число рукавов образуется на широких перекатах, сопрягающих смежные излучины противоположной кривизны. Ярким примером этого являются перекаты в районе пристани Турткуль, где общая ширина русла составляет 2—3 км.

При дальнейшем уменьшении расхода в реке число рукавов увеличивается, а их ширина и глубина уменьшаются. В этот период возможно нарушение устойчивости смежных рукавов с общими узлами разветвления и слияния, вызывающее разработку одних и отмирание других. Причинами нарушения могут быть:

1. Изменение распределения расхода воды между рукавами

в результате изменения условий ее поступления в каждый из них.

2. Изменение скорости течения в одном из рукавов вследствие изменения продольного уклона в результате развития извилистости или спрямления излучин.

В условиях Амударьи наиболее резкие изменения в направлении развития рукавов отмечены при прохождении кратковременных пиков расходов в весеннее половодье, а также в осенне-зимний и ранневесенний периоды при образовании заторов и зажоров.

Как только установится осенне-зимняя межень, большая часть рукавов обмелевает и высыхает, и движение речного потока приобретает зигзагообразный характер: из плесовой лощины у одного берега — поперек русла на перекате в плесовую лощину у противоположного. Это сильно искривляет динамическую ось потока и уменьшает средний продольный уклон реки. В плесовых лощинах направление течения меняется мало и поэтому уменьшение уклона сосредоточивается на перекатах, где поток приобретает поперечное направление.

Искривление стрежня потока вызывает и кратковременное уменьшение расхода воды на спаде паводковых пиков половодья. Это С. Д. Джаманкараев наблюдал в районе г. Турткуль в 1972 г. При расходах 3000 м³/сек и более речной поток на длине 2 км протекал прямолинейно. На спаде же пика паводка уже при расходах 2000 м³/сек началось искривление его динамической оси вправо, и при дальнейшем уменьшении расхода до 1500 м³/сек он свалился к правому берегу, вызвав интенсивные размывы. Продукты размыва, уносимые потоком, откладывались ниже по течению, вызвав уменьшение глубин с 4,5 до 0,8 м при одновременном увеличении ширины русла с 300 до 500 м.

С началом весеннего половодья речной поток разливается по пойме, искривление его динамической оси уменьшается и продольный уклон на перекатах увеличивается. В результате возможен размыв перекатов и отложение его продуктов в начале плесов. Занесение перекатов в период межени и размыв в начале половодья, как установил В. Е. Тузов, вызывает систематическое перемещение плесов и перекатов вниз по течению реки, со скоростью от 100 до 1500 м за год.

Русловые деформации служат причиной того, что величина уклона водной поверхности Амударьи в явном виде не зависит от расхода воды и конфигурации русла в плане. При одном и том же уровне воды продольные уклоны могут изменяться от 0,00018 до 0,00032 [7]. Средние многолетние их значения для характерных участков по длине реки приведены в табл. 7.

Таблица 7

Средние уклоны Амударьи (по *В. С. Алтунину*)

Участок	Средний уклон, ‰	Участок	Средний уклон, ‰
Келиф — Керки	0,214	Тюямуюн — Ташсака	0,212
Керки — Ильчик	0,220	Ташсака — Турткуль	0,230
Ильчик — Дарганата	0,209	Турткуль — Кипчак	0,158
Дарганата — Данишер	0,164	Кипчак — Чатлы	0,147
Данишер — Тюямуюн	0,188	Ниже Чатлы	0,130

Наряду с продольными уклонами в русле реки наблюдают и поперечные, которые могут достигать 0,0002 — 0,00025. Ширина русла в годовом разрезе может изменяться от 150 до 2000 м.

Характерной особенностью многорукавных русел является их блуждание, выражающееся в плановых перемещениях с известной периодичностью. Так, в створе Ташсака, где речной поток обычно разделяется на системы левобережных и правобережных протоков с соотношением расходов 50—70%, левобережные протоки 7 лет из 12 преобладают над правобережными. Остальные 5 лет более мощными становятся правобережные. Это определяют условия подхода реки к вышележащей теснине Тюямуюн.

Плановые перемещения многорукавного русла Амударьи связаны с интенсивным размывом берегов поймы — *дейгишем*, представляющим собой наиболее выраженный вид местной боковой эрозии. Местное название „дейгиш" обозначает случай, когда в процессе размыва обрушивается обрывистый берег, подмываемый в подводной части. Сейчас это название распространено на все случаи интенсивного размыва амударьинских берегов.

Д. А. Аташев [9] выделяет пять типов дейгиша, из которых непосредственную угрозу для культурных земель и сооружений представляют первые два, названные им *срезающим* и *долбящим (лобовым) дейгишем*. Остальные три типа в своем развитии могут только создавать условия для возникновения первых двух. В. С. Алтунин, С. А. Аннаев и С. А. Аширов (7) различают три типа дейгиша, из которых первый соответствует подъему, а второй — спаду расходов в реке.

С. Т. Алтунин [4], характеризуя интенсивный дейгиш, отмечал его пульсационный (периодический характер): берег размывается сильно аэрированной струей, направляющейся к нему под углом 18 — 20° со скоростями, в полтора-два раза превышающими скорости нормального течения. За 20—30 мин. эта струя смывает полосу берега шириной 15 — 20 м. Через 10 — 15 мин. после этого она ослабевает и затухает. Через 30 — 40 мин. явление повторяется.

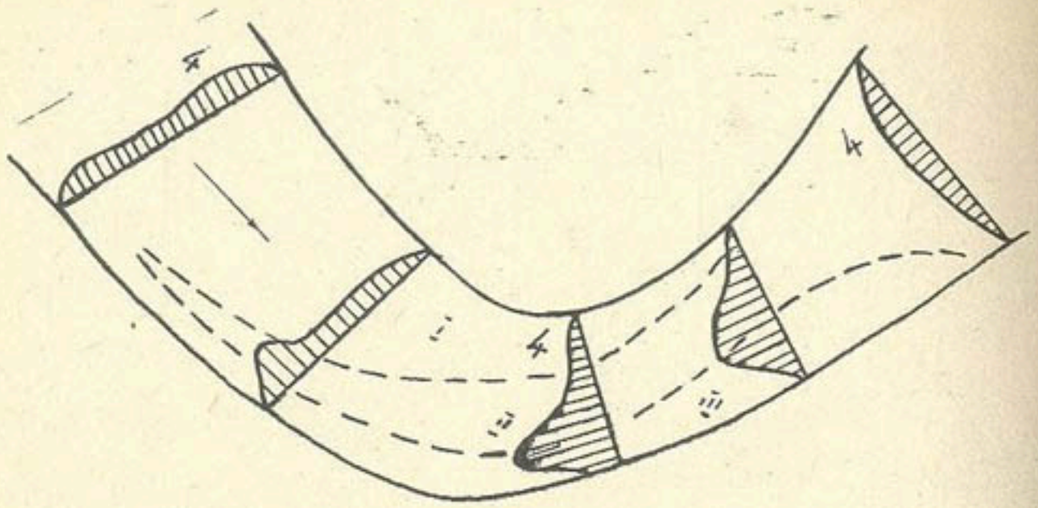


Рис. 12. Схема механизма дейгиша (по *А. М. Мухамедову* и *В. Е. Тузову*):

I — зона свала потока к берегу; *II* — зона перераспределения скоростей; *III* — зона размыва берега; *4* — поперечный профиль русла.

К. Ф. Артамонов [8] считает характерной особенностью дейгиша образование вдоль размываемого берега в поверхностных слоях потока зоны обратных (в сторону от берега) токов шириной 50 — 70 м, которую отделяет от основного потока полоса плывущего мусора и пены.

С. Т. Алтунин и К. Ф. Артамонов объясняют образование дейгиша встречей двух потоков: идущего вдоль плесовой лощины и сваливающегося с переката — вследствие засорения русла наносными отложениями, наиболее выраженного на спаде паводка. Поэтому при снижении уровней в реке интенсивность дейгиша усиливается.

Существует много схем механизма дейгиша и объяснений причины его возникновения: А. М. Мухамедова и В. Е. Тузова [40], А. М. Мухамедова и В. С. Лапшенкова [41], Р. Р. Абдураупова [2] и др. Различные формы проявления этого механизма подробно рассмотрены в работах указанных авторов, а также в книге В. С. Алтунина, С. А. Аннаева и С. А. Аширова [7].

Наиболее важна схема А. М. Мухамедова и В. Е. Тузова: на размываемом участке речного русла выделяются три зоны: *I* — зона свала потока к берегу; *II* — зона перераспределения скоростей и наносов; *III* — зона размыва берега (рис.12). По длине участка третья зона расширяется, и корытообразный профиль русла в начале участка к его концу превращается в параболический. Эта схема соответствует наиболее распространенной и опасной форме проявления дейгиша. Она разработана на основе материалов длительных натурных исследований и хорошо подтверждена экспериментальными данными русловых моделей.

Дейгиш причиняет большой ущерб народному хозяйству Хорезмского оазиса, смывая посевные площади и населенные пункты прибрежной зоны, повреждая дамбы, каналы и другие сооружения. Наиболее сильно (среднегодовая интенсивность смыва по С. Т. Алтунину до 100 м за год) он проявляется в прибрежных районах Южного Хорезма, от Ташсаки до Джумуртау. В северной части Каракалпакии дейгиш слабее (средняя годовая интенсивность смыва здесь не превышает 40 м за год). Ниже Раушана, где русло реки приобретает хорошо выраженную меандрическую форму, дейгиш, по схеме А. М. Мухамедова и В. Е. Тузова, практически отсутствует и заменяется размывом вогнутых берегов излучин обычной циркуляцией на изгибе потока.

Дейгиш высокой интенсивности всегда сосредоточивается на сравнительно коротких (не более 2 — 3 км) периодически перемещающихся участках. По данным С. Т. Алтунина [4], по длине реки одновременный дейгиш возможен во многих точках, располагающихся в среднем через 4 км, то на правом, то на левом берегу (в шахматном порядке). Длина фронта размыва в этих точках 700 — 1500 м. Общая протяженность размыва каждого берега около 15% его длины.

В Южном Хорезме с 1890 по 1950 г. наиболее интенсивно размывался правый берег реки, что привело к перемещению русла в восточном направлении от селения Ак-Камыш до колхоза им. Ахунбабаева Турткульского района. В процессе этого перемещения был смыт Турткуль (Петроалександровск), построенный в 1876 г. на расстоянии более 8 км от береговой кромки. Вдоль левого же берега Амударьи образовалась полоса новых (каирных) земель шириной 11 — 13 км, используемая под посевы сельскохозяйственных культур. В конце 50-х годов в Южном Хорезме начались интенсивные размывы левого берега Амударьи, которые до 1970 г. сосредоточивались на трех участках: 1) в районе Ташсакинского головного регулятора и 8 км канала; 2) в районе головы канала Клычниязбай и 3) на землях колхоза „Коммунизм" Гурленского района Хорезмской области (Аккумский участок). Эти размывы вызывали местные перемещения русла до 3 — 5 км. До конца 60-х годов сильных размывов правого берега не наблюдалось. С началом 70-х годов размыв правого берега возобновился. Наиболее угрожаемыми в 1972 — 1973 гг. были участки у пристани Турткуль и в районе нового г. Турткуль, который построен в 10 км севернее старого. Наибольшая ширина полосы смыва на этих участках в 1972 г. доходила до 800 м, а в 1973 г. — 360 м.

§ 2. ОСНОВНЫЕ МЕРОПРИЯТИЯ ПО БОРЬБЕ С ДЕФОРМАЦИЯМИ РУСЛА АМУДАРЬИ В ПРОЦЕССЕ ЭКСПЛУАТАЦИИ ОРОСИТЕЛЬНЫХ СИСТЕМ

Как уже отмечалось, на эксплуатацию головных участков оросительных систем в низовьях Амударьи большое влияние оказывают деформации многорукавного русла и общие боковые перемещения реки на участке водозабора. Первые, изменяя условия водозабора, в ряде случаев нарушают обеспеченность плановой водоподачи или вызывают интенсивное забрасывание головного участка канала крупными фракциями песчаных наносов. Вторые создают угрозу подмыва и разрушения головного сооружения (канал Клычниязбай) или головного участка магистрального канала (каналы Ташсака и Пахтаарна). Кроме того, в случае общего отхода реки от точки водозабора деформации русла могут ухудшить условия водозабора вплоть до полного прекращения водоподачи. Проявляясь на многих участках береговой линии, они создают угрозу смыва береговых дамб обвалования и находящихся под их защитой каналов распределительной и оросительной сети.

Полностью устранить возможность блуждания речного русла и связанных с ним вредных явлений можно только регулированием его капитальными сооружениями. Впервые в условиях Амударьи этот вопрос поднимали при проектировании Ташсакинского регулятора. В проекте его рассматривалась схема регулирования русла системой шпор длиной 2 — 3 км, которые должны были постоянно прижимать речной поток к левому берегу в районе водозабора [5].

В 60-х годах А. М. Мухамедов, Х. А. Ирмухамедов и др. [42] на основании результатов модельных исследований разработали схему регулирования Амударьи системой из семи длинных шпор со сквозными оголовками на участке от створа выше Ташсакинского регулятора до створа водозабора в канал Пахтаарна. Схема обеспечивала устойчивый водозабор в оба канала и предотвращала интенсивные размывы берегов на участке при широком диапазоне изменения речного расхода. Однако широко развернувшееся строительство Тюямуюнского водохранилищного узла, к которому будут подключены Ташсакинский канал и Пахтаарна, и высокая стоимость намеченных капитальных защитно-регулировочных сооружений не дали возможности ее осуществить. Учитывая, что регулирование русла капитальными сооружениями выходит за рамки эксплуатационных мероприятий, поднятый вопрос нами подробнее не рассматривается. Правила проектирования капитальных защитно-регулировочных сооружений, их конструкции, методы расчетов и результаты экспериментальных и натурных исследований их работы достаточно полно освещены в трудах С. Т. Алтунина [4], А. М. Мухамедова [42] и других авторов.

При существующем положении в практике эксплуатации головных участков оросительных систем в низовьях Амударьи плановую водоподачу в случае неблагоприятных переформирований многорукавного русла обеспечивают расчисткой питающих протоков землесосами и другими эксплуатационными мероприятиями. В качестве примера можно привести описанные в главе I работы по поддержанию водозабора в канал Пахтаарна.

Ранее работы по расчистке питающих протоков производили на головных участках оросительных систем эпизодически, в основном в период весеннего маловодья, когда при открытии каналов для весенних промывных поливов обнаруживалась нехватка воды в питающем протоке. Для расчистки протоков применяли землесосы, рыхление дна накладными зарядами и даже взмучивание донных отложений колесами пароходов, курсировавших в протоке или работавших на приколе в местах интенсивного заиления. Чтобы усилить разработку протока, Амударьинское пароходство иногда переносило в него судовой ход.

Такие работы для поддержания водозабора неоднократно проводили в 40 — 50-х годах перед Ташсакинским регулятором. При этом расчистку питающих левобережных протоков часто сочетали с перекрытием рукавов, по которым вода уходила в сторону правого берега. Перекрытие осуществляли земляными перемычками, намывавшимися землесосами.

В большинстве случаев питающие протоки расчищали по всей длине: выше и ниже точки водозабора. Но иногда при недостаточной мощности парка землесосов работы сосредоточивали только на верхнем участке.

Если река смещалась к противоположному берегу и перед точкой водозабора образовывался каир, этот участок превращали в подводящую прорезь. Если же дальнейшее поддержание прорези становилось нерациональным из-за сильно увеличившейся длины или значительного ухудшения условий в голове, ее отрывали заново по специально выбираемой трассе. Такие случаи встречались к концу весенней межени у головы Клычниязбая и на спаде летнего половодья у головы Кипчак-Бозсу.

Гидравлические элементы поддерживаемых протоков или прорезей, а также потребные объемы перемычек и землечерпательных работ определяли с помощью простейших расчетов, основанных на глазомерной оценке распределения расходов между протоками и опыте работ прошлых лет.

Руслорегулировочные сооружения для обеспечения водоподачи в оросительные системы нижнего течения и дельты Амударьи практически почти не строились, хотя попытки применять такие сооружения в общем комплексе работ были. Так, весной 1947 г. для обеспечения водозабора в Ташсакинский регулятор, ухудшившегося из-за обмеления питающего ле-

вобережного рукава, вызванного общим смещением реки вправо, была построена таштуганная водозахватная шпора длиной 42 м. Она отходила от правого устоя регулятора и увеличивала расход канала на 5 м³/сек. В марте — апреле следующего 1948 г. перед регулятором построили более мощную таштуганную дамбу. По проекту она должна была иметь длину 240 м. Но построили только начальную часть длиной 180 м, так как повысившиеся уровни в реке стали обеспечивать водозабор плановых расходов. Увеличение расхода канала под действием дамбы оценивалось 8 — 10 м³/сек. Подробное описание конструкции дамбы (с чертежами) и русловой обстановки перед регулятором до ее постройки приведены в книге [5].

В последующие годы для увеличения водозабора в Ташсакинский регулятор несколько раз строили водозахватные шпоры из двух-трех сипаев. Шпоры длиной до 15 м примыкали к его правому устою.

Все описанные сооружения имели временный характер и из-за слабости конструкции быстро разрушались паводком.

Борьбу с размывом берегов (дейгишем) осуществляли лишь на головных участках двух крупнейших межреспубликанских каналов Южного Хорезма (Ташсакинский и Клычниязбай) при возникновении аварийной ситуации.

Противодейгишные работы велись с долевым участием Хорезмской и Ташаузской областей, а у головы Клычниязбая также Каракалпакской АССР. Руководство работами осуществляли межреспубликанские штабы, создававшиеся по решению правительства. Из-за высокой стоимости работы финансировались по особым каналам.

Первоначально основным методом противодейгишных работ было укрепление размываемого берега конструкциями из местных материалов (каменно-хворостяная кладка, карабуры с загрузкой камнем или бракованным сборным железобетоном, ветвистые заграждения из закрепленных на берегу анкерными оттяжками деревьев). В ряде случаев предпринимали попытки русловыпрямительных работ с помощью землесосов и даже колесных пароходов. Чтобы ослабить свал потока к берегу, расчищали протоки, способные отвлечь часть расхода воды в безопасную сторону.

Почти одновременно принимались меры для предотвращения возможной аварии переносом канала дальше от береговой кромки (строительство обводных русел, Ташсакинского магистрального канала) или постройкой нового головного сооружения (канал Клычниязбай).

Краткая характеристика этих работ уже была дана в § 4 главы I. Подробное их описание можно найти в [26].

В последнее время началось строительство капитальных берегозащитных сооружений, осуществляемое по специальным инженерным проектам (шпоры из сквозных железобетонных

тетраедров у головы Клычниязбая, свайные шпоры в местности Алибабадинг и т. п.). Вместе с тем изучение работы землечерпательных прорезей, устраиваемых для спрямления речных излучин и ослабления свалов потока к берегу, в натурных условиях и на модели, выполненное под руководством А. М. Мухамедова научными сотрудниками отдела русел САНИИРИ Х. А. Ирмухамедовым, О. А. Каюмовым, Р. Уркинбаевым и др., позволило повысить качество проектов спрямлений и правильно выбирать размеры прорези и момент их включения. Благодаря этому строительство прорезей в нижнем течении Амударьи стало одним из весьма эффективных мероприятий. Одной из первых успешно осуществлена в 1969 г. прорезь ниже Ташсакинского регулятора, построенная под руководством К. Х. Имамутдинова и при консультации отдела русел САНИИРИ. Введена в действие прорезь у пристани Турткуль, ослабляющая свал потока к правому берегу реки. Описание этих прорезей, а также общая характеристика прорезей, проектировавшихся или построенных в нижнем течении Амударьи, приведены в книге [18]. Подробные сведения о правилах проектирования и методах расчета спрямляющих прорезей, с описанием осуществленных спрямлений и результатов их исследований в натуре и на модели, а также сведения о конструкциях инженерных противодейгишных сооружений, методах их расчета и проектирования, об исследованиях их работы на моделях и в натурных условиях можно найти в трудах С. Т. Алтунина [4], А. М. Мухамедова [42] и др.

Для успешной эксплуатации головных участков оросительных систем, особенно на участке от Ташсаки до Джумуртау, в условиях свободного блуждания реки, желательно осуществлять прогнозы жизнеспособности питающих рукавов и протоков, а также возможных их боковых перемещений и общих смещений реки в створе водозабора. В более широком плане прогнозы такого типа было бы рационально организовать на всем протяжении реки, исключая лишь участки с прочными, трудно размываемыми берегами.

Достаточно надежные прогнозы, основанные на материалах систематических промеров русла, производимых специально организованной службой, позволят заблаговременно выполнять русловыправительные и регулировочные работы.

Русловый процесс в условиях Амударьи протекает быстро (расходы воды в периоды паводковых пиков половодья изменяются быстро, грунты берегов и дна реки отличаются легкой подвижностью), поэтому заблаговременность большинства прогнозов можно ограничивать одним месяцем. В принципе для составления некоторых видов прогнозов, как, например, выявление тенденции питающего рукава к отмиранию или боковому перемещению в сторону от водозабора, а также интенсив-

ности перемещения береговой кромки в местах размывов, можно использовать методы русловых расчетов.

Русловые расчеты, очевидно, нужны и для определения оптимальных размеров питающего протока, которые следует поддерживать землечерпанием при обеспечении водозабора в меженный период. Для этого необходимо знать сущность основных методов русловых расчетов и их теоретические основы.

§ 3. ОСНОВНЫЕ МЕТОДЫ РУСЛОВЫХ РАСЧЕТОВ И ИХ ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ОСНОВЫ

Современная динамика русловых потоков для точного расчета русловых деформаций использует системы уравнений одномерного потока в деформируемом русле Сен-Венана или двухмерных уравнений мелкой воды (плановая задача).

Методы расчетов в форме одномерной задачи, оперирующей с осредненными для всего сечения скоростями течения, глубинами, деформациями дна и другими показателями на основе уравнений Сен-Венана, разрабатывали И. И. Леви, М. С. Пахсарян и многие другие применительно к расчетам деформаций плесов и перекатов в бытовых условиях, общих деформаций русла при изменении базиса эрозии, деформаций бьефов подпорных гидроузлов и водохранилищ и т. п.

Двухмерную плановую задачу, оперирующую с локальными характеристиками потока, осредненными по глубине, но с учетом их изменения по ширине русла, разрабатывали Н. Г. Мелещенко, И. И. Леви, К. И. Россинский и др. для построения плана течений и расчета распределения скоростей по длине и ширине потока в бытовых прямолинейных и криволинейных руслах, а также при движении потока с водоворотами (нижние бьефы гидроузлов, местные расширения русла, зона действия поперечных защитно-регулировочных сооружений и т. п.). Основы ее заложил выдающийся ученый гидротехник Н. М. Бернадский.

Уравнения Сен-Венана включают:

а) уравнение движения

$$-\frac{\partial z_w}{\partial x} = \frac{v^2}{c^2 H} + \frac{v}{g}\frac{\partial v}{\partial x} + \frac{1}{g}\frac{\partial v}{\partial t}; \tag{3.3}$$

б) уравнение неразрывности

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial \omega}{\partial t} = 0; \tag{3.4}$$

в) уравнение деформации

$$\frac{\partial Q_s}{\partial x} + (1-\varepsilon)\left[B\frac{\partial z_s}{\partial t} + H\frac{\partial B}{\partial t} + \frac{\partial(\mu\cdot\omega)}{\partial t}\right] = 0. \tag{3.5}$$

Чтобы замкнуть систему, содержащую шесть неизвестных: Z_w, C, H, Q, Q_s и B, добавляют три дополнительных условия;

г) формулу сопротивления

$$C = f_1(k_1; H); \tag{3.6}$$

д) формулу расхода наносов

$$Q_s = f_2(k_2; d; v; B); \tag{3.7}$$

е) формулу связи между основными размерами поперечного сечения русла

$$B = f_3(k_3; H) \tag{3.8}$$

или вертикальными и боковыми деформациями

$$\frac{\partial z_s}{\partial t} = f_4\left(k_5\frac{\partial B}{\partial t}\right). \tag{3.9}$$

В этих уравнениях и формулах:

Z_w и $Z_s = Z_w - H$ — ординаты водной поверхности и дна, отсчитываемые от горизонтальной плоскости, совпадающей с осью $O-X$;

Q и Q_s — расходы воды и наносов;

$v = \frac{Q}{\omega}$ — средняя скорость течения воды, м/сек;

$\omega = B\cdot H$ — площадь живого сечения потока (B — ширина по урезу воды; H — средняя глубина);

ε — пористость донных отложений;

$\mu = \frac{\rho}{\tau_н}$ — удельное содержание (мутность) наносов;

k_1; k_2; k_3 и k_4 — постоянные, определяемые конкретными характеристиками грунта, слагающего ложе реки и наносов (шероховатость ложа, фракционный состав наносов и т. п.).

Замкнутую систему интегрируют при заданных начальных и граничных условиях:

$$Z_{wo} = Z_{wo}(x);\ H_0 = H_0(x);\ Q_н = Q_н(t);$$
$$Q_{sн} = Q_{sн}(t);\ Z_{wн} = Z_{wн}(t), \tag{3.10}$$

где индексом 0 помечены величины, соответствующие началу отсчета времени $t = 0$, а индексом $н$ — величины, соответствующие створу в начале рассматриваемого участка.

В случае двухмерной плановой задачи число основных уравнений увеличивается до четырех (прибавляется уравнение движения в поперечном направлении), а дополнительные условия должны учитывать, кроме сопротивления трения у дна, еще сопротивление по боковым граням выделяемых вертикальных элементов, обусловливаемое неравномерным распределением продольных скоростей по ширине русла.

Кроме того, формулы (3.6) и (3.7) принимают для осредненных условий по вертикали, а (3.8) в виде уравнения поперечного профиля потока для начальных условий с учетом закономерностей изменения его в процессе деформации дна и берегов.

Начальные и граничные условия интегрирования замкнутой таким образом системы уравнений плановой задачи в принципе идентичны условиям одномерной задачи. Дополнительные условия вида (3.6 — 9), замыкающие системы уравнений одномерной и плановой задачи, не имеют достаточно общих выражений, пригодных для любых условий. Формула (3.7) для определения расхода донных и взвешенных наносов имеет принципиально разные выражения. Кроме того, для донных наносов есть несколько десятков формул (В. Н. Гончарова, И. И. Леви, И. В. Егиазарова и др.), отличающихся своей структурой. Много формул, существенно различающихся по структуре, дано и для транспортирующей способности потока, насыщенного взвешенными наносами (формулы И. И. Леви, А. Н. Гостунского, С. Х. Абальянца, А. Г. Хачатряна и др.). Результаты расчетов по этим формулам имеют большую разницу, но в узких границах условий, для которых они выведены, формулы достаточно точны.

Условие (3.8) для недеформируемых берегов выражается уравнением очертания поперечного профиля, которое носит резко индивидуальный характер, хотя в ряде случаев его приближенно заменяют параболами высших степеней. При деформируемых же берегах задача осложняется неизученностью закономерностей боковых деформаций, которые могут быть описаны пока только частными графическими зависимостями [18].

Приводимые К. В. Гришаниным [16], В. Н. Михайловым [38] и др. обобщенные выражения формул (3.6-7-8) недостаточно полно отражают все их многообразие.

К сказанному надо добавить, что входящие в выражение заданных начальных и граничных условий (3.10) гидрографы жидкого $Q_н = Q_н(t)$ и твердого $Q_{sн} = Q_{sн}(t)$ стоков носят весьма частный характер, а их схематизация не всегда возможна. Все это делает практически невозможной разработку общих решений одномерной и плановой задач.

Частные решения и составленные по ним алгоритмы и программы для расчетов с помощью электронно-вычислительных машин могут применяться там, где принятые ими выражения (3.6-7-8) и (3.10) достаточно подтверждаются натурными данными. Применение этих решений для прогнозирования русловых деформаций в процессе эксплуатации оросительных систем пока практически неосуществимо.

Сложность точных решений вызвала многочисленные разработки приближенных методов русловых расчетов. Некото-

рые из них, применяемые для прогноза русловых деформаций в бьефах плотинных гидроузлов, рассматриваются в главе IV. Для расчетов элементов бытового русла в настоящее время применяют гидрометрический, гидравлический и гидролого-морфометрический методы, которые подробно освещены в книге В. Н. Михайлова [38] и других работах.

Гидрометрический метод, основанный на зависимостях между характеристиками потока и русла, получаемых статистической обработкой натурных данных, применяют для прогнозных расчетов в створах с большим объемом таких данных. В условиях дельты Амударьи его применяли М. М. Рогов, С. С. Ходкин и С. К. Ревина [49] для прогноза развития дельтовых рукавов в связи со снижением уровня Аральского моря и сокращением стока реки и в других случаях.

Гидравлический метод основан на уравнениях речной гидравлики с проверкой и уточнением решения по данным натурных наблюдений, объем которых может быть небольшим.

При *гидролого-морфометрическом методе* используют гидролого-морфологические зависимости, уточняемые по данным ближайших створов гидрометрическим методом. В. Н. Михайлов [38] выводит указанные зависимости этого метода, исходя из пяти уравнений, представляющих частные выражения уравнений (3.3-4-5) и формул (3.6-7-8). Эти уравнения удовлетворяют условиям установившегося равномерного движения воды и наносов, а также продольной и поперечной устойчивости русла. При этом под *продольной устойчивостью* понимают отсутствие деформаций продольного профиля дна, а под *поперечной* — постоянство площади сечения и ширины по урезу воды. Отметим, что реальное русло считается устойчивым, если в течение длительного времени оно практически сохраняет постоянную форму и осредненные характеристики при знакопеременных деформациях в отдельные периоды и поперечных перемещениях, не изменяющих размеров и формы сечения [38]. По М. А. Мосткову [39], различают *статическую* и *динамическую устойчивости,* соответствующие двум предельным состоянием русла, при которых его деформации невозможны. При статической устойчивости таким состоянием является русло статического (предельного) равновесия, в котором не транспортирующий руслообразующих наносов поток протекает с предельными скоростями без размывов. Предельным состоянием при динамической устойчивости является русло динамического (подвижного) равновесия, при котором осуществляется полный транзит без отложения или дополнительного насыщения за счет размыва.

Полученные В. Н. Михайловым раздельно для статической и динамической устойчивости гидролого-морфометрические зависимости в конечном счете сведены им к следующим уни-

версальным зависимостям, пригодным для дельтовых участков многих рек [38]:

$$\left.\begin{aligned} B &= A_в Q^{1/2} \\ H &= A_н Q^{1/3} \\ \omega &= A_\omega Q^{5/6} \\ I &= A_j Q^{-1/5} \end{aligned}\right\} \qquad (3.11)$$

Для дельты Амударьи коэффициенты A имеют значения: $A_в = 4{,}60$, $A_н = 0{,}36$, $A_\omega = 1{,}65$ и $A_i = 31{,}7 \times 10^{-5}$.

Построенные по (3.11) с указанными коэффициентами гидролого-морфометрические зависимости для рукавов дельты Амударьи показаны на рис. 13. Если при данном расходе натурная площадь сечения меньше, а средняя скорость течения больше значений, определяемых этими зависимостями, то русло размывается, в противном случае можно ожидать заиления и отмирания рукава. Согласно В. Н. Михайлову, рукав Левый Актай, полностью заилившийся в 1968 г. имел тенденцию к заилению еще в 1965 г., когда при расходе $Q = 170$ м³/сек площадь его сечения была 170 м², а средняя скорость — 1,03 м³/сек (согласно рис. 13 при $Q = 170$ м³/сек площадь сечения устойчивого русла 100 м², а средняя скорость 1,5 м/сек). Однако использование формул (3.11) для прогнозных расчетов рукавов Амударьи в районе водозаборов требует трудоемких специальных проработок, для которых пока нет данных. Поэтому ниже в § 5 предлагается другой метод прогнозных расчетов.

§ 4. СОВРЕМЕННЫЕ НАПРАВЛЕНИЯ В ТЕОРИИ ПОПЕРЕЧНОЙ УСТОЙЧИВОСТИ РЕЧНЫХ РУСЕЛ

Развитие исследований русловой устойчивости и новейшие направления в изучении этой проблемы рассматривают К. В. Гришанин [16] и ряд других авторов. Как следует из их работ, в настоящее время при решении вопросов продольной устойчивости русел рек и каналов в несвязных грунтах большое внимание уделяют начальной устойчивости плоского дна, исследуемой методом малых возмущений. Вопросы же поперечной устойчивости решают на основе подобия натурных и лабораторных измерений.

Нам представляется целесообразным, ограничив понятие поперечной устойчивости условием отсутствия бифуркации — раздвоения русла, связать его с образованием парных винтов поперечной циркуляции в прямом русле. Первым образование таких винтов установил А. И. Лосиевский [36], выделивший на основе лабораторных опытов четыре типа циркуляции (рис. 14). Циркуляция второго типа — сходящаяся по дну, отжимая полосу движения донных наносов в среднюю часть русла, может

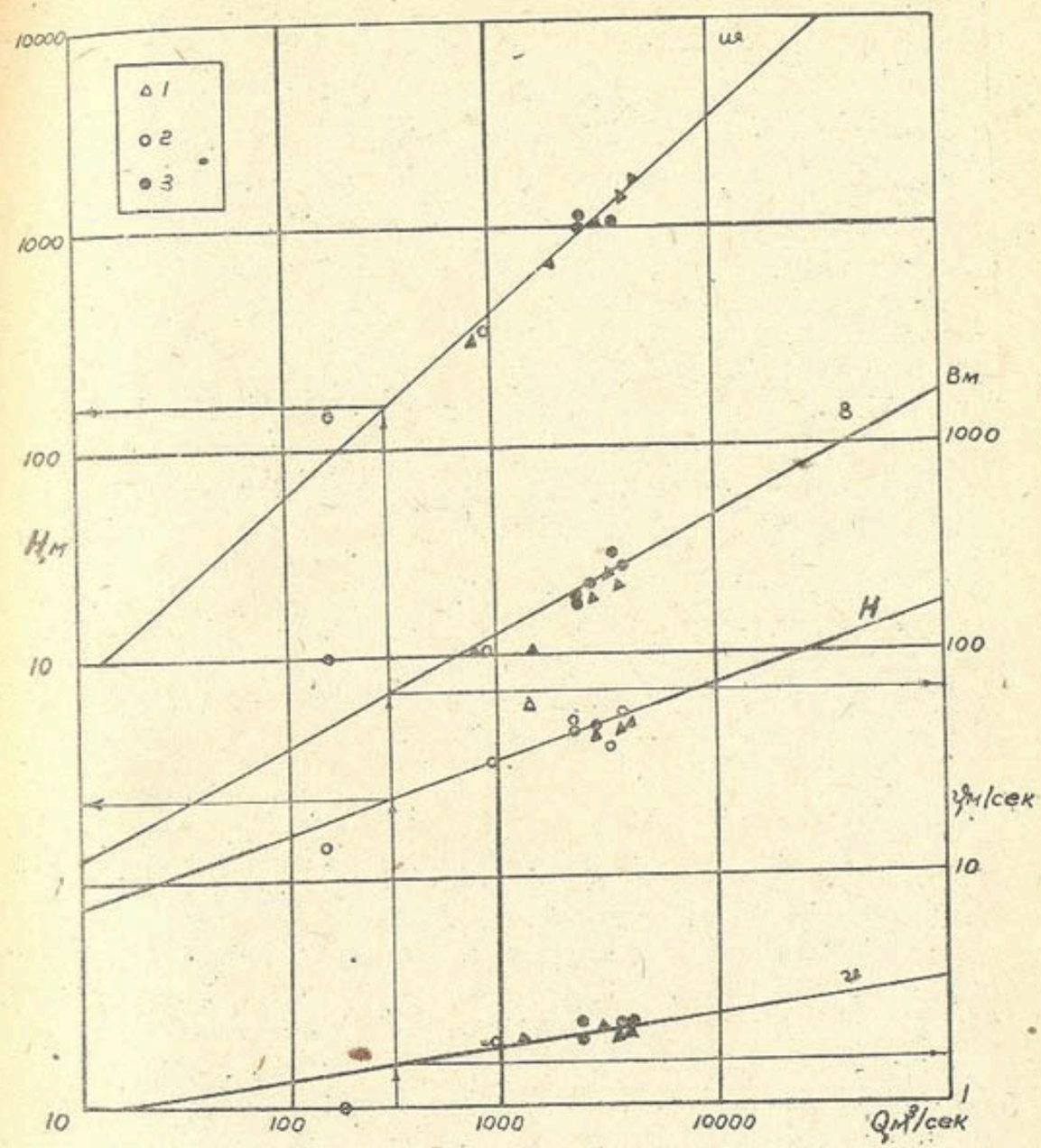


Рис. 13. Гидролого-морфологические зависимости для рукавов дельты Амударьи (по *В. Н. Михайлову*):

ω — кривая площадей; *B* — кривая ширин; *H* — кривая средних глубин; *v* — кривая скоростей в зависимости от расхода воды *Q*, м³/сек.
1, *2* и *3* — натурные точки устойчивых протоков.

вызвать перегрузку потока наносами и их отложение с образованием мели, разделяющей русло на две части. Более точные и тонкие эксперименты для изучения циркуляционных течений в каналах прямоугольного сечения произвел Н. П. Зрелов [22]. Они показали необходимость уточнить схемы циркуляции рис. 14.

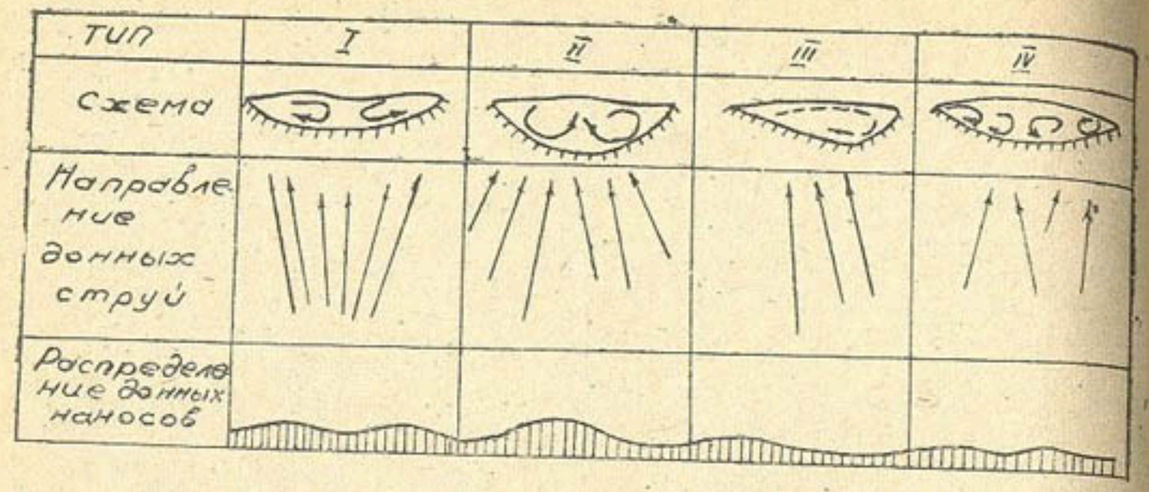


Рис. 14. Характеристика основных типов поперечных циркуляционных течений (по *А. И. Лосиевскому*):

I — расходящееся по дну; *II* — сходящееся по дну; *III* — одиночное; *IV* — многопарное.

Как отмечает М. А. Мостков [39], в литературе есть высказывания, отрицающие поперечную циркуляцию в прямых руслах. Поэтому он на основе анализа дифференциальных уравнений движения турбулентного потока, предложенных В. М. Маккавеевым, показал, что в условиях равномерного движения поперечная циркуляция в прямом русле может существовать даже при отсутствии потенциала поперечных скоростей (поперечного уклона). Для ее возникновения достаточно изменения продольных скоростей течения потока, вызываемого изменением глубин воды над откосом. В речных руслах поперечную циркуляцию может вызывать поперечный уклон водной поверхности, который при нарастании расхода направлен от стрежня к берегам, а при спаде — от берегов к стрежню.

В настоящее время есть много решений задачи о поперечной устойчивости русел. Краткий их обзор приводит Ю. А. Ибад-Заде [24].

Нам представляется целесообразным выделить два основных направления: а) теоретическое и б) эмпирическое (морфометрические формулы).

Теоретическое направление рассматривает указанные ранее предельные состояния русла, при которых деформации поперечного профиля невозможны. При этом большинство решений дано для русла статического равновесия.

В самом теоретическом направлении можно выделить два поднаправления: первое определяет только основные элементы устойчивого русла (ширину и глубину или соотношение между ними) при заданном очертании поперечного сечения, а второе — очертание поперечного сечения, удовлетворяющее принятому условию устойчивости.

Примерами работ первого поднаправления являются исследования А. Н. Гостунского [15], М. С. Вызго [13] и А. В. Троицкого [51]. А. Н. Гостунский, принимая параболическое русло, дает формулы для определения его элементов, удовлетворяющих одновременно условию неразмываемости и незаиляемости. Формулы М. С. Вызго определяют элементы сечения, исходя из пропускной способности, шероховатости и свойств грунтов ложа.

Особое место занимают работы А. В. Троицкого [51]. В них при заданной форме сечения устанавливаются его элементы, соответствующие гидравлической устойчивости потока. Условием ее принят максимум параметра кинетичности (число Фруда) при постоянстве площади живого сечения, определяемый выражением:

$$\frac{d\Pi}{dH} = \frac{\omega^{1+2y}}{2gn} \cdot \frac{d}{dH}\left(\frac{1}{H \cdot \chi^{1+2y}}\right), \qquad (3.12)$$

где χ — смоченный периметр;

y — показатель степени в формуле Н. Н. Павловского;

n — шероховатость ложа.

Условие (3.12) определяет предел применимости формулы Шези, так как при уменьшении глубины потока H после его достижения (3.12), проявляются парные винты поперечной циркуляции. Это подтверждено в работе [51] сечениями натурных каналов с изотахами. Продолжая работы А. В. Троицкого, Р. М. Каримов [28] дал формулы для определения элементов гидравлически устойчивого сечения трапецеидального, кругового, параболического и других форм русла.

Примером второго поднаправления могут служить работы А. Витольса, Г. Т. Вепхвадзе, М. А. Мосткова, Ю. А. Ибад-Заде, Ю. Г. Иваненко, Ю. М. Кузьминова и И. А. Бузунова.

В работах А. Витольса, Ю. А. Ибад-Заде [24] и Ю. Г. Иваненко [25] очертание поперечного профиля живого сечения потока получено методами вариационного исчисления. При этом обобщенная изопериметрическая задача решалась с введением дополнительных условий, позволяющих составить вспомогательный функционал, дающий безусловный экстремум (максимум) пропускной способности. В качестве такого условия принимали: постоянство скорости по периметру (А. Витольс), постоянство длины смоченного периметра (Ю. А. Ибад-Заде) или постоянство площади живого сечения (Ю. Г. Иваненко). Полученное очертание профиля близко к сегменту круга или квадратичной параболе. Обосновывая свой подход к решению, Ю. А. Ибад-Заде [24] указывает, что устойчивое русло должно иметь форму, на образование которой поток затратит минимальную работу, что эквивалентно руслу наибольшей пропускной способности.

Работы Г. Т. Вепхвадзе [12], М. А. Мосткова [39] (русло

предельного равновесия), Ю. М. Кузьминова [32] и И. А. Бузунова посвящены построению очертания равноустойчивого откоса, получаемого из условия одинаковой устойчивости частицы грунта, в любой точке откоса, включая и горизонтальную подошву у дна. В этих работах учитывается, что сдвигающее частицу гидродинамическое воздействие потока усиливается составляющей от ее веса, параллельной откосу, а удерживающая сила от веса, проектируемого на нормаль к откосу уменьшается.

Г. Т. Вепхвадзе и М. А. Мостков в составе гидродинамического воздействия учитывали поперечное циркуляционное течение, а Ю. М. Кузьминов и И. А. Бузунов при определении гидродинамического воздействия отсчет глубин производили по направлению нормали к откосу. Это позволило им не учитывать по боковым поверхностям выделяемых элементов потока касательные напряжения турбулентного трения, вызываемые градиентом скорости по ширине. Разница между решениями И. А. Бузунова и Ю. М. Кузьминова в том, что в первом учет сдвигающего гидродинамического воздействия на частицы грунта откоса произведен, исходя из продольных скоростей течения, а во втором — исходя из влекущей силы. При этом Ю. М. Кузьминов проверил и уточнил полученное теоретически критериальное условие устойчивности частицы на откосе опытами в специальном напорном лотке при разных значениях поперечного уклона дна, покрывавшегося песчаными фракциями различного диаметра (от 4—3 до 0,5—0,25 мм).

Уточненное опытами критериальное условие устойчивости частиц приводит к следующему уравнению очертания откоса:

$$\frac{B}{2H_{max}}\xi = \frac{\sqrt{1+m_{гр}^2}}{2m_{гр}} \arccos \frac{1+m_{гр}^2-\zeta}{m_{гр}^2} - \frac{\sqrt{2(\xi-2m_{гр}^2\eta^2-1)}}{m_{гр}}, \quad (3.13)$$

где

$$\zeta = \sqrt{4m_{гр}^2(1+m_{гр}^2)\eta^2+1}; \quad (3.14)$$

$\eta = \frac{h}{H_{max}}$; $\xi = \frac{2x}{B}$; $m_{гр} = \operatorname{tg}\varphi_0$ (φ_0 — угол естественного откоса грунта).

При $d < 1{,}5$ мм второй член правой части (3.13) составляет 4 — 10% первого и им можно пренебречь.

Распространяя уравнение (3.13) на оба берега, Ю. М. Кузьминов принимает его за уравнение поперечного профиля русла. Сравнение профиля по (3.13) с натурными поперечниками Каракумского канала и канала Клычниязбай показало удовлетворительное совпадение [32]. Подстановка в (3.13) $\xi = 1{,}0$ и $\eta = 0$ дает

$$B = \frac{\pi\sqrt{1+m_{гр}^2}}{m_{гр}} H_{max}. \quad (3.15)$$

Как указывает Ю. А. Ибад-Заде, отношение $B : H_{max}$, вычисленное по (3.15) — достаточно близко к значениям, полученным по его теоретическому решению при $\varphi_0 = 10-25°$ и $n = 0{,}025$.

Уравнение очертания откоса (профиль) статического равновесия, полученное Г. Т. Вепхвадзе, а затем М. А. Мостковым, имеет вид

$$\eta = \cos\frac{\pi\xi}{2}, \quad (3.16)$$

где

η и ξ — то же, что и в (3.13).

Для ширины русла по урезу воды B в процессе вывода (3.16) получена формула

$$B = \frac{\pi(1 \mp D)}{f} H_{max}, \quad (3.17)$$

где f — коэффициент трения грунта (с учетом формы частиц, гранулометрической характеристики, типа укладки и сцепления);

D — функция касательных напряжений у дна, вызываемых поперечной циркуляцией, а также диаметра частиц грунта и глубины потока на стрежне (знак при D определяется типом поперечной циркуляции).

При отсутствии поперечной циркуляции ($D = 0$):

$$B = \frac{\pi}{f} H_{max} \quad (3.18)$$

формулу (3.18) можно получить и непосредственно из (3.16), подставляя $\xi = \frac{2x}{B}$ и $\eta = 1 - \frac{y}{H_{max}}$ и беря производную по x, что после решения относительно B дает

$$B = \frac{y}{\left(\frac{dy}{dx}\right)_0} H_{max}, \quad (3.19)$$

где $\left(\frac{dy}{dx}\right)$ — тангенс угла наклона к горизонту касательной, проведенной к очертанию профиля у уреза воды.

Наибольшее значение $\left(\frac{dy}{dx}\right)_0$ для несвязных грунтов равно тангенсу угла естественного трения грунта $\operatorname{tg}\varphi_0$. Следовательно, наименьшая ширина русла статического равновесия при отсутствии поперечной циркуляции будет:

$$B = \frac{\pi}{m_{гр}} H_{max}. \quad (3.20)$$

Сравнивая формулы (3.15) и (3. 20), имеем, что решения Г. Т. Вепхвадзе и М. А. Мосткова дают ширину по урезу воды в $\sqrt{1+m_{гр}^2}$ раз меньше, чем решение Ю. М. Кузьминова.

Определив в соответствии с уравнением (3.16) площадь живого сечения потока, М. А. Мостков пришел к выражению $H_{max} = \frac{\pi}{2} H = 1{,}57\,H$, что совпадает со средними значениями, полученными С. Х. Абальянцем для Амударьи.

М. А. Мостковым получен также профиль русла подвижного (динамического) равновесия для условия, когда материал русла составлен из взвешенных наносов реки, но его фракционный состав не полностью отвечает составу наносов, взвешиваемых потоком. Это соответствует условиям Амударьи. Уравнение профиля, основанное на равенстве между уносимыми и приносимыми наносами для любой точки его поверхности, а также связи между касательными напряжениями у дна и размерами фракций, остающихся взвешенными, имеет выражение:

$$\xi = \frac{1}{1-2\pi}\left(\sqrt{1-\eta^2} - 2\lambda \arcsin\sqrt{1-\eta^2}\right) \qquad (3.21)$$

где λ — отношение параметров кинетичности поперечных и продольного течений; ξ и η — то же, что и в (3.13).

При отсутствии поперечной циркуляции ($\lambda = 0$)

$$\xi = \sqrt{1-\eta^2}, \qquad (3.22)$$

что соответствует параболе второй степени.

Ширина русла по урезу воды определяется формулой

$$B = (1 - \lambda\pi)\left(\frac{v_*}{u}\right)^2 \frac{c^2}{g} H_{max}, \qquad (3.23)$$

где v_* — динамическая скорость;

u — гидравлическая крупность наносов;

c — коэффициент Шези.

Средняя глубина потока

$$H = \frac{\pi - 8\lambda}{4(1-\pi\lambda)} H_{max}. \qquad (3.24)$$

Из (3.24) следует, что при $\lambda = 0$; $H_{max} = \frac{4}{\pi} H = 1{,}28\,H$, т. е. меньше, чем у русла статического равновесия. При увеличении λ значение H_{max} уменьшается, и при $\lambda = 0{,}188$. $H_{max} = H$. В этом случае поперечный профиль приближается к прямоугольнику. Приводимые в книге М. А. Мосткова [39] профили статического (по 3.16) и динамического (по 3.22) равновесия показывают, что последний более заглублен в прибрежной части и имеет более ровное дно.

Рассматривая случай отсутствия поперечных течений ($\lambda = 0$) из (3.24), принимая $C = \frac{1}{n} H^{1/6}$, получим:

$$B = \frac{1{,}28}{gn^2}\left(\frac{v_*}{u}\right)^2 H^{4/3} \qquad (3.25)$$

Обозначая

$$\frac{1{,}28}{gn^2}\left(\frac{v_*}{u}\right)^2 = K^{4/3},$$

из (3.25) имеем

$$B^{0.75} = k \cdot H. \qquad (3.26)$$

Такую формулу, представляющую собой частное выражение приводимой ниже формулы (3.30), рекомендует для расчета устойчивых русел рек с мелкопесчаными наносами В. С. Лапшенков [33]. Подставляя в (3.22) $\xi = \frac{2x}{B}$; $\eta = 1 - \frac{y}{H_{max}}$ и беря производную по x, получим, решая относительно $\frac{dy}{dx}$

$$\frac{dy}{dx} = \frac{H_{max}\sqrt{1-\eta^2}}{B\eta}. \qquad (3.27)$$

У уреза воды $y = H_{max}$; $\eta = 0$ и, следовательно, $\frac{dy}{dx} = \infty$, т. е. откос должен быть вертикальным. Отмечая это, М. А. Мостков полагает, что в прибрежной зоне должен формироваться профиль статического равновесия. Координаты точки перехода профиля динамического равновесия в статическое определяются условием:

$$\pi \cdot \sin\frac{\pi x}{B_c} = 2\frac{B_c}{B_д} - \frac{x}{\sqrt{B_д^2 - 4x^2}}, \qquad (3.28)$$

где B_c и $B_д$ — ширина русла статического и динамического равновесий по (3.20) и (3.25) при одинаковой глубине H_{max}.

Резюмируя краткий обзор, можно отметить, что

а) все теоретические решения получены для одной величины расхода воды, и при изменении расхода элементы устойчивого русла, а также теоретическое очертание поперечного профиля должны изменяться;

б) решения А. Витольса, Ю. А. Ибад-Заде и Ю. Г. Иваненко, не учитывающие характера грунтов ложа и перемещаемых наносов, более соответствуют профилю статического равновесия в несвязных мелкопесчаных грунтах;

в) решения Г. Т. Вепхвадзе, М. А. Мосткова (для статического равновесия), Ю. М. Кузьминова и И. А. Бузунова дают очертание поперечного профиля при ширине дна $b = 0$. Эти решения, рассматривающие устойчивость откосов, могут быть распространены на русло с горизонтальным участком дна любой ширины $b > 0$, для чего достаточно увеличить ширину по урезу до $B + b$;

г) решения А. Н. Гостунского и А. В. Троицкого наиболее соответствуют профилю динамического равновесия (как и аналогичное решение М. А. Мосткова).

Для русла Амударьи рассмотренные решения не проверяли и не применяли (решение Ю. М. Кузьминова проверено лишь на оросительных каналах).

Эмпирическое (морфометрическое) направление отличается от теоретического не только тем, что формулы для определения основных элементов устойчивого русла: ширины B, средней глубины H и т. п. в функции расхода и других определяющих факторов получают обработкой натурных данных, но и тем, что в процессе этой обработки не рассматривают и не выясняют очертание поперечного профиля.

Начало направлению положили работы Лассея (1921) и В. Г. Глушкова (1924), которые предложили формулы для определения устойчивой ширины русла $B_у$, обеспечивающей сосредоточенное протекание потока одним руслом в зависимости от расхода (Лассей) и средней глубины (В. Г. Глушков).

В условиях Средней Азии дальнейшее развитие эти формулы получили в работах С. Т. Алтунина [4], который в 1945—1947 гг. на основе обработки многочисленных данных гидрометрических створов среднеазиатских и других рек привел их к следующему более общему виду

$$B = A\frac{Q_p^{0.5}}{I^{0.2}} \qquad (3.29)$$

и

$$B^m = K \cdot H_p, \qquad (3.30)$$

где Q_p — руслоформирующий расход (расход паводка с обеспеченностью 3 — 10%);

H_p — средняя глубина потока при руслоформирующем расходе.

Значения параметров A, K и m С. Т. Алтунин рекомендует принимать в соответствии с предложенной им гидротехнической классификацией участков рек. В нижнем течении Амударьи для створов с неразмываемыми берегами $A = 1{,}3$; $K = 8$ и $m = 0{,}60$. В случае размываемых берегов $A = 1{,}7$; $K = 10$ и $m = 0{,}50$.

Формула (3.29) получила широкое практическое применение для определения проектной ширины отверстий плотин и мостов, а (3.30) использована С. Т. Алтуниным и И. А. Орловым при разработке метода искаженного масштабирования для русловых моделей.

С. Т. Алтунин [4] установил связь между формулами (3.29) и (3.30) через формулу Шези (с зависимостью параметра A от уклона), а совместно с И. А. Бузуновым [6] обосновал формулу (3.30) из условия затухания поперечных течений до

неразмывающих скоростей, получив для определения показателя степени m формулу:

$$m = \frac{1}{2(1 + y - \alpha)}, \qquad (3.31)$$

где y и α — показатели степени в формуле Н. Н. Павловского для коэффициента Шези и в формуле А. А. Черкасова для неразмывающей скорости.

При $y = \frac{1}{6}$; $\alpha = \frac{1}{3}$ (песок) и $\alpha = \frac{1}{2}$ (мелкий песок $d < 0{,}25$) формула (3.24) дает соответственно $m = 0{,}60$ и $m = 0{,}75$. Значение $m = 0{,}75$, как уже отмечалось, рекомендует В. С. Лапшенков (33) для рек с мелкопесчаными наносами (Амударья, Сырдарья и т. п.).

М. А. Великанов [11] из соображений размерности ввел в формулу (3.30) средний диаметр донных наносов, переписав ее в безразмерном виде:

$$\left(\frac{B}{d}\right)^m = k\left(\frac{H}{d}\right) \qquad (3.32)$$

откуда

$$\frac{B^m d^{1-m}}{H} = k. \qquad (3.33)$$

Последняя формула использована, например, В. Н. Михайловым [38] при выводе формул гидролого-морфометрического метода.

В дальнейшем, развивая постулат В. М. Лохтина [37], что размеры и форма речного русла зависят от водоносности, уклона и сопротивляемости грунтов ложа размыву, М. А. Великанов [11] предложил следующие два варианта формулы (3.32) в параметрическом виде:

$$\text{I)}\quad \frac{B}{d} = \alpha_1\left(\frac{Q}{d^2\sqrt{gdI}}\right)^{y_1};\quad \frac{H}{d} = \alpha_2\left(\frac{Q}{d^2\sqrt{gdI}}\right)^{y_2} \qquad (3.34)$$

$$\text{II)}\quad \frac{BI}{da} = A_1\left[\frac{Q}{d^2\sqrt{gdI}}\left(\frac{I}{a}\right)^{5/2}\right]^{x_1};\quad \frac{HI}{da} \quad A_2\left[\frac{}{d^2\sqrt{gdI}}\left(\frac{I}{a}\right)^{5/2}\right]^{x_2} \qquad (3.35)$$

где $a = \gamma_н : \gamma$ — отношение удельных весов наносов и воды.

Входящие в формулы (3.34) и (3.35) коэффициенты α_1; α_2; A_1 и A_2 и показатели степени y_1; y_2; x_1 и x_2 определяются по натурным данным.

Формулы (3.34) (первый вариант) получены с учетом того, что сопротивляемость грунта ложа проявляется как шероховатость, определяемая средним диаметром донных наносов.

Второй вариант (формулы 3.35) принимает сопротивляемость ложа как подвижность донных наносов, выражаемую гидравлической крупностью $u = f\sqrt{gad}$. При этом выражения

$\frac{BI}{da}$ и $\frac{HI}{da}$ называют *критериями плановой и глубинной подвижности*, а $\frac{Q}{d^2\sqrt{gdI}}$ рассматривают как *число Лохтина*.

В формулы обоих вариантов уклон входит как характеристика компонента силы тяжести gI. Исключая из формул (3.24) параметр $\frac{Q}{d^2\sqrt{gdI}}$, а из формул (3.35) параметр $\frac{Q}{d^2\sqrt{gdI}}\left(\frac{I}{a}\right)^{5/2}$ можно получить формулу вида (3.33) в следующих выражениях:

$$\left(\frac{B}{d}\right)^{y_2/y_1} = \frac{\alpha_1}{\alpha_2}^{y_2/y_1} \cdot \left(\frac{H}{d}\right) \tag{3.36}$$

и

$$\left(\frac{B}{d}\right)^{x_2/x_1} = \frac{A_1^{x_2/x_1}}{A_2} \cdot \left(\frac{a}{I}\right)^{\frac{x_2-x_1}{x_1}} \cdot \left(\frac{H}{d}\right). \tag{3.37}$$

В условиях Амударьи и оросительных каналов ее бассейна, согласно Х. А. Исмагилову [27] и Х. Аидову [3], обработка натурных материалов в соответствии с (3.34) не дает удовлетворительных связей из-за большой подвижности ложа, сложенного легкоразмываемыми мелкопесчаными грунтами.

Обработав данные гидрометрических наблюдений по семи створам, а также материалы полевых измерений экспедиций отдела русел САНИИРИ в соответствии с формулами (3.35), Х. А. Исмагилов [27] получил для каждого створа частные выражения, отличающиеся значениями коэффициентов и показателей степени. Это объясняется тем, что в противоположность С. Т. Алтунину [4], который для определения коэффициента K и показателя степени m формулы (3.30) использовал натурные данные разных гидрометрических створов, но соответствующие относительно одинаковому расходу $3-10\%$ обеспеченности, Х. А. Исмагилов определял коэффициенты и показатели степени (3.35) по натурным данным одного выбранного створа при широком диапазоне изменения расходов. Такой же подход применил и Х. Аидов, определявший параметры формул (3.35) по данным эксплуатационной гидрометрии каналов им. Ленина, Клычниязбай, Шават, Кызкеткен и Кегейли. Ранее указывалось, что полученные теоретически устойчивые формы сечения соответствуют только одному вполне определенному расходу воды. Еще С. Т. Алтунин [4] отмечал, что формулу (3.30) нельзя использовать для построения очертания поперечного профиля реки, так как она приводит к несоответствующему натуре треугольнику, образованному параболами, выпуклыми в сторону потока. Поскольку полученные Х. А. Исмагиловым и Х. Аидовым частные выражения (3.35) имеют достаточно высокую тесноту связи ($r_{yx}=0{,}75-0{,}90$ у Х. А. Исмагилова и $r_{yx}=0{,}80-0{,}95$ у Х. Аидо-

ва), свидетельствующую о их достоверности, нам представляется, что их следует рассматривать как связи между элементами деформируемого русла, отражающие осредненный ход сезонных деформаций русла Амударьи и каналов. Этими деформациями можно объяснить резкое увеличение ширины русла в паводок и сужение его в межень при сравнительно небольшом изменении средних глубин, что соответствует указанному треугольному очертанию поперечного профиля. Используя формулы Х. А. Исмагилова в сочетании с кривой $Q=f(H)$ для соответствующих гидрометрических створов, по-видимому, можно определять сезонные деформации (подъем и опускание) среднего дна в этих створах.

Узкие рамки монографии не позволяют привести формулы Х. А. Исмагилова, Х. Аидова (для каналов Хорезма), а также многочисленные морфометрические формулы для Амударьи других авторов.

Остановимся только на очень интересных формулах О. А. Каюмова [30], которые определяют элементы русла в зависимости от мутности руслообразующих фракций $\rho_р$. Они имеют следующее выражение:

$$B=3K\rho^{0,50}\left(\frac{Q}{\sqrt{gI}}\right)^{0,40} \tag{3.38}$$

$$H=0{,}15\,K\rho^{-0,75}\left(\frac{Q}{\sqrt{gI}}\right)^{0,40} \tag{3.39}$$

$$v=2{,}22\,K_\rho^{0,25}\,(Q\cdot g^2I^2)^{0,20}, \tag{3.40}$$

где $K_\rho=1+3\rho_\rho^{2/3}$.

Деление (3.38) на (3.39) приводит к выражению:

$$B=20K\rho^{1,25}H. \tag{3.41}$$

Формула близкой структуры нами получена теоретическим путем в главе V.

Формулы О. А. Каюмова можно рассматривать как дальнейшее развитие формул Ю. Г. Иваненко и И. И. Классен:

$$B=\alpha_1\left(\frac{Q}{\sqrt{gI}}\right)^{0,4};\quad H=\alpha_2\left(\frac{Q}{\sqrt{gI}}\right)^{0,40}. \tag{3.42}$$

Входящие в эти формулы коэффициенты α_1 и α_2 определяются в зависимости от параметра формы русла $B:H$, который зависит от формы устойчивости русла (статическое или динамическое равновесие, меандрирование, блуждание) и характера руслового процесса. Увеличение этого параметра происходит по мере роста нагрузки потока наносами, что приближает формулы (3.42) к (3.38-40).

Заканчивая рассмотрение морфометрического направления, приведем формулы Ф. Ш. Мухамеджанова, которые использо-

ваны при составлении прогнозных русловых расчетов в проекте Тахиаташского гидроузла (глава IV). Они получены обработкой данных гидрометрических наблюдений поста Чатлы и натурных измерений в теснине Тахиаташ и имеют вид:

$$H = 1{,}90 + 0{,}00036\,Q;$$
$$I = (75 + 0{,}0115\,Q)\cdot 10^{-6};$$
$$v = 0{,}14\cdot Q^{1/3};$$
$$\omega = 7{,}15\,Q^{2/3}; \qquad (3.43)$$
$$B = \frac{\omega}{H} = \frac{7{,}15\,Q^{2/3}}{1{,}90 + 0{,}00036\,Q}.$$

За последние 15—20 лет в теории устойчивости профиля русла возникло новое направление, основанное на учете нестационарности движения воды в реках и каналах, а также выборе безразмерных констант — инвариантов подобия. Развивая его, К. В. Гришанин [16] рассмотрел волну паводка как комбинацию положительной и отрицательной кинематических волн (т. е. длинных волн, при распространении которых сохраняется достаточно однозначная связь расхода с уровнем). Из уравнения движения при распространении таких волн следует, что „в призматическом русле глубина потока в фиксированном сечении меняется как корень квадратный из расхода воды", откуда

$$Q = \frac{1}{M_x} H^2 (gB)^{1/2}. \qquad (3.44)$$

Выражение (3.44) К. В. Гришанин рассматривает как общую основу однозначных кривых расхода, а входящую в него постоянную величину M_x называет *безразмерной глубиной* или *инвариантом подобия*. Решение (3.44) относительно M_x:

$$M_x = \frac{H(gB)^{1/4}}{Q^{1/2}} = \text{const} \qquad (3.45)$$

выражает локальный закон подобия: *„средняя глубина потока H, будучи выражена в единицах длины* $Q^{1/2}$ $(gB)^{1/4}$, *остается одной и той же при всех наполнениях меженного русла, в фазах подъема и спада паводка"* [16]. Оно действительно в живых сечениях всех призматических и цилиндрических русел, ширина которых по зеркалу воды $B = B(t)$ слабо меняется с уровнем и велика по сравнению с глубиной [16].

Обработкой обширного материала гидрометрических данных устойчивых участков рек с мелкозернистыми отложениями получено среднее значение инварианта подобия

$$M_x = 0{,}92 \pm 0{,}12. \qquad (3.46)$$

Поэтому для практических расчетов К. В. Гришанин рекомендует принимать значения M_x в пределах

$$0{,}75 < M_x < 1{,}05. \qquad (3.47)$$

При $M_x > 1{,}05$ транспортирующая способность потока на участке недостаточна, и русло может заиляться. Наоборот, при $M_x < 0{,}75$ транспортирующая способность потока велика, возможен размыв русла.

Для Амударьи в целом уравнение (3.45) неприменимо, поскольку ни один гидрометрический створ не имеет однозначной кривой расходов. Но, согласно К. В. Гришанину [16], данные натурных наблюдений на устойчивых каналах Южного Хорезма (рис. 15) хорошо удовлетворяют уравнению:

$$R = M_R \frac{Q^{1/2}}{(gx)^{1/4}}, \qquad (3.48)$$

где R — гидравлический радиус;
χ — смоченный периметр.

Безразмерный гидравлический радиус M_R располагается в границах устойчивости, определяемых неравенством (3.47),

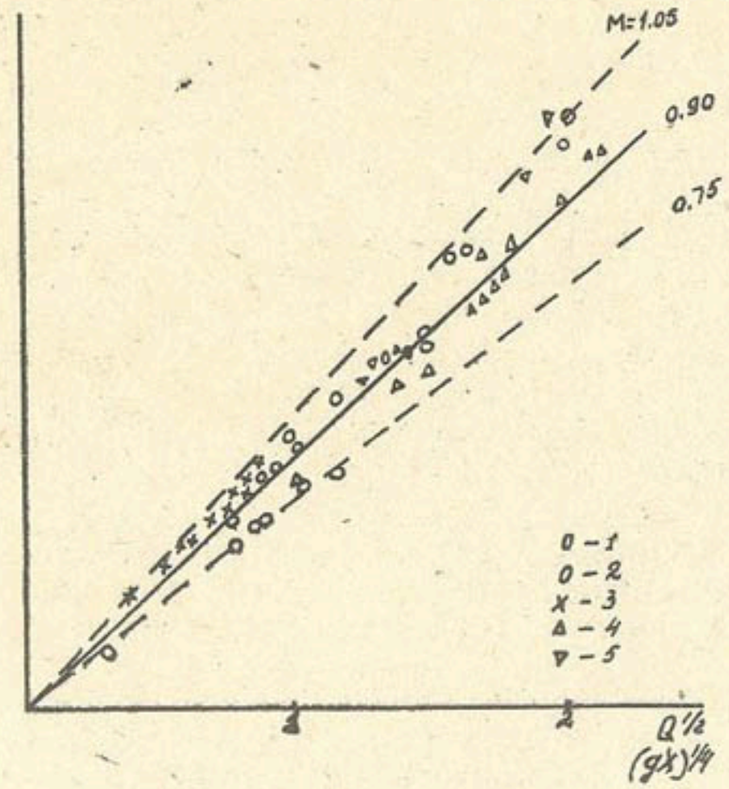


Рис. 15. График связи $R = M\frac{Q^{1/2}}{(gx)^{1/4}}$ для устойчивых каналов Хорезма (по *К. В. Гришанину*):
1 — Палван; *2* — Газават; *3* — Кайсар-сака; *4* и *5* — Шават.

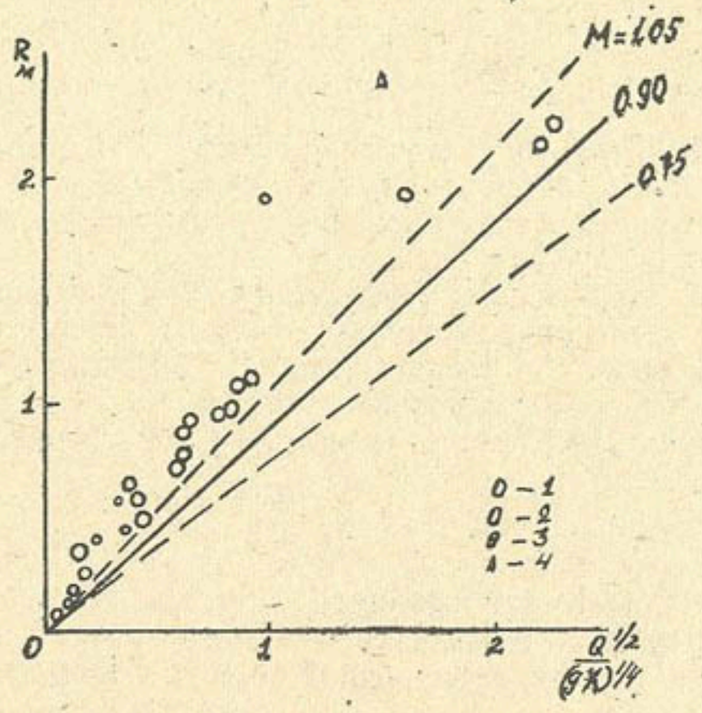


Рис. 16. График связи $R = M\frac{Q^{1/2}}{(gx)^{1/4}}$ для заиляющихся каналов Хорезма (по *К. В. Гришанину*):

1 — Кызкеткен, 1952 г.; *2* — Кызкеткен, 1953 г.; *3* — Бассага-Керкинский канал; *4* — каналы левого берега

и практически не зависит от концентрации взвешенных наносов.

Для заиляющихся каналов Хорезма (рис. 16) уравнение (3.48) тоже подтверждается, но опытные точки располагаются выше границы устойчивого значения $M_R = 1{,}05$.

Справедливость требует отметить, что относительная глубина M_x по (3.45) представляет собой обратную величину параметра $\frac{Q^{1/2}}{H(gB)^{1/4}}$, ранее предложенного Г. В. Железняковым.

§ 5. МЕТОДИКА РАСЧЕТА РУКАВОВ И ВОЗМОЖНОСТЬ ПРОГНОЗОВ БЕРЕГОВЫХ ДЕФОРМАЦИЙ ПРИ ЭКСПЛУАТАЦИИ ГОЛОВНЫХ УЧАСТКОВ ОРОСИТЕЛЬНЫХ СИСТЕМ

Устойчивость рукавов определяется делением расхода воды и наносов в их головах (узлах разветвления), пропускной и транспирирующей способностью их русла на всем протяжении до створа слияния. Поэтому при поддержании питающего протока (рукава) для обеспечения водозабора в период маловодья производят не только удаление неблагоприятных отмелей перед его головой. но и его расчистку как выше, так и ниже

створа водозабора. Расчетные прогнозы развития отмелей перед головой питающего протока пока практически невозможны, потому что оно определяется русловой обстановкой выше по течению, которая непрерывно изменяется. Что же касается расчетов русла самого рукава, то для них представляется целесообразным использовать формулы теории формирования речных русел, предлагавшейся С. Т. Алтуниным и И. А. Бузуновым в начале 50-х годов [6].

Сущность этой теории заключается в том, что при данной нагрузке потока наносами и при данном продольном уклоне устойчивое его протекание в одном русле возможно лишь при определенной величине расхода воды, названной *расходом устойчивого рукава* $Q_{ур}$. Элементами такого русла являются: глубина $H_{ур}$ и ширина $B_{ур}$ устойчивого рукава, определяемые из условий продольной и поперечной устойчивости. Если фактический расход реки меньше расхода устойчивого рукава ($Q_{фак} < Q_{ур}$), то поток перегружен наносами, что вызывает их отложение с неравномерным подъемом дна, увеличивающим продольный уклон. Если же, наоборот, $Q_{фак} > Q_{ур}$, то возможны два случая: 1) русло реки разделяется на ряд рукавов, элементы и расход каждого из которых близки к элементам и расходу устойчивого рукава; 2) сохраняя одно русло, поток из-за недогрузки наносами будет размывать дно, что вызовет уменьшение уклона. Увеличение уклона при $Q_{фак} < Q_{ур}$, как и его уменьшение при $Q_{фак} < Q_{ур}$, продолжается до некоторого предела, при котором $Q_{ур} = Q_{фак}$. Этот предел назван С. Т. Алтуниным и И. А. Бузуновым *уклоном устойчивого протекания* $I_у$. Морфометрические формулы, а также, например, В. С. Лапшенкова, даны только для предельного случая, соответствующего уклону устойчивого протекания. Поэтому теория формирования речных русел С. Т Алтунина и И. А. Бузунова рассматривает вопросы шире.

Отметим, что уменьшение уклона в случае $Q_{фак} > Q_{ур}$ приводит к образованию ступенчатого продольного профиля реки, при котором разница между продольным уклоном местности и уклоном устойчивого протекания на плесовых участках погашается на перекатах. Перекаты с большими уклонами характеризуются сильной неустойчивостью русла. При многорукавном русле перекатам соответствуют участки с наибольшим развитием сети рукавов, плесам — участки их слияния. Уменьшение уклона при $Q_{фак} > Q_{ур}$ может быть достигнуто и за счет меандричности (извилистости) русла. Однако возникновение меандр можно объяснять и с позиции многорукавного русла, рассматривая искривление динамической оси потока как результат развития одного и отмирания другого (смежного) рукава.

Свою теорию для рек с мелкопесчаными наносами С. Т. Алтунин и И. А. Бузунов обосновали формулами (табл. 8,

первая строка). Подробный вывод формул дан в книге (4) и других работах. Основными для этого вывода являются:

а) условие продольной устойчивости

$$H_{\text{ур}} = \left(\frac{\bar{\rho u}}{3300}\right)^2 \cdot I^{-3}, \qquad (3.49)$$

где $H_{\text{ур}}$ — глубина устойчивого рукава, обеспечивающая транзит заданной нагрузки потока наносами ($\bar{\rho u}$) при данном продольном уклоне (I);

б) условие поперечной устойчивости

$$B_{\text{ур}} = A^2 \frac{q_{\text{ср}}}{I^{0,2}}, \qquad (3.50)$$

где $B_{\text{ур}}$ — ширина устойчивого рукава при некотором погонном расходе воды $q_{\text{ср}}$.

Формула (3.49) получена из формулы транспортирующей способности потока, предложенной А. Н. Гостунским для условий Амударьи, которая имеет вид:

$$\rho = 3300 \frac{H^{0,5} \times I^{1,5}}{\bar{u}}. \qquad (3.51)$$

Формула же (3.50) получается из (3.29), если возвести в квадрат, а затем разделить на B обе ее части.

Принимая для определения средней скорости формулу Шези с коэффициентом Шези по Маннингу для погонного расхода $q_{\text{ср}}$, можно написать

$$q_{\text{ср}} = v \cdot H = \frac{1}{n} H^{5/3} \cdot I^{1/2} = \frac{1}{n}\left(\frac{\bar{\rho u}}{3300}\right)^{3,33} I^{-4,50}. \qquad (3.52)$$

Подстановка $q_{\text{ср}}$ из (3.52) в (3.50) дает

$$B_{\text{ур}} = \frac{A^2}{n}\left(\frac{\bar{\rho u}}{3300}\right)^{3,33} I^{-4,90}. \qquad (3.53)$$

Расход устойчивого рукава, очевидно, будет

$$Q_{\text{ур}} = \left(\frac{A}{n}\right)^2 \cdot \left(\frac{\bar{\rho u}}{3300}\right)^{6,67} \cdot I^{-9,40}. \qquad (3.54)$$

Уклон же устойчивого протекания получим, решая последнее выражение относительно I, что при соответствующем изменении индексов дает:

$$I_{\text{у}} = \left(\frac{A}{n}\right)^{0,213} \left(\frac{\bar{\rho u}}{3300}\right)^{0,71} \cdot Q^{-0,107}. \qquad (3.55)$$

В строках 2,3 и 4 табл. 8 приведены формулы для определения $B_{\text{ур}}$; $Q_{\text{ур}}$ и $I_{\text{у}}$, полученные нами аналогичным путем при сохранении выражения продольной устойчивости по (3.49) и использовании для выражения поперечной устойчивости формул (3.30), (3.41) и (3.45). Формулы в строках 1, 2, 3 и 4 наиболее удобны при постоянной величине коэффициента шероховатости. Так как по исследованиям А. М. Мухамедова и Т. Жураева в условиях Амударьи коэффициент шероховатости русла зависит от расхода воды, то в строках 5, 6, 7 и 8 табл. 8 приведены формулы, полученные из формул первых четырех строк подстановкой зависимости $n = f(Q)$ согласно (3.2). При этом приняты частные значения $k_n = 0,21$; $\alpha = 0,30$, соответствующая по табл. 6 условиям Турткуля.

В табл. 9 приведены формулы, полученные для выражения продольной устойчивости по формуле:

$$H = 55,5 \cdot n^3 (\bar{\rho u}) I^{-3/2}. \qquad (3.56)$$

Эта формула выведена из формулы, предложенной С. Х. Абальянцем [1] для определения транспортирующей способности амударьинских каналов:

$$\rho = 0,018 \frac{v^3}{\bar{u} \cdot R}. \qquad (3.57)$$

При выводе формулы (3.56) использована формула Шези с коэффициентом Шези по Маннингу и принято $R = H$.

Выражения для поперечной устойчивости при выводе формул табл. 9 приняты идентично формулам табл. 8. Формулы последних четырех строк получены как и формулы табл. 8 подстановкой $n = f(Q)$ согласно формулы (3.2). Поэтому при использовании этих формул глубину потока H надо вычислять после вычисления $Q_{\text{ур}}$, подставляя в формулу (3.56) значение коэффициента шероховатости, определенное по (3.2) при $Q = Q_{\text{ур}}$. Однако при использовании формул пятой и восьмой строк глубину потока H можно также вычислять по формулам

$$H = 0,0525 B_{\text{ур}}^{0,75} \qquad (3.58)$$

и

$$H = \frac{0,92 Q_{\text{ур}}^{0,50}}{(g B_{\text{ур}})^{0,25}}. \qquad (3.59)$$

Приведенные формулы получены из принятых в табл. 9 выражений поперечной устойчивости.

Многие формулы для определения $B_{\text{ур}}$ и $Q_{\text{ур}}$ в табл. 8 и 9 содержат нагрузку потока наносами $\bar{\rho u}$, продольный уклон I и другие определяющие величины с высокими показателями степени. Поэтому получаемые по ним результаты очень чувствительны к небольшому изменению исходных данных, что сильно влияет на точность расчетов. Гораздо менее чувствительны (особенно к изменению расхода воды) формулы, определяющие уклон устойчивого протекания $I_{\text{у}}$, что подчеркивает и В. С. Лапшенков [33]. Для практических расчетов элементов устойчивого рукава нам представляется возможным использовать только формулы строк 5, 6 и 7 табл. 9. В табл. 10

Таблица 8

Формулы для расчета рукавов на участке Пахтаарна—Турткуль (средняя глубина по 3.49)

№ п/п	Условие поперечной устойчивости	Ширина устойчивого рукава $B_{ур}=$	Расход устойчивого рукава $Q_{ур}=$	Уклон устойчивого транзита $I_у=$
1	$B'_4=A\frac{Q^{0,5}}{I^{0,2}}$	При $n=\text{const}$		
		$=\frac{A^2}{n}\left(\frac{\rho\bar{u}}{3300}\right)^{3,33}I^{-4,9}$	$=\left(\frac{A}{n}\right)^2\left(\frac{\rho\bar{u}}{3300}\right)^{6,67}I^{-9,4}$	$=\left(\frac{A}{n}\right)^{0,21}\left(\frac{\rho\bar{u}}{3300}\right)^{0,71}Q^{-0,107}$
2	$B^{0,75}=19H$	$=56\left(\frac{\rho\bar{u}}{3300}\right)^{2,67}I^{-4}$	$=\frac{56}{n}\left(\frac{\rho\bar{u}}{3300}\right)^{6}I^{-8,5}$	$=1,61\left(\frac{\rho\bar{u}}{3300}\right)^{0,71}(nQ)^{-0,12}$
3	$B=20k_\rho^{1,25}H$	$=20k_\rho^{1,25}\left(\frac{\rho\bar{u}}{3300}\right)^{2}I^{-3}$	$=\frac{20k_\rho^{1,25}}{n}\left(\frac{\rho\bar{u}}{3300}\right)^{3,33}I^{-7,5}$	$=\frac{2,03k_\rho^{0,17}}{u^{0,13}}\left(\frac{\rho\bar{u}}{3300}\right)^{0,44}Q^{-0,13}$
4	$\frac{H(gB)^{0,25}}{Q^{0,50}}=0,92$	$=13,6n^2\left(\frac{\rho\bar{u}}{3300}\right)^{1,3}I^{-3}$	$=13,6n^2\left(\frac{\rho\bar{u}}{3300}\right)^{4,67}I^{-7,5}$	$=1,42\left(\frac{\rho\bar{u}}{3300}\right)^{0,62}\left(\frac{Q}{n}\right)^{-0,13}$
5	$B=A\frac{Q^{0,5}}{I^{0,2}}$	При $n=K_п Q^{-\alpha}(K_п=0,21;\ \alpha=0,30)$		
		$=50A^{3,5}\left(\frac{\rho\bar{u}}{3300}\right)^{8,3}I^{-22,7}$	$=\left(\frac{A}{K_п}\right)^3\left(\frac{\rho\bar{u}}{3300}\right)^{16,7}I^{-23,5}$	$=\left(\frac{A}{k_1}\right)^{0,21}\left(\frac{\rho\bar{u}}{3300}\right)^{0,71}Q^{-0,043}$
6	$B^{0,75}=19H$	$=56\left(\frac{\rho\bar{u}}{3300}\right)^{2,67}I^{-4}$	$=75\left(\frac{\rho\bar{u}}{3300}\right)^{4,6}I^{-6,6}$	$=1,33\left(\frac{\rho\bar{u}}{3300}\right)^{0,71}Q^{-0,083}$
7	$B=20k_\rho^{1,25}H$	$=20k_\rho^{1,25}\left(\frac{\rho\bar{u}}{3300}\right)^{2}I^{-3}$	$=680k_\rho^{1,26}\left(\frac{\rho\bar{u}}{3300}\right)^{4,8}I^{-10,7}$	$=1,84k_\rho^{0,17}\left(\frac{\rho\bar{u}}{3300}\right)^{0,44}Q^{-0,093}$
8	$\frac{H(gB)^{0,25}}{Q^{0,50}}=0,92$	$=0,37\left(\frac{\rho\bar{u}}{3300}\right)^{-0,8}I^{0,48}$	$=2,24\left(\frac{\rho\bar{u}}{3300}\right)^{3,6}I^{-5,8}$	$=1,15\left(\frac{\rho\bar{u}}{3300}\right)^{0,68}Q^{-0,17}$

Таблица 9

Формулы для расчета рукавов на участке Пахтаарна — Турткуль (средняя глубина по 3.56)

№ п/п	Условие поперечной устойчивости	Ширина устойчивого рукава $B_{ур}=$	Расход устойчивого рукава $H_{ур}=$	Уклон устойчивого транзита $I_у=$
1	$B=A\frac{Q^{0,5}}{I^{0,2}}$	При $n=\text{const}$		
		$=800A^2n^4(\rho\bar{u})^{3,33}I^{-2,4}$	$=0,64\cdot10^6A^2n^8(\rho\bar{u})^{3,33}I^{-4,4}$	$=18,4(An^4)^{0,45}(\rho\bar{u})^{0,76}Q^{-0,23}$
2	$B^{0,75}=19H$	$=10600n^4(\rho\bar{u})^{1,33}I^{-2,0}$	$=8,48\cdot10^6n^8(\rho\bar{u})^3I^{-4}$	$=54n^2(\rho\bar{u})^{0,35}Q^{-0,25}$
3	$B=20k_\rho^{1,25}H$	$=1110k_\rho^{1,25}n^3(\rho\bar{u})I^{-1,5}$	$=8,88\cdot10^3k_\rho^{1,25}\cdot n^7(\rho\bar{u})^{2,67}I^{-3,5}$	$=50n^2k_\rho^{0,37}(\rho\bar{u})^{0,76}Q^{-0,285}$
4	$\frac{H(gB)^{0,25}}{Q^{0,50}}=0,92$	$=204n^4(\rho\bar{u})^{0,67}I^{-2,0}$	$=16,3\cdot10^4n^8(\rho\bar{u})^{2,33}I^{-4}$	$=20n^2(\rho\bar{u})^{0,58}Q^{-0,25}$
5	$B=A\frac{Q^{0,5}}{I^{0,2}}$	При $n=K_п\cdot Q^{-\alpha}(K_п=0,21,\ \alpha=0,30)$		
		$=1,13A^{1,3}(\rho\bar{u})^{0,48}I^{-0,85}$	$=1,28A^{0,59}(\rho\bar{u})^{0,97}I^{-1,30}$	$=1,08A^{0,45}(\rho\bar{u})^{0,76}Q^{-0,77}$
6	$B^{0,75}=19H$	$=6,18(\rho\bar{u})^{0,27}I^{-0,59}$	$=2,77(\rho\bar{u})^{0,88}I^{-1,18}$	$=2,38(\rho\bar{u})^{0,75}Q^{-0,85}$
7	$B=20k_\rho^{1,25}H$	$=5,38k_\rho^{0,87}(\rho\bar{u})^{0,22}I^{-0,49}$	$=24,5k_\rho^{0,40}(\rho\bar{u})^{0,86}I^{-1,13}$	$=50k_\rho^{0,36}(\rho\bar{u})^{0,76}Q^{-0,88}$
8	$\frac{H(gB)^{0,25}}{Q^{0,50}}=0,92$	$=0,48(\rho\bar{u})^{-0,15}I^{+0,16}$	$=0,864(\rho\bar{u})^{0,68}I^{-1,18}$	$=0,842(\rho\bar{u})^{0,58}Q^{-0,85}$

приведены результаты вычислений по этим формулам для предельных значений $I = 0{,}0001 - 0{,}00024$ и $\rho\overline{u} = 0{,}001 - 0{,}005$ кг/сек.м², соответствующих межени и началу весеннего половодья на участке между Тюямуюном и Тахиаташем.

Как видно из таблицы, наиболее широкое и мелкое русло дают расчеты по формулам шестой строки, хотя результаты, полученные по всем формулам, достаточно близки между собою. Произведенные нами дальнейшие расчеты показали, что наиболее близкие результаты к натурным условиям участка Турткуль—Джумуртау дают формулы шестой строки при коэффициенте в формуле (3.2) $k_п = 0{,}132$, а не $k_п = 0{,}21$, как это принято в табл. 9. Пересчет формул табл. 9 для другого $k_п$ легко осуществить, умножая их коэффициенты на $K_Q = \left(\frac{K_п}{0{,}21}\right)^{2{,}36}$ и $K_B = \left(\frac{K_п}{0{,}21}\right)^{2{,}82}$.

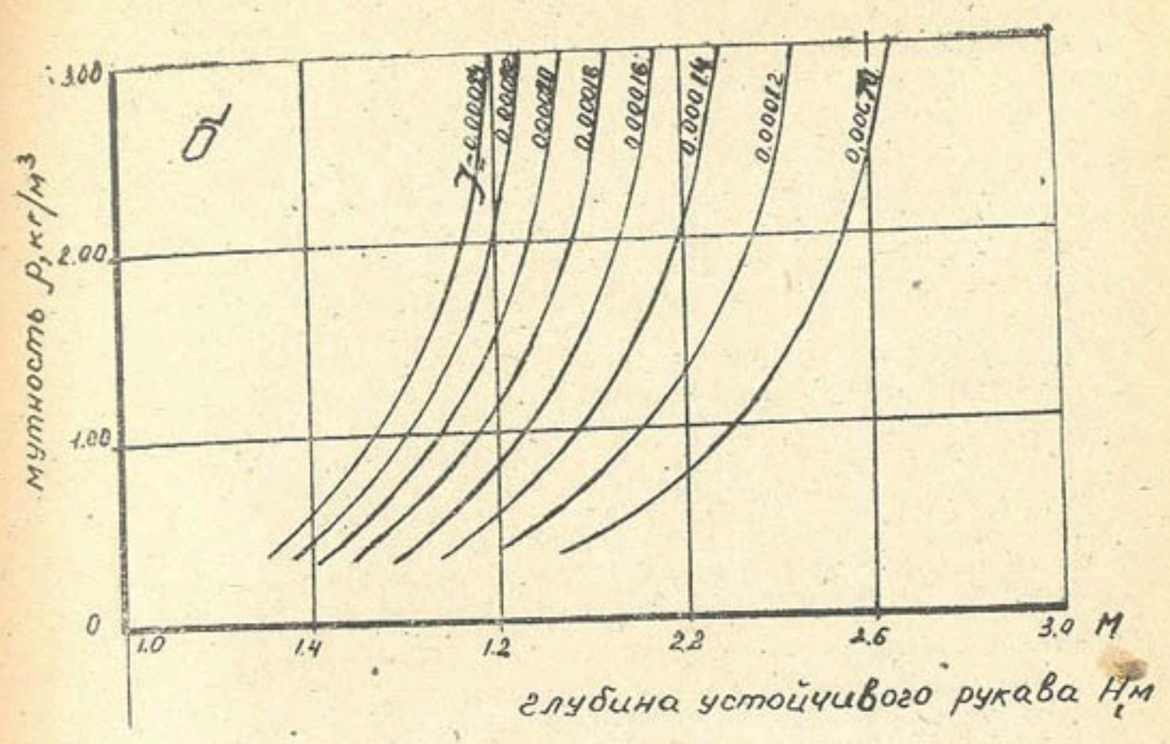
Кривые $\rho = f(Q; I)$ и $\rho = f(H; I)$, построенные с таким пересчетом для $K_п = 0{,}132$, изображены на рис. 17. Для исключения гидравлической крупности использована эмпирическая кривая связи $\overline{u} = f(\rho)$, полученная Н. А. Цветковой для поста Чатлы (см. рис. 9).

Таблица 10

Элементы устойчивого рукава по формулам табл. 9

Расчет по формулам строки	Элементы рукава	$I=0{,}0001$		$I=0{,}00024$	
		$\rho\overline{u}=0{,}001$	$\rho\overline{u}=0{,}005$	$\rho\overline{u}=0{,}001$	$\rho\overline{u}=0{,}005$
5	$Q_{ур}$ м³/сек	252	1200	80,7	384
	$B_{ур}$, м	167	365	79,5	173
	$H_{ур}$, м	3,53	4,33	2,64	3,24
6	$Q_{ур}$, м³/сек	323	1340	114	477
	$B_{ур}$, м	218	337	130	201
	$H_{ур}$, м	2,82	3,94	1,92	2,70
7	$Q_{ур}$, м³/сек	301	1090	116	421
	$B_{ур}$, м	177	253	117	169
	$H_{ур}$, м	3,06	4,37	2,04	2,91

Кривые рис. 17 предлагаются для практического использования при контроле за состоянием питающих протоков и проведении землечерпательных работ по их поддержанию у точек водозабора каналов Пахтаарна, Клычниязбай, Кипчак-Бозсу и др. Для этого требуется систематически измерять уклон протока (с помощью установленных уклонных реек), а также расход воды (поплавками) и мутность воды в нем, нанося



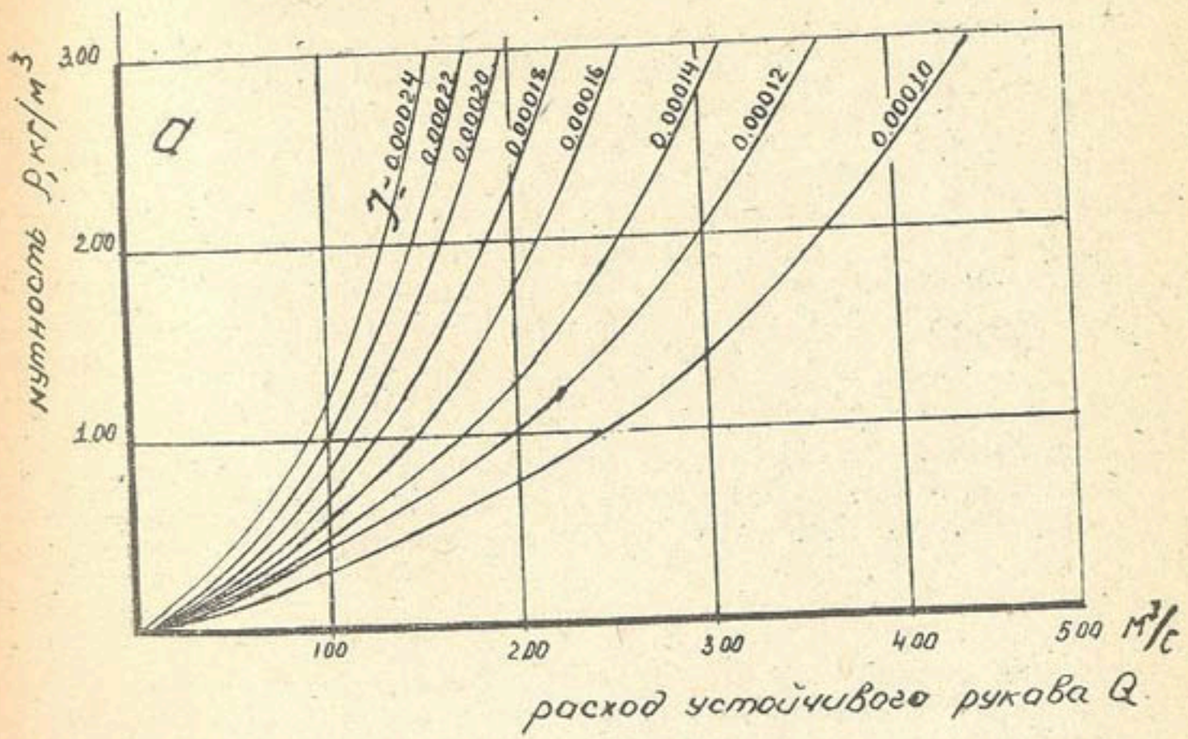


Рис. 17. Кривые $\rho = f_1(Q_{ур}; I)$ (*а*) и $\rho = f_2(Q_{ур}; I)$ (*б*) для устойчивых рукавов на участке Турткуль — Джумуртау.

значения $Q_{фак}$ и $\rho_{фак}$ на кривые $\rho = f(Q; I)$ (рис. 17, *а*). Если полученная точка располагается ниже кривой с соответствующим уклоном, то мутность реки недостаточна и можно ожидать разработки протока, В этом случае землечерпательные работы не требуются. Если же точка легла выше кривой, то мутность излишняя и следует ожидать заиления и отмирания протока. Поэтому в протоке должны быть срочно установлены землесосы и начаты работы по его расчистке. Потребное число землесосов может быть определено следующим расчетом.

Пример. Уклон $I = 0{,}00016$, расход $Q_{фак} = 100$ м³/сек, мутность воды в реке $\rho_{фак} = 1$ кг/м³ (март). Согласно рис. 17, а по кривой $\rho = f(Q;I)$ при $I = 0{,}00016$ имеем $\rho_{кр} = 0{,}5$ кг/м³. Следовательно, в протоке за один час может осаждаться наносов $3600 \times \frac{\rho_{фак} - \rho_{кр}}{\gamma_н} \cdot Q = \frac{3600}{1200}(1{,}0 - 0{,}5) \times 100 = 150$ м³. Принимая, что донные наносы составляют 20% от взвешенных, получим объем часовой очистки $150 \times 1{,}2 = 180$ м³ и объем очистки за смену $180 \times 8 = 1440$ м³. Часовая производительность землесосов типа 12-НЗ по грунту — 50 м³, значит, на расчистке протока должны работать $\frac{180}{50} = 3$—4 землесоса. Они должны поддерживать в протоке глубины не менее $H = 1{,}66$ м, которая соответствует мутности $\rho = 0{,}5$ кг/м³, по кривой $\rho = f(H;I)$ при $I = 0{,}00016$ (рис. 17, *б*).

В приведенных расчетах не учтено (в запас) уменьшение расхода воды в протоке ниже точки водозабора. Если длина головного участка питающего протока (выше точки водозабора) невелика, то во избежание подач в канал переосветленной воды работы по расчистке протока могут быть ограничены его хвостовой частью (ниже водозабора).

В этом случае расчеты следует производить, исходя из расхода, уменьшенного на водозабор. Пусть в рассмотренном примере расход водозабора составляет 30 м³/сек. Тогда для остающегося в протоке расхода $Q_{ур} = 100 - 30 = 70$ м³/сек, мутность по кривой $\rho = f(Q;I)$ (рис. 17, *а*) будет $\rho_{кр} = 0{,}35$ кг/м³. Следовательно, объем часовой очистки будет

$$1{,}2 \times \frac{3600}{1200} \times (1{,}0 - 0{,}35) \times 70 = 163{,}8 \text{ м}^3,$$

а глубина, которую следует поддерживать в протоке (ниже водозабора) по кривой $\rho = f(H;I)$ (рис. 17, *б*) при $\rho_{кр} = 0{,}35$ кг будет $H = 1{,}49$ м. Ширину протока можно определять по формуле

$$B = 50H^{4/3}. \qquad (3.60)$$

Если фактическая мутность меньше определенной по кривой $\rho = f(Q;I)$ при данных Q и I, т. е. следует ожидать разработку протока, возможно его расширение. Если в результате расширения значение ширины превысит определяемую формулой (3.60), то в средней части протока может образоваться

отмель, разделяющая его на рукава. Расчищать отмель земснарядами следует в зависимости от условий протекания потока в головной части протока и на подходе к точке водозабора. Основные же наблюдения за формированием русла следует перенести в отделенную отмелью часть протока, из которой осуществляется водозабор. Результаты наблюдений должны служить основой для решения вопроса о необходимости расчистки этой части протока в соответствии с рассмотренным выше примером.

Кривые, подобные рис. 17, могут быть построены при других значениях $K_л$, а также по другим формулам табл. 8—9 с подбором коэффициентов исходных формул по натурным данным. Это позволит получить кривые $\rho = f(Q;I)$ и $\rho = f(H;I)$, наиболее соответствующие конкретным условиям рассматриваемой точки водозабора.

Остановимся кратко на возможности прогноза плановых деформаций. Эти деформации могут представлять собой неблагоприятные для водозабора смещения питающих протоков и русла реки в целом, а также перемещения береговой кромки на излучинах и в местах интенсивного дейгиша, опасного для головных сооружений, головных участков систем, дамб обвалования и других сооружений, а также культурных земель прибрежной зоны.

Из практически приемлемых методов прогноза всех этих деформаций можно отметить разработанный Ю. А. Ибад-Заде и Ф. С. Тыриным метод расчета перемещения свободно меандрирующих излучин [23]. Однако этот метод, требующий надежной топографической основы, по-видимому, следует применять лишь для прогноза развития крупных постоянно действующих излучин типа Бекъябской. Для прогноза деформаций питающих протоков он слишком сложен.

Использование для прогнозов различных формул предельного радиуса изгиба русел (формулы С. Т. Алтунина, Н. В. Разина, Н. И. Маккавеева, Н. А. Ржаницына, Х. А. Исмагилова и др.), вероятно, не может дать положительных результатов, так как их авторы ограничивались определением предельного значения радиуса устойчивой меандры, не изучая возможного направления и интенсивности плановых деформаций, когда фактический радиус поворота отличается от предельного.

Плохо обстоит дело и с прогнозом интенсивности дейгиша. Формулы, предложенные В. С. Алтуниным [7], С. Х. Абальянцем [1] и др., дают возможность весьма грубо и с большими погрешностями оценить интенсивность смыва в рассматриваемый момент времени, исходя из расхода, скоростей и других элементов потока, сваливающегося к размываемому берегу. Между тем необходимо учитывать, что русловая обстановка на размываемых участках постоянно изменяется как вследствие

изменения режима расходов и наносов, описанного в главе II, так и в результате непрерывно происходящей деформации русла не только самих участков, но и выше и ниже по течению. Можно считать, что прогнозы развития дейгиша на участках, где он обнаружен, должен осуществлять научно-исследовательский институт, организуя стационарные или экспедиционные наблюдения, с построения по их материалам эмпирических кривых смещения береговой кромки в различных створах. Пример таких кривых, построенных О. А. Каюмовым по результатам экспедиционных наблюдений САНИИРИ в районе пристани Турткуль, приведен в книге [18].

Глава IV. ДЕФОРМАЦИИ РУСЛА АМУДАРЬИ В БЬЕФАХ ГИДРОУЗЛОВ

§ 1. ОБЩАЯ ХАРАКТЕРИСТИКА ТАХИАТАШСКОГО И ТЮЯМУЮНСКОГО ГИДРОУЗЛОВ И НЕОБХОДИМОСТЬ ПРОГНОЗА РУСЛОВЫХ ДЕФОРМАЦИЙ В ИХ БЬЕФАХ

Тахиаташский плотинный гидроузел, обеспечивающий устойчивый водозабор в Кызкеткенскую и Ленинскую оросительные системы, как уже отмечалось, построен по проекту института Средазгипроводхлопок и введен в эксплуатацию в марте 1974 г.

Основное сооружение узла – плотина перегораживает русло Амударьи на расстоянии 2,7 км ниже мыса Тахиаташ и 1,65 км ниже регулятора канала Кызкеткен (рис. 18). Она имеет щитовую (водосбросную) часть, построенную в обводном русле на левом берегу, и глухую (земляную) часть, перекрывшую старое русло Амударьи. Щитовая плотина длиной 470 м разбита на 25 пролетов, шириной в свету 16 м. Общая длина водосливного фронта 400 м. Два крайних левых пролета являются рыбоходом. К левому устою плотины примыкает судоходный канал и шлюз.

По верху щитовой и глухой плотины проходят автомобильная и железная дороги. В правобережной части русла верхнего бьефа от левого устоя Кызкеткенского регулятора к правому устою щитовой плотины построена дамба из свай оболочек, образующая правый борт подводящего русла.

Выше по течению заканчивается строительство Тюямуюнского гидроузла, ввод которого в действие ожидается в начале 80-х годов. Проект узла составил Куйбышевский филиал Гидропроекта, а окончательную его доработку в стадии рабочих чертежей выполнило Среднеазиатское отделение Гидропроекта (гл. инженер проекта И. К. Курцев). Плотина гидроузла, построенная в теснине Тюямуюна (рис. 19), поднимет уровень Амударьи на 15—16 м и образует в долине реки выше по течению русловое водохранилище объемом 2,2 млрд. м³. Проект предусматривает также три наливных водохранилища

в низинах левого берега. Это Султансанджар (2,7 млрд. м³), Капарас (0,95 млрд. м³) и Кошбулак (1,4 млрд. м³). Их будут строить и вводить в эксплуатацию по мере заполнения наносами руслового водохранилища. По проектным предположениям полное заиление последнего ожидается к 2010 г.

Тюямуюнский гидроузел не только обеспечит устойчивый водозабор в Тахиаташскую и Пахтаарнинскую оросительные системы, но и решит проблему маловодья в период весенних промывных поливов, накапливая в водохранилище объем воды, покрывающий нехватки ее для всех оросительных систем Хорезмского оазиса. Кроме того, создаваемый плотиной узла подпор используется для работы ГЭС.

Из трудов С. Т. Алтунина [4] и других исследователей известно, что после постройки плотины в ее верхнем бьефе интенсивно откладываются речные наносы, вызывая подъем дна и уровней воды на большой длине, постепенно увеличивающейся вверх по течению. В нижнем бьефе плотины сна-

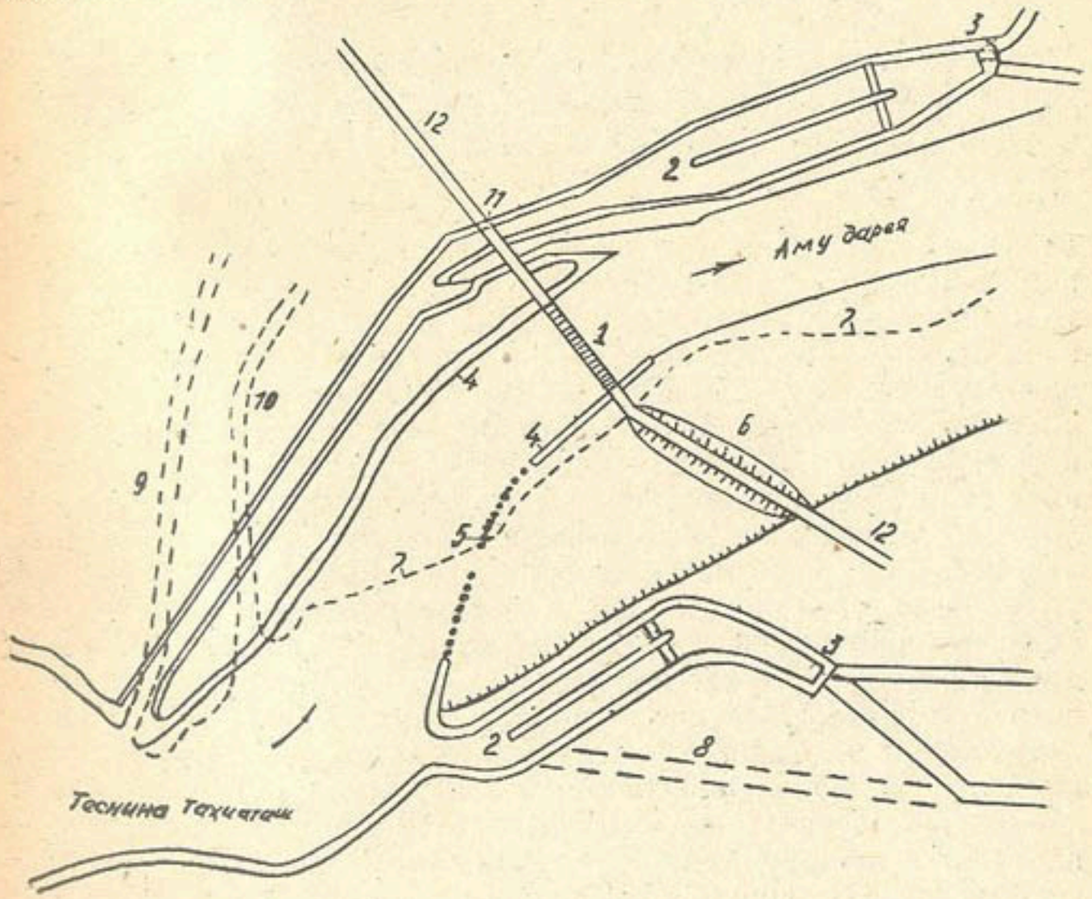


Рис. 18. Схематический план Тахиаташского гидроузла:

1 — щитовая плотина; *2* — головные двухкамерные отстойники; *3* — вододелители для выпуска воды в каналы; *4* — струенаправляющие дамбы; *5* — дамба из свай-оболочек; *6* — земляная плотина, перекрывшая старое русло Амударьи; *7* — контур левого берега старого русла Амударьи; *8* — головной участок старого канала Кызкеткен; *9* — то же канала им. Ленина; *10* — то же канала Параллельный; *11* — судоходный шлюз; *12* — автошоссе и железная дорога.

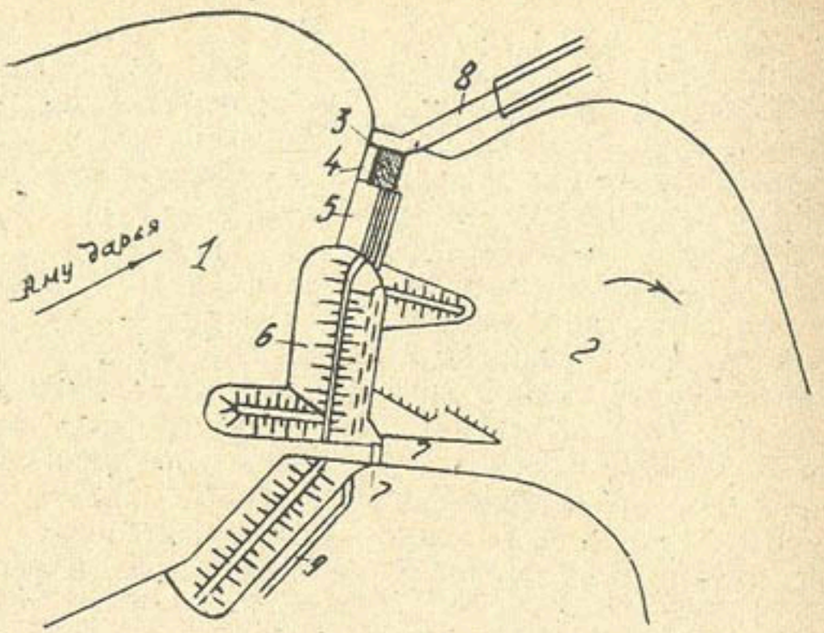


Рис. 19. Схематический план Тюямуюнского гидроузла:

1 — верхний бьеф (водохранилище); *2* — нижний бьеф (отводящее русло); *3* — регуляторы каналов; *4* — ГЭС; *5* — водосбросная плотина, *6* — земляная плотина; *7* — судоходный шлюз; *8* — левобережный канал; *9* — правобережный канал.

чала недогруженный наносами, вследствие их отложения в верхнем бьефе, поток производит размыв русла. Дно и уровни воды понижаются на большой длине, которая увеличивается вниз по течению. Когда степень заполнения верхнего бьефа наносами создаст условия для сброса их в нижний бьеф, начинается их отложение за плотиной, вызывающее подъем дна и уровней воды. Так как количество наносов, сбрасываемых в нижний бьеф, постепенно увеличивается, то участок их отложения в нижнем бьефе распространяется вниз по течению, надвигаясь на участок общего размыва, который продолжает удлиняться. Повышение дна в начале участка отложения наносов в нижнем бьефе, в случае низконапорной плотины (типа Тахиаташской), может превысить отметки порога водосбросного отверстия. Создается подпор, и пропускная способность сооружения уменьшается. Описанные явления называют *процессами переформирования бьефов* (рис. 20). Их причина: нарушение естественного режима жидкого и твердого стоков плотинным гидроузлом. В верхнем бьефе скорости уменьшаются вследствие подпора; в нижнем сначала уменьшается количество наносов за счет отложения их перед плотиной, а затем не хватает воды для транспортирования сбрасываемых наносов в связи с водозабором в отходящие от узла каналы.

При проектировании плотинных гидроузлов в состав проектных предположений обязательно входят прогнозные расчеты

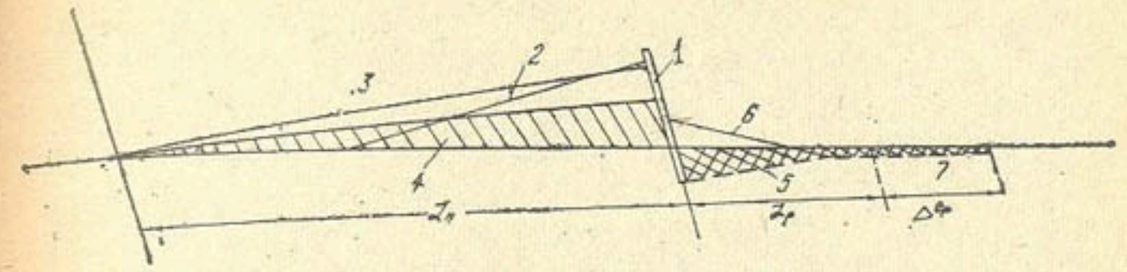


Рис. 20. Схема переформирования бьефов плотинных гидроузлов (по *С. Т. Алтунину*):

1 — плотина; *2* — кривая подпора в момент ввода в эксплуатацию; *3* — то же после *t* лет эксплуатации; *4* — отложение наносов в верхнем бьефе; *5* — размыв дна нижнего бьефа в первый период эксплуатации; *6* — подъем дна нижнего бьефа при сильном занесении верхнего бьефа; *7* — размыв дна нижнего бьефа за пределом подъема.

переформирования бьефов, результаты которых используются в проекте обвалования верхнего бьефа, при выборе отметки заложения водобоя и сливной части водосбросной плотины и при разработке других мероприятий (например, обеспечение бесплотинного водозабора в каналы, отходящие от реки ниже узла в пределах участка общего размыва).

Для составления прогнозных расчетов процессов переформирования предложено много методов, как точных, основанных на уравнениях одномерной задачи Сен-Венана (3.3-5) (методы И. И. Леви, К. И. Россинского и И. А. Кузьмина и др.), так и упрощенных, основанных на предположении формирования в бьефах устойчивого русла (методы С. Т. Алтунина, И. А. Бузунова, В. С. Лапшенкова, Ф. Ш. Мухамеджанова и др.) или на других допущениях и экспериментальных связях (методы Х. Ш. Шапиро, В. А. Скрыльникова и др.).

Для конкретных условий Тахиаташского и Тюямуюнского гидроузлов прогноз процессов переформирования их бьефов представляет большой практический интерес по следующим причинам:

1) Заиление верхнего бьефа уже действующей Тахиаташской плотины, вызывая удлинение зоны подпора и повышение в ее пределах уровней воды, требует соответствующего обеспечения прибрежных территорий от затопления паводковыми разливами. При этом вследствие большой длины распространения подпора в состав таких территорий могут включиться прибрежные зоны Амударьинского, Гурленского и Берунийского районов, имеющие самые высокие дамбы обвалования.

2) Размыв нижнего бьефа Тахиаташской плотины представляет собой опасность целостности рисбермы и других элементов нижнего бьефа ее водосбросной части, которые запроек-

тированы с запасом относительно снижения дна и уровней воды, определенных расчетом. Распространение размыва вниз по течению может представлять интерес с точки зрения работы Бекъябской насосной станции и водозабора в отдельные самотечные каналы (Раушан, Еркиндарья и т. п.).

3) Подъем нижнего бьефа Тахиаташской плотины вследствие заиления может вызвать необходимость наращения не только щитовой и глухой (земляной) ее частей вместе с проходящими по ним железной и автомобильной дорогами, но и реконструкцию и повышение береговых дамб обвалования, как в верхнем (до Кипчака и выше) так и в нижнем (до Раушана) бьефах.

4) Заиление верхнего бьефа Тюямуюнского гидроузла после ввода в эксплуатацию будет уменьшать полезный объем руслового водохранилища и ослаблять регулирующее влияние его на сток реки в маловодный период. Поэтому расчеты заиления должны установить сроки подготовки и ввода в действие береговых водохранилищ, предусматриваемых проектом гидроузла. Кроме того, распространение подпора вверх по течению требует, как и в случае Тахиаташской плотины, обвалования культурных пойменных земель в долине Амударьи до Данишера и выше.

5) Размыв русла Амударьи ниже Тюямуюнского гидроузла, который начнется после ввода его в эксплуатацию вследствие отложения почти всех наносов (первая схема эксплуатации) или значительной их части (схема В. В. Пославского), будет не только представлять угрозу для конструктивных элементов нижнего бьефа водосбросной плотины и гидростанции (что учтено в проекте), но может существенно снизить уровни воды в реке перед точками водозаборов самотечных каналов: Ургенчарна, Октябрьарна, Клычниязбай и Кипчак-Бозсу, а также каналов Ташсака и Пахтаарна, если к моменту ввода узла они не будут переключены полностью на питание из его верхнего бьефа.

Размыв русла Амударьи ниже Тюямуюнского гидроузла, накладываясь на зону заиления верхнего бьефа Тахиаташской плотины, на время до полного заиления руслового водохранилища прекратит повышение уровней воды в начальной ее части.

§ 2. МЕТОДИКА И РЕЗУЛЬТАТЫ ПРОГНОЗНЫХ РАСЧЕТОВ ПЕРЕФОРМИРОВАНИЯ БЬЕФОВ, ВЫПОЛНЕННЫХ ПРИ ПРОЕКТИРОВАНИИ ТАХИАТАШСКОГО ГИДРОУЗЛА

При проектировании Тахиаташского гидроузла расчеты переформирования бьефов были произведены сначала в процессе составления проектного задания в 1962 г. Их выполнил Ф. Ш. Мухамеджанов по предложенной им методике. Она

представляет собой дальнейшее развитие методики С. Т. Алтунина и И. А. Бузунова [4], основанной на предположении, что в пределах участков переформирования бьефов образуется устойчивое русло с шириной, удовлетворяющей формуле (3.29), так как на этих участках продольный уклон уменьшается до значений меньше уклона устойчивого протекания, определяемого формулой (3. 55).

Важное отличие метода Ф. Ш. Мухамеджанова от метода С. Т. Алтунина и И. А. Бузунова в том, что кривая свободной поверхности для участков переформирования у него строится с помощью уравнения деформации (3. 5). С. Т. Алтунин и И. А. Бузунов принимают для ее описания уравнение параболы, удовлетворяющее геометрическим условиям и условиям транзита наносов через входной и выходной створы. Уравнение (3.5) отражает для элементарного участка длины русла баланс между разницей в количествах поступивших и унесенных наносов и объемом отложения или размыва, изменяющим отметки дна. Поэтому свой метод Ф. Ш. Мухамеджанов назвал *балансовым*. В методе С. Т. Алтунина и И. А. Бузунова баланс наносов соблюдается только для всей области переформирования в целом и используется для вычисления продолжительности заиления или размыва.

Кратко основы метода Ф. Ш. Мухамеджанова можно характеризовать так.

1. Изменение элементов русла (B, H), нагрузки потока взвешенными наносами ($\rho\bar{u}$) и мутности (ρ) по длине зоны подпора и участка общего размыва удовлетворяет выражениям:

$$\begin{aligned} B_x &= B_0 N^{-0,20} \\ H_x &= H_0 N^{-0,18} \\ \omega_x &= \omega_0 N^{-0,38} \\ (\rho\bar{u})_x &= (\rho\bar{u})_0 N^{1,415} \\ \rho_x &= \rho_0 N^{0,528} \end{aligned} \qquad (4.\ 1)$$

где $N = \frac{J_x}{J_0}$ — относительный уклон;

x — индекс, показывающий расстояние створа с рассматриваемыми характеристиками от створа выклинивания подпора или конца участка размыва, где значения характеристик соответствуют бытовым условиям, имеющим индекс O.

Выражения (4. 1) получены, применяя к рассматриваемому створу x и створу с бытовыми условиями $x = 0$ формулы (3. 29), (3. 55) и (3. 49) при постоянных Q, A и n, а также установленную Ф. Ш Мухамеджановым на основе обработки натурных данных зависимость

$$u = БJH^{1/2}, \qquad (4.\ 2)$$

где $Б$ — эмпирический коэффициент, постоянный для створов. Использование для вывода (4. 1) формул (3. 29), (3. 55) и (3. 49), а также (4. 2) ограничивает применимость метода Ф. Ш. Мухамеджанова условиями Амударьи и других рек с мелкопесчаными наносами, для которых эти формулы оправдываются.

2. Связав подъем дна и уровней воды с объемом отлагающихся наносов, а снижение дна и уровней с объемом размыва при помощи одномерного уравнения деформации вида (3. 5), составляемого для малого участка русла конечных размеров при условии постоянства расхода воды $\left(\frac{\partial Q}{\partial x} = \frac{\partial Q}{\partial t} = 0\right)$, Ф. Ш. Мухамеджанов произвел численное интегрирование полученных уравнений с использованием дополнительных связей между соседними участками и построил упрощающие расчеты графики в виде систем кривых:

$$a = f_1(S_0;\ N);\ P = f_2(S_0;\ N);\ в = f_3(M_{он};\ N) \text{ и } P_и = f_4(M_{он};\ N).$$

Первые два графика используются при расчетах кривой подпора, образующейся в процессе заиления верхнего бьефа, вторые — при расчетах общего размыва нижнего бьефа. Основные параметры графиков — приведенный объем заиления S_0 и приведенный объем размыва M_0 — определяют по формулам

$$S_0 = \frac{2J_0 B_п \rho_0 Q_0 T}{\omega_0^2 \gamma_н}; \tag{4.3}$$

$$M_{он} = \frac{2J_{он}\rho_{он}\bar{u}_{он}Q_{он}T_н}{B_{он}H_{он}^2\bar{u}_{гр}\gamma_{гр}}, \tag{4.4}$$

где Q — расход;

ω и J — площадь сечения и уклон русла по (3. 43);

$B_п = (3-5)B$ — ширина полосы заиления;

B — ширина русла по (3. 43).

Элементы с индексом $О$ относятся к верхнему, а с индексом $он$ — к нижнему бьефу;

T и $T_н$ — время заиления верхнего и размыва нижнего бьефов;

$\bar{u}_{гр}$ и $\gamma_{гр}$ — средняя гидравлическая крупность и объемный вес грунта размываемого дна нижнего бьефа;

$\gamma_н$ — объемный вес наносных отложений верхнего бьефа.

Определив параметр S_0 и задаваясь значениями уклона J_x (или относительной величины N_x), с помощью графиков можно определить расстояние от соответствующего створа до створа выклинивания кривой подпора:

$$L_x = \frac{\omega_0 a}{B_п J_0} \tag{4.5}$$

и величину подпора в этом створе

$$\Delta H_x = \frac{\omega_0}{B_п} \cdot P. \tag{4.6}$$

Точно так же, исходя из величины $M_{он}$, можно определить расстояние створа с уклоном $N_{хн}$ от конца участка размыва

$$L_х = \frac{H_{он}}{J_{он}} в \tag{4.7}$$

и снижение уровня воды в этом створе

$$\Delta H_н = P_и \cdot H_{он}. \tag{4.8}$$

Объем наносов, откладывающихся в верхнем бьефе выше створа с относительным уклоном $N_х$, определяется по формуле

$$V_х = \frac{\rho_0 Q_0 T}{\gamma_н}(1 - N_х^{0,528}), \tag{4.9},$$

а объем размыва ниже створа с уклоном $N_{хн}$ в нижнем бьефе по формуле:

$$V_{хн} = \frac{\rho_{он}\bar{u}_{он}Q_{он}T_н}{\bar{u}_{гр}\gamma_{гр}}(1 - N_{хн}^{1,41}). \tag{4.10}$$

Более подробно метод Ф. Ш. Мухамеджанова изложен в [44]. Там же приведены указанные выше графики.

Исходные данные для расчетов 1962 г., принятые по средним многолетним данным наблюдений поста Чатлы за 1932—1958 гг. и материалам проектных проработок, приведены в табл. 11.

Данные о мутности и стоке донных наносов получены Ф. Ш. Мухамеджановым теоретическими расчетами. Разницу между транспортирующей способностью потока, вычисленной по (3.50), исходя из уклона J_0 и глубины H_0 бытового русла, определенных для среднемесячных расходов воды расчетного года по (3.43), и фактической нагрузки потока наносами ($\rho\bar{u}$) по натурным данным, он разделил на среднюю гидравлическую крупность донных наносов $\bar{u}_{гр} = 10{,}2$ мм/сек.

Из табл. 11 следует, что сток донных наносов составляет за год 5,62%, для половодья — 4,6%, для межени — 8,9 % от полных стоков наносов за эти периоды, что находится в пределах, рекомендуемых для Амударьи другими исследователями.

Разделение года на два характерных периода в табл. 11 обосновывается тем, что в половодье проходит 60% стока воды и 75 % стока наносов и узел работает с большим процентом водозабора ($Q_{вод} \geqslant 415$ м³/сек) и малыми подпорами на плотине ($\Delta H = 0{,}65-0{,}30$ м). В период же межени водозабор на узле снижается ($Q_{год} \leqslant 247$ м³/сек), а подпоры возрастают ($\Delta H = 1{,}04-1{,}58$ м).

Прогнозные расчеты переформирования бьефов 1962 г. рассматривают: заиление верхнего бьефа в осенне-зимнюю межень первого года эксплуатации, самопромыв меженных отложений верхнего бьефа большими расходами половодья, заиление верх-

Таблица 11

Исходные данные для прогнозных русловых расчетов, принятые в проектном задании
Тахиаташского гидроузла *
(по Ф. Ш. Мухамеджанову, 1962)

Расчетная величина	Среднее за год	Для половодья (V—VIII)		Для межени (X—IV)		
		средн.	макс.	средн.	макс.	мин.
Расход воды в верхнем бьефе, м³/сек	1510	2707	5360	784	1770	612
Расход водоподачи, м³/сек	339	591	690	213	247	195
Расход воды в нижнем бьефе, м³/сек	1171	2116	2670	571	1563	383
Подпор по условиям водозабора, м	0,98	0,51	0,65	1,38	1,58	0,34
Мутность взвешенных наносов, кг/м³	2,74	3,53	4,08	2,58	2,11	0,84
Сток взвешенных наносов в верхнем бьефе, тыс. т	128,1	99,94	—	20,73	—	—
Гидравлическая крупность взвешенных наносов, мм/сек	1,43	1,39	1,56	1,76	2,31	1,4
Нагрузка потока взвешенными наносами, кг/мм / м³/сек	3,92	4,91	6,38	2,43	4,42	1,69
Мутность донных наносов, кг/м³	—	0,166	0,258	0,175	0,220	0
Сток донных наносов, тыс. т	7,632	4,780	—	2,02	—	—
Суммарный сток наносов, тыс. т.	135,732	103,82	—	22,75	—	—
Процент донных наносов от суммарного стока	5,62	4,61	8,0	8,90	19,0	0

него бьефа в период половодья по годам эксплуатации, общий размыв нижнего бьефа на большой длине, возможность подъема русла в нижнем бьефе вследствие занесения, вызываемого перегрузкой потока наносами, возможное влияние на русло нижнего бьефа снижения уровня Аральского моря.

При выполнении всех этих расчетов уклон и другие элементы бытового русла в верхнем и нижнем бьефах определяли, исходя из принятых расчетных расходов воды по эмпирическим формулам (3. 43). Результаты перечисленных расчетов кратко можно охарактеризовать так.

Расчет заиления верхнего бьефа в период межени произведен, исходя из среднего расхода воды $Q = 784$ м³/сек и объема стока наносов за период $W_н = 22{,}75$ млн. м³ (табл. 11). При этом подпор на плотине принят $\Delta H = 0{,}83$ м, что представляет собой среднее увеличение его в межень по сравнению с периодом половодья ($0{,}83 = 1{,}38 - 0{,}51$ м). Ширина полосы заиления принята $B_п = 800$ (при $B_0 = 278$ м). В результате расчета получены: уклон у плотины $J_{вых} = 0{,}000037$ (при $J_0 = 0{,}000084$); длина подпора $L = 100$ км и объем отложений к концу межени $V = 6{,}61$ млн. м³. С учетом извилистости меженного русла длину подпора по прямой приняли 40,5 км.

Расчет самопромыва верхнего бьефа в период половодья. Самопромыв верхнего бьефа в период половодья вызывается значительным увеличением скоростей течения и транспортирующей способности потока вследствие увеличения расхода воды и уменьшения подпора. Расчет промыва произведен по методике Ф. Ш. Мухамеджанова [43], исходя из средней величины промывного расхода $Q = 2707$ м³/сек, среднего снижения уровня воды $h = \Delta H_{меж} = 0{,}87$ м и продолжительности $t = 123$ суток. Он определил длину участка промыва $L_{пр} = 22{,}7$ км и объем смытых наносов $V = 5{,}03$ млн. м³.

По результатам этого расчета из объема наносов, отлагающихся в течение межени 6,61 млн., в период паводка должно смываться 5,03 млн. м³. Так как длина промыва $L_{пр} = 22{,}7$ км меньше длины подпора по прямой $L = 40{,}5$ км, остающийся не смытым объем меженных отложений 1,57 млн. м³, может располагаться выше зоны промыва, на длине $40{,}5 - 22{,}7 = 17{,}8$ км.

Расчет заиления верхнего бьефа при пропуске весенне-летнего половодья принят основным при определении распространения зоны подпора вверх по течению в процессе эксплуатации гидроузла. Ввиду малой разницы между объемом отложений межени и объемом самопрорыва в период половодья ее влияние на результаты не учитывали. Расчеты производили, исходя из $Q = 2707$ м³/сек, $W_н = 103{,}82$ млн. т, $\Delta H = 0{,}51$ м. При этом уклон и элементы бытового русла по (3. 47) определялись равными $J_0 = 0{,}000106$; $H_0 = 2{,}87$ м, $\omega_0 =$

$= 1385$ м², $B_0 = 482$ м; $B_п = 1500$ м. Результаты расчетов приведены в табл. 12.

Таблица 12

Изменение длины подпора, уклона у плотины и объема отложений в верхнем бьефе Тахиаташского гидроузла в процессе эксплуатации (по расчетам 1962 г.)

Показатели	Число лет после ввода в эксплуатацию						
	1	2	5	7	10	15	20
Длина подпора, км	106	134	187	215	244	283	313
Уклон у плотины, 10^{-4}	0,825	0,890	0,940	0,960	0,970	0,985	0,995
Объем отложений, млн. м³	10,65	15,21	25,70	31,10	36,30	48,00	55,40

Кривая подпора уже в первый год эксплуатации должна распространиться дальше Карамышташа (74 км от плотины), через пять лет достичь Турткуля (185 км), через семь лет — Ташсаки (217 км) и через девять лет — Тюямуюна (234 км). Однако с учетом извилистости русла прогнозные подъемы уровня и дна при $Q = 2700$ м³/сек для ряда створов верхнего бьефа значительно меньше (табл. 13).

Таблица 13

Прогнозные повышения воды и среднего дна в характерных створах верхнего бьефа (по *Ф. Ш. Мухамеджанову*)

Створ	Расстояние от плотины, км	Отметка бытового уровня, м	Через 10 лет			Через 20 лет		
			подпор ΔH, м	отметка подпорного уровня, м	отметка среднего дна, м	подпор ΔH, м	отметка подпорного уровня, м	отметка среднего дна, м
Плотина	0	75,68	0,51	76,19	73,28	0,51	76,19	73,29
Пикет 120	12	76,80	0,41	77,33	74,52	0,44	77,36	74,46
Пикет 250	22	78,00	0,32	78,44	75,54	0,37	78,49	75,59
Кипчак	48	82,20	0,14	82,34	79,44	0,19	82,39	79,40
Карамышташ	74	85,74	—	85,74	82,87	0,02	85,76	82,87
Турткуль	185	103,28	—	103,28	—	—	103,28	—

Кривая подпора через 10 лет не дойдет до Карамышташа (она распространится лишь до пикета 690 в 69,1 км от плотины) и поднимется немного выше его только через 20 лет, достигнув пикета 800 (77 км от плотины).

Расчеты размыва нижнего бьефа начаты с половодья первого года эксплуатации, принимая, что плотина может быть введена в действие к началу вегетации.

К концу половодья, исходя из средней величины сбросного расхода $Q = 2116$ м³/сек, транспортирующей способности по-

тока в нижнем бьефе $(\overline{\rho u})_{он} = 540$ кг·мм/сек.м³, вычисленной по (3. 50) при гидравлических элементах русла $J_{он} = 0{,}0001$, $H_{он} = 2{,}66$ м и $B_{он} = 442$ м, определенных по (3. 43) и нагрузке сбросных расходов наносами $(\overline{\rho u})_{вых} = 4{,}30$ кг. мм/сек м³, $\gamma_{гр} = 1{,}5$ т/м³ и $\overline{u}_{гр} = 10{,}2$ мм/сек, были получены показатели снижения уровня воды у плотины $\Delta H_н = 0{,}24$ м и длины участка размыва $L_р = 40$ км.

Дальнейшие расчеты общего размыва нижнего бьефа произведены для условий пропуска межени, так как проектное задание предусматривало, что в половодья второго и следующих лет эксплуатации сбросные расходы будут дополнительно нагружаться продуктами самопромыва верхнего бьефа и гидравлической очистки отстойников, и их нагрузка $(\overline{\rho u})_{вых} = 5{,}69$ км·мм/сек·м³ будет превышать бытовую для нижнего бьефа.

К концу межени первого года эксплуатации возможно снижение уровня за плотиной 0,79 м, длина участка размыва 68 км и объем размыва 2 млн.м³ (в том числе за период паводка 0,62 млн.м³).

В конце второго года эксплуатации объем размыва в нижнем бьефе за период межени по расчетам компенсируется объемом наносов, смываемых из верхнего бьефа в паводок, и дальнейшего заглубления русла не ожидается. Однако к концу межени второго года эксплуатации объем размыва может возрасти на 1,38 млн.м³, уровень за плотиной снизится до 0,95 м, а длина участка размыва достигнет 92,5 км.

Прогноз возможности занесения нижнего бьефа гидроузла в проектном задании 1962 г. ограничен определением числа лет до момента, когда суммарная нагрузка сбросных расходов речными наносами и продуктами самопромыва верхнего бьефа, а также промывки головных отстойников узла $(\rho u)_{вых}$ станет больше транспортирующей способности потока в нижнем бьефе $(\rho u)_{он}$. Сравнение уклона, необходимого для транспортирования сбросной нагрузки, с уклоном местности $J = 0{,}00013$ показало, что занесение нижнего бьефа может начаться после 20 лет эксплуатации узла.

Прогноз возможного размыва русла Амударьи ниже Тахиаташского гидроузла при снижении уровня в Аральском море. Основой для прогнозных расчетов явилось предложение И. А. Бузунова принять изменение уклона на участке размыва по гиперболической зависимости $J = \frac{a}{в + x}$, где x — расстояние створа от конца участка.

В результате произведенных подсчетов получено, что размыв отводящего русла может подойти к плотине узла: при снижении уровня Аральского моря на 0,5 м — через 32, на 1 м — через 73, на 10 м — через 82 года и при снижении на

20 м — через 85 лет. Таким образом, опасности для Тахиаташского узла снижение уровня Аральского моря не представляет.

Начавшиеся в 60-х годах разработки схемы использования водно-земельных ресурсов бассейна Амударьи с учетом перспективы развития орошения и регулирования стока реки существенно изменили расчетные расходы воды и наносов в нижнем течении против принятых в проектном задании 1962 г. Поэтому институт Средазгипроводхлопок при доработке проектного задания Тахиаташского гидроузла в 1964 г. произвел уточнение русловых расчетов 1962 г. с помощью простейших зависимостей, вытекающих из формул Ф. Ш. Мухамеджанова, или же пропорционально изменению расходов воды и наносов, без учета влияния Тюямуюнского гидроузла на сток воды и наносов. В результате пересчета продолжительность занесения верхнего бьефа увеличилась, а снижение уровня при общем размыве нижнего бьефа уменьшилось. Опасность занесения нижнего бьефа увеличилась.

Более существенное уточнение прогнозных расчетов в соответствии с изменившимися условиями было произведено в 1966 г. В этих расчетах учитывалось влияние на ход русловых процессов в бьефах Тахиаташского гидроузла начатого проектированием Тюямуюнского водохранилища, ввод в действие которого намечался через два года после окончания строительства Тахиаташской плотины. Русловые расчеты выполнены также Ф. Ш. Мухамеджановым по его методике, принимая средние расходы воды в верхнем бьефе гидроузла и водозабор для половодья и межени с учетом уровней потребления 70, 75 и 80-х годов.

Работа Тюямуюнского водохранилища, кроме проектных энергетического (НПУ-130) и ирригационного (схема В. В. Пославского с пропуском паводка при отметке уровня 120 м) вариантов, рассматривалась еще в двух: а) при выпуске воды с мутностью 1,5 кг/м³ и б) при аккумуляции 3,7 км³ воды для обеспечения потребления в межень ниже Тюямуюнского узла, что несколько изменяло расходы воды перед Тахиаташским гидроузлом против схемы. В расчетах принимался ввод в действие: Тахиаташского гидроузла в 1970 г., руслового Тюямуюнского водохранилища в 1972 г. и наливных водохранилищ Тюямуюнского узла в 1975 г.

Чтобы выяснить сбросную мутность в нижнем бьефе Тюямуюнского гидроузла, были произведены расчеты заиления водохранилища (по методике расчета заиления верхнего бьефа). Они показали, что при энергетическом варианте работы водохранилища до 1990 г. поступающие в него наносы будут полностью аккумулироваться, к 2000 г. сбросная мутность составит только 7,8% входной и лишь еще через 20 лет она достигнет 25%. При ирригационном варианте работы водохра-

нилища меженный сток наносов полностью осаждается, образующиеся отложения не смываются во время пропуска паводка. В паводок средняя сбросная мутность по отношению к входной составляет по годам: 1972—1975—8,8%, 1975—1980—64,3, 1980—1990—66,7, 1990—2000—75,3 и 2000—2020—71%. Малое изменение сбросной мутности после 1975 г. объясняется вводом в действие наливных водохранилищ.

Анализ дополнительных вариантов показал, что выпуск воды с мутностью 1,5 кг/м³ требует снижения уровня в водохранилище, значительно сокращающего его аккумулирующий объем, а при ограничении аккумуляции объемом 3,7 км³ значения сбросной мутности близки к значениям для энергетического варианта работы. В дальнейшие расчеты эти варианты работы не включались.

В состав этих расчетов вошли: а) расчет самопромыва верхнего бьефа в межень; б) расчет заиления верхнего бьефа; в) расчет общего размыва нижнего бьефа.

Для 1970—1972 гг. (до ввода Тюямуюнского водохранилища в действие) расчеты произведены на бытовые расходы реки с учетом водозабора на уровне 1964 г. При этом средний паводковый расход реки в створе Тахиаташского гидроузла принят равным 2210 м³/сек, а годовой сток наносов определен пересчетом стока, принятого в проектном задании 1962 г., по эмпирической формуле Ф. Ш. Мухамеджанова:

$$W = W_0 \left(\frac{Q - 250}{Q_0 - 250}\right)^{0{,}6} \frac{Q}{Q_0},$$

что дало $W = 96$ млн. м³.

Для последующих периодов расчетные расходы реки приняты по материалам проработки „Схемы Амударьи“, а твердый сток определен расчетами, исходя из расчетной мутности на выходе из Тюямуюнского водохранилища (с учетом варианта его работы) и насыщения потока продуктами общего размыва нижнего бьефа.

Расчет самопромыва верхнего бьефа в межень. Уровень воды в верхнем бьефе в паводок принят на отметке 76,86 м, в межень—75,63 м, т. е. на 1,23 м ниже. Величина снижения уровня, вызывающая самопромыв,

$$h_c = 1{,}23 - H_{пав} + H_{меж}, \qquad (4.11)$$

где $H_{пав}$ и $H_{меж}$ — средние глубины бытового русла в паводок и межень, определяемые по формулам (3.43). При расчете принимались длительность межени 213 суток, время промыва $t_{пр} = 18{,}4$ млн·сек, средний диаметр наносов 0,15 мм, степень заиленности верхнего бьефа $e = 1$, параметр $A = 3{,}8$. Результаты расчета приведены в табл. 14.

Расчет заиления верхнего бьефа. Ширина полосы заиления 1500 м. Расчет произведен по методу Ф. Ш. Муха-

Таблица 14

Результаты расчета самопромыва в межень

(по *Ф. Ш. Мухамеджанову*)

Расчетный период	Расход, м³/сек		Глубина, м		h_c, м	Объем смыва, млн. м³	Длина участка промыва, км
	в паводок	в межень	в паводок	в межень			
1970—1972	2210	608	2,59	2,12	0,76	0,773	9,3
1972—1975	1761	532	2,54	2,08	0,77	0,695	9,0
1975—1980	1324	424	2,38	2,14	0,99	0,775	9,0
После 1980	885	321	2,22	2,01	1,01	0,636	8,3

меджанова, определяя величину подпора в створах по (4.6) с использованием графика $P = f(S_0; N)$, а расстояние между створами по формуле

$$\Delta L = \frac{\Delta H_2 - \Delta H_1}{J_0(1 - N_{ср})}, \qquad (4.12)$$

где ΔH_1 и ΔH_2 — значения подпоров в смежных створах (при N_1 и N_2);

$N_{ср} = \frac{N_1 + N_2}{2}$ — средняя величина относительных уклонов между створами.

Величину подпоров в створах, определенную по (4.6), исправляли на извилистость русла по формуле:

$$\Delta H_и = \Delta H - 0{,}025 \sum \Delta L, \qquad (4.13)$$

где $\Delta H_и$ — исправленная величина подпора.

Расчетную длину подпора определяли как $\sum \Delta L$ при условии $\Delta H_и = 0$.

Расчеты произведены для двух вариантов работы Тюямуюнского водохранилища.

При энергетическом варианте работы водохранилища сток наносов после 1972 г. определяли только из условия размыва русла в нижнем бьефе. Гидравлическая крупность грунта $\bar{u}_и = 10{,}2$ мм/сек (для 1970—1972 гг. $\bar{u} = 1{,}67$ мм/сек). Исходные условия и результаты расчета приведены в табл. 15.

При ирригационном варианте сток наносов после 1972 г. определяли, складывая: наносы, выходящие из водохранилища; наносы, сбрасываемые в процессе очистки отстойников каналов, и продукты общего размыва русла в нижнем бьефе. Полученные суммарные объемы стока наносов и результаты расчета заиления приведены в табл. 16, а величины подпора и отметки подпорного уровня для некоторых створов — в табл. 17.

Расчет общего размыва нижнего бьефа. Ширина размываемого русла 582 м, а гидравлическая крупность

Таблица 15

Результаты расчета заиления верхнего бьефа Тахиаташского гидроузла при энергетическом варианте работы Тюямуюнского водохранилища

Расчетный период эксплуатации	Расход перед плотиной, м³/сек	Средний подпор у плотины, м	Годовой сток наносов, млн. м³	Сток наносов к концу периода, млн. м³	Расчетный уклон	Объем отложений в верхнем бьефе, млн. м³	Длина кривой подпора, км	Средний годовой объем наносов в нижнем бьефе, млн. м³
1970—1972	2210	2,28	96,0	192,0	0,00018	79,5	70	51,2
1972—1975	1761	2,68	11,8	227,5	0,000095	114,0	147	3,7
1915—1980	1324	2,78	8,0	267,5	0,00009	143,0	155	2,1
1980—1990	885	3,00	5,2	319,0	0,000085	166,0	175	2,9
1990—2000	885	3,00	5,2	317,0	0,000085	173,0	—	4,5

Таблица 16

Результаты расчета заиления верхнего бьефа Тахиаташского гидроузла при ирригационном варианте работы Тюямуюнского водохранилища

Расчетный период эксплуатации	Расход перед плотиной, м³/сек	Средний подпор, м	Годовой сток наносов, млн. м³	Расчетный уклон	Суммарный сток наносов к концу периода, млн. м³	Объем отложений млн. м³	Длина кривой подпора, км	Средний годовой объем наносов в нижнем бьефе, млн. м³
1970—1972	2210	2,28	96,0	0,00010	192	89,5	70	51,2
1972—1975	1761	2,68	21,1	0,000095	255	125,0	85	9,2
1975—1980	1357	2,78	34,5	0,000091	427	174,0	150	24,7
1980—1990	885	3,00	20,8	0,000085	635	231,0	128	15,1
1990—2000	885	3,00	21,9	0,000085	854	262,0	—	18,8
2000—2020	885	3,00	23,6	0,000085	1326	325,0	120	20,45

размываемого грунта 10,2 мм/сек. Среднюю годовую транспортирующую способность потока в нижнем бьефе определяли по формуле:

$$(\rho\bar{u})_{нб} = \frac{(\rho\bar{u})_{пав} Q_{пав} t_{пав} + (\rho\bar{u})_{меж} Q_{меж} t_{меж}}{Q_{пав} t_{пав} + Q_{меж} t_{меж}}, \qquad (4.14)$$

где $Q_{пав}$ и $Q_{меж}$ — средние расходы паводка ($t_{пав} = 5$ месяцев) и межени ($t_{меж} = 7$ месяцев);

$(\rho\bar{u})_{пав}$ и $(\rho\bar{u})_{меж}$ — транспортирующие способности паводка и межени, вычисленные по (3.49) при элементах русла, определенных для $Q_{пав}$ и $Q_{меж}$ по (3.43).

По формулам, аналогичным (4.14), вычисляли: среднюю взвешенную мутность $\rho_{гр}$ и гидравлическую крупность $\bar{u}_{гр}$ на-

Таблица 17

Величины подпора и отметки подпорного уровня

Календарный год	Год от начала эксплуатации	Пикет 120		Пикет 250		Кипчак		Каракамышташ		Средний расход паводка, м³/сек
		подпор, м	отметки уровня, м	подпор, м	отметки уровня, м	подпор, м	отметки уровня, м	подпор, м	отметки уровня, м	
1972	2	1,42	77,96	1,00	78,44	0,29	81,13	0	85,06	2210
При энергетическом графике										
1975	5	2,19	78,33	1,91	70,95	1,27	81,71	0,80	85,46	1761
1980	10	2,35	78,35	1,97	78,91	1,34	81,68	0,83	85,39	1357
1990	20	2,55	78,37	2,23	78,95	1,60	81,72	1,09	85,43	885
При ирригационном графике										
1975	5	1,81	77,95	1,34	78,38	0,51	80,95	0,008	84,75	1761
1980	10	2,31	78,35	2,00	78,94	1,36	81,70	0,85	85,41	1357
1990	20	2,30	78,12	1,90	78,62	1,11	81,23	0,54	84,88	885

носов, сбрасываемых в нижний бьеф. Объем годового размыва установлен, исходя из дополнительной мутности:

$$\rho_{\text{дон}} = \frac{(\rho\bar{u})_{\text{нб}} - \rho_{\text{гр}} \cdot \bar{u}_{\text{гр}}}{\bar{u}_{\text{гр}}}. \qquad (4.15)$$

Приведенный объем размыва $M_{\text{он}}$, вычисленный по дополнительной мутности, уточнялся затем по формуле

$$(M_{\text{он}})_{\text{уточ}} = M_{\text{он}} \frac{(\rho\bar{u})_{\text{нб}}}{(\rho\bar{u})_{\text{дон}}}. \qquad (4.16)$$

Объем сбрасываемых в нижний бьеф наносов принимали по данным расчета заиления верхнего бьефа (с учетом самопромыва в период межени). После 1972 г. при энергетическом варианте работы Тюямуюнского водохранилища учитывали объем наносов, сбрасываемых в реку из отстойников, так как поступающие к Тахиаташской плотине продукты размыва русла ниже водохранилища представляют песок, не транспортируемый каналами.

Для 1970—1972 гг., а также после 1972 г. при ирригационном варианте работы Тюямуюнского водохранилища расчетная нагрузка потока наносами перед Тахиаташской плотиной меньше транспортирующей способности каналов узла, и очистки отстойников не требуется. Результаты расчетов общего размыва приведены в табл. 18.

Таблица 18

Результаты расчетов общего размыва в нижнем бьефе Тахиаташского гидроузла в зависимости от варианта работы Тюямуюнского водохранилища (по *Ф. Ш. Мухамеджанову*)

Расчетный период эксплуатации	Средний расход, м³/сек		Годовой сток, млн. м³ при $\bar{u}_{\text{гр}}$ =10,2	Энергетический вариант			Ирригационный вариант		
	в паводок	в межень		Годовой объем размыва, млн. м³	Объем размыва с начала эксплуатации	Снижение уровня, м	Годовой объем размыва, млн. м³	Объем размыва с начала эксплуатации	Снижение уровня, м
1970—1972	1635	487	—	7,50	15,0	1,97	7,50	15,0	0,97
1972—1975	1186	412	7,40	7,73	26,2	1,12	5,4	31,2	1,40
1975—1980	671	267	3,87	1,77	34,55	1,26	2,58	44,1	1,60
1980—1990	311	140	1,75	—1,15	23,05	0,99	1,12	55,3	1,71
1990—2000	311	140	1,75	—2,75	— 4,45	—0,66	0,58	61,1	1,35
2000—2020	311	140	1,75	—2,80	—60,5	—2,46	0,875	78,6	1,27

Величина подъема дна (при отрицательной величине объема $V_{\text{отл}}$) вычислена по приближенной формуле

$$\Delta H = \sqrt{\frac{2V_{\text{отл}} J_{\text{он}} (N_{\text{н}} - 1)}{B_{\text{пн}}}} \text{ при } B_{\text{пн}} = 1500 \text{ м}; \; N_{\text{н}} = \left(\frac{W_{\text{сор}}}{W_{\text{он}}}\right)^{0,705}$$

Расчеты 1966 г. произведены при значительно меньших расходах воды в верхнем и нижнем бьефах и значительно большей (от 2,28 до 3 м против 0,51 м в расчетах 1962 г). величине подпора на плотине. Увеличение подпора связано не только со снижением бытового уровня вследствие уменьшения расходов воды, но и с повышением расчетного подпорного уровня до отметки 76,78 м (против 76,19 м в 1962 г.), а также с использованием уточненной более низкой кривой $Q = f(H)$.

В результате этого на участке между плотиной и створом Кипчак уровни и отметки дна по расчетам 1966 г. выше определенных расчетами 1962 г., а дальше створа Кипчак, наоборот, ниже. Следовательно, высота береговых дамб между Кипчаком и плотиной по сравнению с проектным заданием 1962 г. должна быть увеличена. На самом же опасном участке (Мангитские, Гурленские и Берунийские дамбы) она может быть оставлена без изменения. Длины подпора по расчетам 1966 г. в 2—2,5 раза меньше определенных расчетами 1962 г. Наименьшая длина подпора отмечена для ирригационного варианта работы Тюямуюнского водохранилища. Уменьшение длины подпора после 1980 г. связано со снижением уровней (и средних отметок дна) почти для всей зоны подпора.

Общий размыв нижнего бьефа по расчетам 1966 г. происходит в течение всего года и может продолжаться после ввода в эксплуатацию 20 и больше лет. Максимальное снижение уровня воды в нижнем бьефе по этим расчетам составит: а) при энергетическом варианте работы Тюямуюнского водо-

хранилища — 1,26 м (к концу 1980 г.) и б) при ирригационном варианте — 1,71 м или на 35% больше (к концу 1990 г.) против 0,95 м по расчетам 1962 г.

Несмотря на большую величину снижения уровня в нижнем бьефе ирригационный вариант более рационален, так как при нем Тахиаташский гидроузел будет работать без заиления нижнего бьефа более 50 лет. При энергетическом варианте работы Тюямуюнского водохранилища отложение наносов в нижнем бьефе Тахиаташской плотины начнется на 20-м году эксплуатации. К 2020 г. (50 лет эксплуатации) расчетный подъем дна в нижнем бьефе на 2,46 м может вызвать подпор плотины (расчетная величина подпора, создаваемого плотиной в этот период — 3 м).

В соответствии с расчетами 1966 г. заложение рисбермы и других конструктивных элементов нижнего бьефа Тахиаташской плотины запроектировано с учетом снижения уровня воды на 2 м (с запасом).

Более точные расчеты заиления Тюямуюнского руслового водохранилища выполнены отделом русел САНИИРИ по методу В. С. Лапшенкова. Результаты расчетов, проверенные на русловой модели участка реки от теснины Тюямуюн до поста Дарганата длиной 150 км, приведены в работах В. С. Лапшенкова.

Расчеты общего размыва нижнего бьефа Тюямуюнского водохранилища производили САНИИРИ и институт Союзгидропроект. САНИИРИ, используя ряд приближенных методов, получил различные величины снижения уровня и дна, а также длины размыва, которые будут уточнены в процессе модельных исследований. Союзгидропроект выполнял расчеты балансовым методом. По И. А. Кузьмину, эти расчеты произведены без учета размыва берегов, образования отмостки дна и выходов коренных пород. Для учета сложности форм поперечного сечения его разделяли на отсеки. Согласно расчетам при энергетическом варианте работы водохранилища длина участка размыва через 10 лет эксплуатации достигнет 65 км, уровень воды в начальном створе понизится на 5,5 м, а средние отметки дна на 7,5 м. Уклон дна размываемого участка уменьшится в 2,5, а скорость течения на нем в два раза. Затопление отмелей паводком практически прекратится после 2—5 лет эксплуатации гидроузла.

При ирригационном варианте (схема В. В. Пославского) интенсивность размыва русла в нижнем бьефе будет значительно меньше. После 10 лет эксплуатации начнется отложение наносов в начальной части участка размыва, быстро распространяющееся по течению.

При энергетическом варианте работы Тюямуюнского водохранилища участок общего размыва русла в нижнем бьефе достигнет створа выклинивания подпора от Тахиаташской плотины примерно в 1985 г. При ирригационном варианте смыкания участка общего размыва с зоной подпора Тахиаташской плотины не будет [31].

§ 3. РАБОТА ТАХИАТАШСКОГО ГИДРОУЗЛА И ХОД РУСЛОВОГО ПРОЦЕССА В ЕГО БЬЕФАХ ЗА ГОДЫ ЭКСПЛУАТАЦИИ

Тахиаташский гидроузел введен в эксплуатацию в марте 1974 г. после перекрытия прорана в теле земляной плотины, перегородившей старое русло Амударьи и являющейся продолжением щитовой водосбросной плотины, построенной в левобережном обводном русле рядом. Правобережный и левобережный отстойники и расположенные в их конце вододелители, регулирующие водоподачу в магистральные каналы узла, к этому моменту не были закончены, и водозабор в каналы Кызкеткен и им. Ленина до 1978 г. осуществлялся через старые головные регуляторы. На узле были и другие недоделки, В частности, строительные недоборы (целики) и не убранные концы строительных перемычек (останцы), которые уменьшали пропускную способность водосбросной плотины, и вызывали излишние подъемы уровня в верхнем бьефе при больших расходах воды, а также мешали смыву наносов, откладывающихся в левой половине подводящего русла. За четыре года эксплуатации плотины целики и почти все останцы смыты потоком.

В период с 1974 по 1977 г. фактические условия работы узла сильно отличались от проектных в связи с его маловодностью. В этот период годовые объемы стока в верхнем бьефе узла были: в 1974 г. — 11,57 км³, в 1975 г. — 15,80 км³, в в 1976 г. — 16,93 км³ и в 1977 г. — 10,05 км³. Это значительно меньше годового объема 47,6 км³, принимавшегося в расчетах 1962 г., и объемов расчетов последующих лет.

Из-за большого маловодья значительную часть года Тахиаташская плотина работала с полностью закрытыми затворами во всех пролетах. В этот период на узле осуществлялся 100%-ный забор речных расходов в каналы Кызкеткен, им. Ленина и Параллельный. Такие периоды продолжались: в 1974 г. — 17 дней (с 20/XI по 6/XII); в 1975 г. — 178 дней (с 9/I по 10/V, с 15/V по 25/V и с 16/XI по 31/XII), в 1976 г. — 97 дней (с 4/I по 18/II; с 11/III по 25/IV, с 29/VI по 14/VII и с 26/XI по 2/XII) и в 1977 г. — 154 дня (с 7/III по 15/VI, с 10/VI по 30/VI и с 21/XI по 31/XII).

Отметки наивысших средних суточных уровней воды перед плотиной были на 50—70 см выше, чем принято в проектном задании 1962 г., хотя водозабор на оба берега не превышал 570—580 м³/сек. Высокие отметки уровней воды перед плотиной объясняются недостаточной пропускной способностью Кыз-

кеткенского регулятора. Другая причина их повышения — стремление службы эксплуатации создать в верхнем бьефе небольшую (40—50 млн. м³) регулирующую емкость, чтобы ослабить неравномерность подачи воды в каналы весной, когда кратковременные паводковые пики, дающие возможность аккумулировать воду в верхнем бьефе, сменяются спадом расходов до значений, не обеспечивающих плановую водоподачу. В последние годы из-за значительного заиления верхнего бьефа эта емкость уменьшилась.

Недостаточная водность 1974—1977 гг. и значительные подъемы уровня перед плотиной существенно изменили условия работы узла по сравнению с принимавшимися при составлении прогнозных русловых расчетов 1962 и 1966 гг. (табл. 19).

Таблица 19

Сравнение фактических расходов (м³/сек), мутности (кг/м³) и подпоров (м) на Тахиаташском гидроузле за 1974—1977 гг. с принимавшимися в расчетах 1962 и 1966 гг.

Показатели	Принято в расчетах		По фактическим данным			
	1962 г.	1966 г.	1974 г.	1975 г.	1976 г.	1977 г.
Средний расход половодья в верхнем бьефе	2707	2210	562	1122	1190	725
В нижнем бьефе	2116	1635	242	735	793	649
Средний расход межени в верхнем бьефе	784	608	152	118	400	380
В нижнем бьефе	571	487	96	98	157	—
Средняя мутность половодья в верхнем бьефе	3,53	2,51	1,56	2,46	2,42	2,35
Мутность межени	2,58	1,57	0,735	0,45	1,52	1,01
Средний подпор в половодье по кривой $Q = f(H)$ 1962 г.	0,51		1,91	1,81	1,97	1,90
По кривой 1966 г.	—	2,28	2,16	2,20	2,42	2,35
Подпор в межень по кривой 1962 г.	1,38	—	1,53	1,76	1,02	1,97
По кривой 1966 г.	—	1,05	1,70	2,08	1,52	2,47

Примечание. При вычислении показателей межени данные с 1/I по 30/IV приняты по следующему календарному году.

Ход русловых процессов переформирования бьефов плотинных гидроузлов очень важен для более правильной организации их эксплуатации. Учитывая это, Министерство мелиорации и водного хозяйства УзССР поручило САНИИРИ организовать многолетние исследования условий работы гидроузла и хода руслового процесса в его бьефах. Необходимо было выяснить возможное неблагоприятное влияние переформирования бьефов на условия водозабора в каналы им. Ленина и Кызкеткен и судоходство в районе узла, на работу узла в целом и его элементов (щитовой плотины, струенаправляющих дамб, гасителей энергии в нижнем бьефе и т. п.), на блуждание потока

и интенсивные размывы берегов за пределами креплений в подводящем и отводящем руслах и ряд других вопросов. В состав исследований также вошло изучение шуго-ледового режима (образование заторов и зажоров и их влияние на работу узла).

Исследования были начаты после спада половодья 1973 г. и продолжались до конца 1976 г. В процессе исследований проводили периодические промеры русла по закрепленным створам в верхнем и нижнем бьефах (для определения заиления верхнего и размыва нижнего бьефов), систематические наблюдения за характером протекания потока (особенно в подводящем и отводящем руслах), за плановыми деформациями русла, формированием глубин размыва у струенаправляющих дамб и других элементов узла, а также гидрометрические наблюдения.

К сожалению, участок верхнего бьефа, на котором производили промеры русла, имел длину всего 17,5 км, что меньше 17% расчетной длины подпора для первого года эксплуатации (106 км). В нижнем бьефе участок промерных работ, ограниченный постом Саманбай, имел длину 13,9 км, или около 20% расчетной длины размыва для конца межени первого года эксплуатации (68 км).

Сравнение объемов отложения и размыва на этих участках, вычисленных по методу Ф. Ш. Мухамеджанова, исходя из фактических условий работы узла, с объемами, определенными по данным промеров, показало, что расчетные объемы отложения отличаются от измеренных не более чем на 6,5%. Измеренные же объемы размыва из-за сильной боковой эрозии в нижнем бьефе, не учитываемой методом Ф. Ш. Мухамеджанова, превышают расчетные в 8,8—10,3 и даже 16,7 раза (для первого расчетного периода).

Наносные отложения в верхнем бьефе распространяются как минимум в 2,5—3 раза дальше 17,5-километрового участка промерных работ. Натурные исследования подтвердили предусматривавшийся в прогнозных расчетах самопромыв наносных отложений верхнего бьефа при больших расходах половодья. По материалам диспетчерской службы Тахиаташского гидроузла наиболее интенсивный промыв верхнего бьефа мог иметь место в третью декаду июня 1975 г., когда средний расход реки перед узлом достигал 2328 м³/сек, из которых при средней величине подпора 0,40 м сбрасывались в нижний бьеф 1928 м³/сек. К сожалению, промеры верхнего бьефа охватили период с 20/IV по 10/VIII 1975 г., когда подпоры верхнего бьефа плотиной колебались от 1,21 до 2,14 м. Поэтому определенный ими объем промыва сильно искажен заилением после 1/VII 1975 г.

Ход руслового процесса в бьефах узла ориентировочно можно оценить по материалам наблюдений службы эксплуата-

ции и данным ближайших постов УГМС. Служба эксплуатации Тахиаташского гидроузла проводит систематические наблюдения за уровнями воды перед плотиной и в нижнем бьефе. Результаты записывают в диспетчерский журнал, вычисляя отметки средних суточных уровней. Кроме того, при каждой манипуляции затворами плотины по формулам гидравлики, исходя из величины открытия и действующего напора, вычисляют расход воды, сбрасываемой в нижний бьеф, после чего определяют средний суточный расход сброса.

Наиболее точны наблюдения за уровнями в верхнем бьефе, которые за исключением зимних месяцев, когда плотина закрыта и в верхнем бьефе почти нет тока воды, производят систематически через 1—2 ч. Наблюдения за уровнями в нижнем бьефе производят через 0,5—1 ч. после окончания манипуляции щитами. Среднюю суточную величину уровня вычисляют как среднюю арифметическую записанных значений, без учета продолжительности их действия. Также находят среднюю суточную величину сбросных расходов. Сравнение средних декадных сбросных расходов, вычисленных по материалам диспетчерского журнала, с расходами поста Саманбай приведено в табл. 20. Так как между плотиной и постом Саманбай имеется Каттагарская насосная станция, расходы поста по данным УГМС соответственно увеличены.

Из таблицы видно, что сбросные расходы, вычисленные по данным эксплуатации узла, в ряде случаев даже ближе к от-

Таблица 20

Средние декадные расходы сброса через плотину и поста Саманбай (с учетом Каттагарской станции) за 1976 г.

Месяц	Декада	Расход, м³/сек			Месяц	Декада	Расход, м³/сек		
		сброс плотины	по Саманбаю				сброс плотины	по Саманбаю	
			оператив-ный	уточнен-ный				оператив-ный	уточнен-ный
II	2	37,4	—	10,5	IX	1	477,0	294,5	420,5
	3	194,0	—	93,4		2	882,5	706,5	818,0
III	1	220,4	286,0	152,0		3	755,2	618,0	677,0
IV	3	101,9	—	19,6	X	1	549,6	432,0	595,0
V	1	1416,8	1532,0	1460,0		2	517,9	306,0	509,0
	2	834,1	737,1	604,0		3	430,5	246,0	375,0
	3	1786,0	1520,0	1420,0	XII	1	225,4	120,0	186,0
VI	1	1537,0	1503,0	1517,0		2	157,5	83,0	117,0
	2	1389,5	1202,5	1280,0		3	143,5	90,0	130,0
	3	498,8	476,5	482,5					
VII	2	695,7	508,9	538,9					
	3	847,4	711,8	712,8					
VIII	1	955,2	318,0	1016,0					
	2	298,7	179,5	207,5					
	3	421,2	207,1	345,1					

четным, чем оперативные расходы поста Саманбай. Частые манипуляции затворами (до 5—7 и более раз в сутки), наряду с суточными колебаниями расходов воды в реке, вызывают значительные суточные колебания уровней в верхнем и нижнем бьефах узла. Значения средних декадных и наибольших суточных амплитуд колебаний за последние два года эксплуатации гидроузла приведены в табл. 21.

Таблица 21

Колебания уровня в бьефах Тахиаташского гидроузла (1976—1977 гг.)

Месяц	Декада	Амплитуда в верхнем бьефе в 1976 г.		Амплитуда в нижнем бьефе		Месяц	Декада	Амплитуда в верхнем бьефе в 1977 г.		Амплитуда в нижнем бьефе	
		средняя за декаду	наибольшая суточная	средняя за декаду	наибольшая суточная			средняя за декаду	наибольшая суточная	средняя за декаду	наибольшая суточная
IV	1	0,26	1,23	—	—	I	1	0,27	0,94	0,21	0,56
	2	0,21	0,71	—	—		2	0,05	0,24	0,04	0,16
	3	0,44	0,98	0,09	0,72		3	0,02	0,05	0,02	0,07
V	1	0,41	0,90	0,33	0,65						
	2	0,10	0,19	0,06	0,16						
	3	0,38	1,03	0,32	0,80						
VI	1	0,51	1,54	0,48	0,84	III	1	0,27	0,73	—	—
	2	0,28	0,92	0,16	0,44		2	0,07	0,27	—	—
	3	0,32	0,99	0,23	0,56		3	0,07	0,27	—	—
VII	1	0,36	0,83	0,04	0,42	IV	1	0,08	0,13	—	—
	2	0,13	0,25	0,32	1,95		2	0,25	0,54	—	—
	3	0,07	0,12	0,20	0,35		3	0,23	0,39	—	—
VIII	1	0,08	0,17	0,21	0,60	V	1	0,37	1,21	—	—
	2	0,09	0,28	0,23	0,59		2	0,07	0,12	—	—
	3	0,22	1,06	0,28	1,02		3	0,04	0,18	—	—
IX	1	0,52	2,35	0,29	0,74	VI	1	0,67	2,86	0,27	1,24
	2	0,06	0,07	0,08	0,22		2	0,13	0,34	—	—
	3	0,42	0,93	0,20	0,52		3	0,25	1,43	—	—
X	1	1,02	2,49	0,10	0,48	VII	1	0,26	1,82	0,33	1,61
	2	1,18	2,78	0,07	0,39		2	0,09	0,14	0,13	0,35
	3	0,66	2,22	0,06	0,19		3	0,17	0,44	0,33	0,99
XI	1	0,30	1,03	0,17	0,56	VIII	1	0,16	0,29	0,38	0,97
	2	0,11	0,22	0,08	0,18		2	0,30	1,73	0,57	2,15
	3	0,10	0,16	0,09	0,24		3	0,67	2,67	0,50	1,78
XII	1	0,14	0,26	0,10	0,43	IX	1	0,52	1,96	0,25	0,95
	2	0,13	0,18	0,20	0,39		2	0,39	1,60	0,12	0,30
	3	0,21	0,87	0,16	0,92		3	0,10	0,15	0,04	0,08
						X	1	0,08	0,16	0,02	0,10
							2	0,07	0,12	0,01	0,12
							3	0,12	0,60	0,04	0,13

Как следует из таблицы, амплитуды суточных колебаний $\Delta H = 0{,}5 - 1{,}0$ м и более наблюдались как в верхнем, так и в нижнем бьефе в большинстве декад вегетационного периода и даже после прекращения вегетации. Это усложняет возмож-

ность использования эксплуатационных данных для прогноза хода русловых процессов и снижает точность получаемых результатов.

В наибольшей степени материалы эксплуатационных наблюдений могут быть использованы для контроля за ходом общего размыва в нижнем бьефе. Самой важной характеристикой этого процесса является снижение уровня воды ниже плотины, которое по расчетам 1962 г. должно было к концу межени второго года эксплуатации достигнуть 0,95 м, а по расчетам 1966 г. в зависимости от варианта работы Тюямуюнского водохранилища может составить 1,26—1,71 м (после 10—20 лет эксплуатации). Фактический ход снижения уровней в нижнем бьефе по материалам эксплуатационных наблюдений нами выяснен при помощи распространенного в гидрометрии метода поправок Стаута (табл. 22).

В качестве стандартной кривой принята кривая $Q = f(H)$ для поста Чатлы из проекта Тахиаташского гидроузла 1966 г., которая перенесена в створ плотины с учетом уклона. По средним декадным расходам поста Саманбай и водозабора Каттагарской насосной станции мы определили отметки бытового уровня. Вычитая из этих отметок средние декадные уровни воды в нижнем бьефе для тех же декад по данным диспетчерского журнала гидроузла, нашли поправки Стаута. Для большей наглядности на материалах табл. 22 построен график (рис. 21).

Как следует из этой таблицы и рис. 21, значения поправок Стаута, характеризующие вертикальные деформации русла, в 1974 г. были отрицательными. Положительные значения поправки получили в июле—августе 1975 г., в июне—ноябре 1976 г., а в 1977 г. — начиная с третьей декады июля (рис. 21). В отдельные периоды особенно первого, 1974 г. эксплуатации ниже узла создавались условия для подпора русла или проходило его общее повышение. Подпор могли вызвать несмытые остатки строительных перемычек, подъем же русла может быть объяснен особенностями фактического хода общего размыва нижнего бьефа. На всем протяжении отводящего русла узла до поста Саманбай происходит интенсивный размыв берегов. Выше указывалось, что материалы натурных промеров нижнего бьефа определили объем размыва на участке до поста Саманбай в 10—20 раз больше вычисленного по методу Ф. Ш. Мухамеджанова. Затрачивая основную часть энергии на транспортирование продуктов берегового размыва, речной поток, видимо, не в силах интенсивно размывать дно русла, сложенное более крупным песчаным материалом, чем берега. Так как размывы берегов в нижнем бьефе носят эпизодический характер, то происходит чередование подъемов дна в периоды интенсивных береговых размывов, перегружающих поток наносами, и его снижение после ослабления береговых

Таблица 22

Подъем (—) и снижение (+) уровня в нижнем бьефе Тахиаташского гидроузла при общем размыве русла (1974—1977 гг.)

Месяц	Декада	Средний расход Q м³/сек	Уровень по кривой $H_{кр} = f(Q)$	Средний наблюденный уровень $H_{ср}$	Снижение уровня $\Delta H = H_{кр} - H_{ср}$
		1974 г.			
VI	3	386,5	73,25	73,72	−0,47
VII	1	96,7	71,63	72,63	−0,68
	2	245,0	72,91	73,01	−0,10
	3	1113,8	74,46	74,46	−0,29
VIII	1	571,0	73,57	73,54	+0,03
	2	303,5	73,06	73,09	−0,03
	3				
IX	1	424,5	73,33	74,05	−0,72
	2	50,40	73,48	73,88	−0,40
	3	520,0	73,50	73,73	−0,23
X	1	441,0	73,30	73,57	−0,27
	2	354,0	73,19	73,54	−0,35
	3	314,0	73,10	73,72	−0,22
XI	1	241,0	72,91	73,11	−0,20
	2	125,0	72,24	72,42	−0,18
XII	2	202,0	72,78	73,02	−0,24
	3	217,0	72,83	73,22	−0,39
		1975 г.			
I	1	104,0	72,03	72,09	0,06
VI	1	170,0	72,59	72,37	+0,22
	2	699,0	73,60	73,71	−0,11
	3	1928,0	74,78	74,80	−0,22
VIII	1	620,5	73,63	73,54	+0,09
	2	589,5	73,59	75,56	+0,03
	3	1665,1	74,60	74,47	+0,13
IX	1	758,5	73,79	73,79	0,0
	2	665,0	73,69	73,82	−0,13
	3	780,0	73,83	73,92	−0,09
X	1	575,0	75,58	73,63	−0,05
	2	449,0	73,37	73,31	−0,06
	3	360,0	73,20	73,24	−0,04
XI	1	272,0	73,00	72,02	−0,08
		1976 г.			
II	3	93,4	71,93	72,33	−0,40
III	1	152,0	72,49	72,92	−0,43
V	1	1460,0	74,66	74,18	+0,28
	2	604,0	73,61	73,73	0,12
	3	1420,0	74,42	74,41	−0,01
VI	1	1517,0	74,50	74,28	+0,22
	2	1280,0	74,31	74,31	+0,00
	3	482,5	73,44	73,16	+0,28
VII	2	538,9	73,53	73,29	+0,24
	3	712,8	73,73	73,73	0,0
VIII	1	1016,0	74,08	73,62	+0,46
	2	207,5	72,79	72,67	+0,12
	3	345,1	73,17	72,70	+0,47
IX	1	420,5	73,62	72,87	+0,75
	2	818,0	73,87	73,87	+0,09
	3	677,0	73,70	73,60	+0,10
X	1	595,0	73,60	73,37	+0,23
	2	509,0	73,49	73,30	+0,19
	3	375,0	73,24	72,92	+0,32
XI	1	207,0	72,79	72,48	+0,31
	2	310,0	73,09	73,34	+0,75
	3	110,0	72,10	72,30	−0,20
XII	1	186,0	72,69	72,43	0,26
	2	117,0	72,18	72,17	+0,01
	3	130,0	72,30	72,56	−0,26
		1977 г.			
I	1	251,0	72,94	73,48	−0,54
	2	271,0	73,00	73,49	−0,51
	3	377,0	73,26	73,72	−0,46
II	1	341,0	73,16	73,57	−0,41
	2	519,0	73,50	74,31	−0,81
	3	512,0	73,49	74,35	−0,86
VII	1	915,0	73,99	93,97	−0,02
	2	633,0	73,66	73,70	−0,04
	3	834,0	73,89	73,63	+0,26
VIII	1	494,0	73,46	73,14	+0,30
	2	294,0	73,04	72,77	+0,27
	3	327,0	73,12	72,76	+0,36
IX	1	1036,0	74,11	73,98	+0,13
	2	1050,0	74,12	74,04	+0,08
	3	840,0	74,12	74,04	+0,03
XI	1	880,0	73,95	73,88	+0,07
	2	702,0	73,73	73,62	+0,11
	3	466,0	73,91	72,90	+0,01
XII	1	272,0	73,0	71,80	+0,20

размывов, когда поток получает возможность размывать дно. Величины подъема и снижения уровней, вычисленные в табл. 22, могут быть искажены неточностями эксплуатационных наблюдений и определения средних суточных уровней воды в

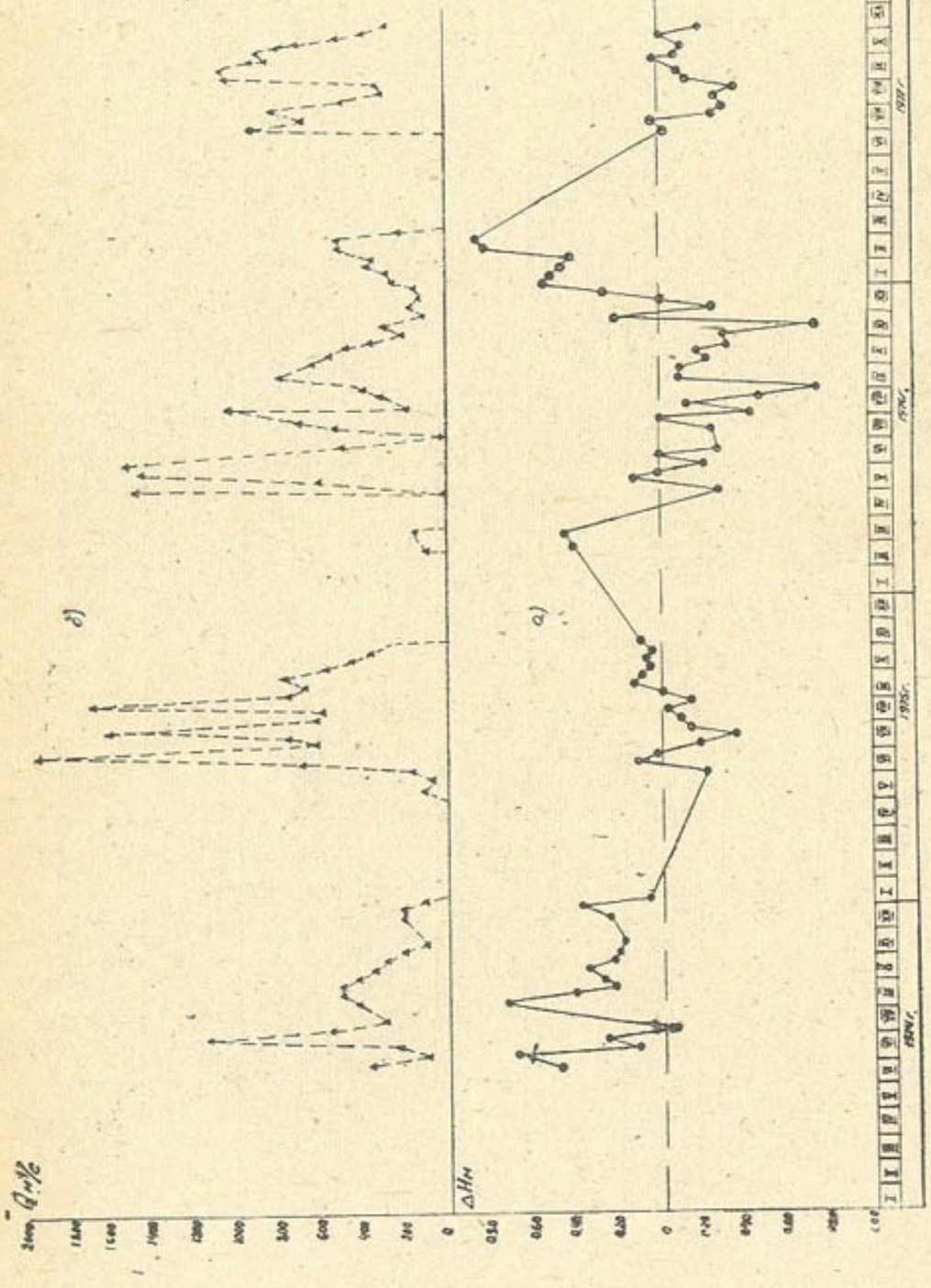


Рис. 21. Совмещенные графики изменения: а) средних декадных подъемов-снижений уровня воды в нижнем бьефе Тахиаташского гидроузла [по сравнению с проектной кривой $Q = f(H)$] и б) средних декадных сбросных расходов воды за прошедшие годы эксплуатации.

нижнем бьефе. Но, вероятно, характер хода общего размыва русла ниже узла они отражают достаточно правильно. Желательно, чтобы в последующие годы эксплуатации наблюдения были продолжены, а точность измерений и их обработки — повышены. Применяя наш метод, служба эксплуатации сможет продолжить контроль за ходом процесса размыва и уловить возможное возникновение нежелательных ситуаций.

Для анализа хода заиления верхнего бьефа, наиболее важной стороной которого является повышение уровней в зоне подпора, целесообразно использовать материалы наблюдений постов УГМС, из которых в зону подпора Тахиаташской плотины попадают посты Кипчак (48 км) и Каракамышташ (76 км). К сожалению, полный комплекс гидрометрических наблюдений с построением кривой $Q = f(H)$ проводится только на посту Кипчак и лишь после 1975 г. Кривые, изображенные на рис. 22, обнаруживают тенденцию к повышению уровня в створе поста, что может быть объяснено заилением зоны подпора. По расчетам 1966 г. уровень в створе поста Кипчак должен подняться за два первых года эксплуатации Тахиаташской плотины на 0,29 м, а за последующие три года (после включения Тюямуюнского водохранилища) еще на 0,22 м. За три года эксплуатации (1975—1977 гг.) кривые рис. 22 повысились на 0,25 м, т. е. достаточно близко к указанным цифрам. Однако этот вывод нельзя считать окончательным. Как уже отмечалось, в отдельные периоды кривая $Q = f(H)$ может иметь временные повышения и понижения. Поэтому желательно организовать в зоне подпора до Каракамышташа ряд постов для контроля за ходом подъема уровней в нескольких створах.

Визуальные наблюдения позволяют дать следующую общую характеристику условий протекания потока и формирования русла в районе гидроузла. В верхнем бьефе в паводок формируется слабоизвилистое однорукавное русло, ширина которого у входа в подводящее русло местами достигает 1000 м и более. При расходах менее 2000—1500 м в русле образуются мели, которые при дальнейшем уменьшении расхода обнажаются, разделяя поток на рукава. В подводящем русле узла, вследствие его криволинейности в плане, динамическая ось потока прижимается к вогнутому правому берегу, образованному струенаправляющей дамбой. Под действием поперечной циркуляции в левой половине русла появилась большая песчаная мель. Отметки поверхности этой мели непосредственно у левого берега ниже, чем в срединной части. Поэтому при расходах реки больше 800 — 1000 м³/сек вдоль левого берега есть ток воды.

Условия протекания потока и формирования левобережной отмели определяются расходами воды, сбрасываемой в нижний бьеф, величиной подпора, поддерживаемого плотиной, и характером открытия затворов в ее пролетах. При расходах больше

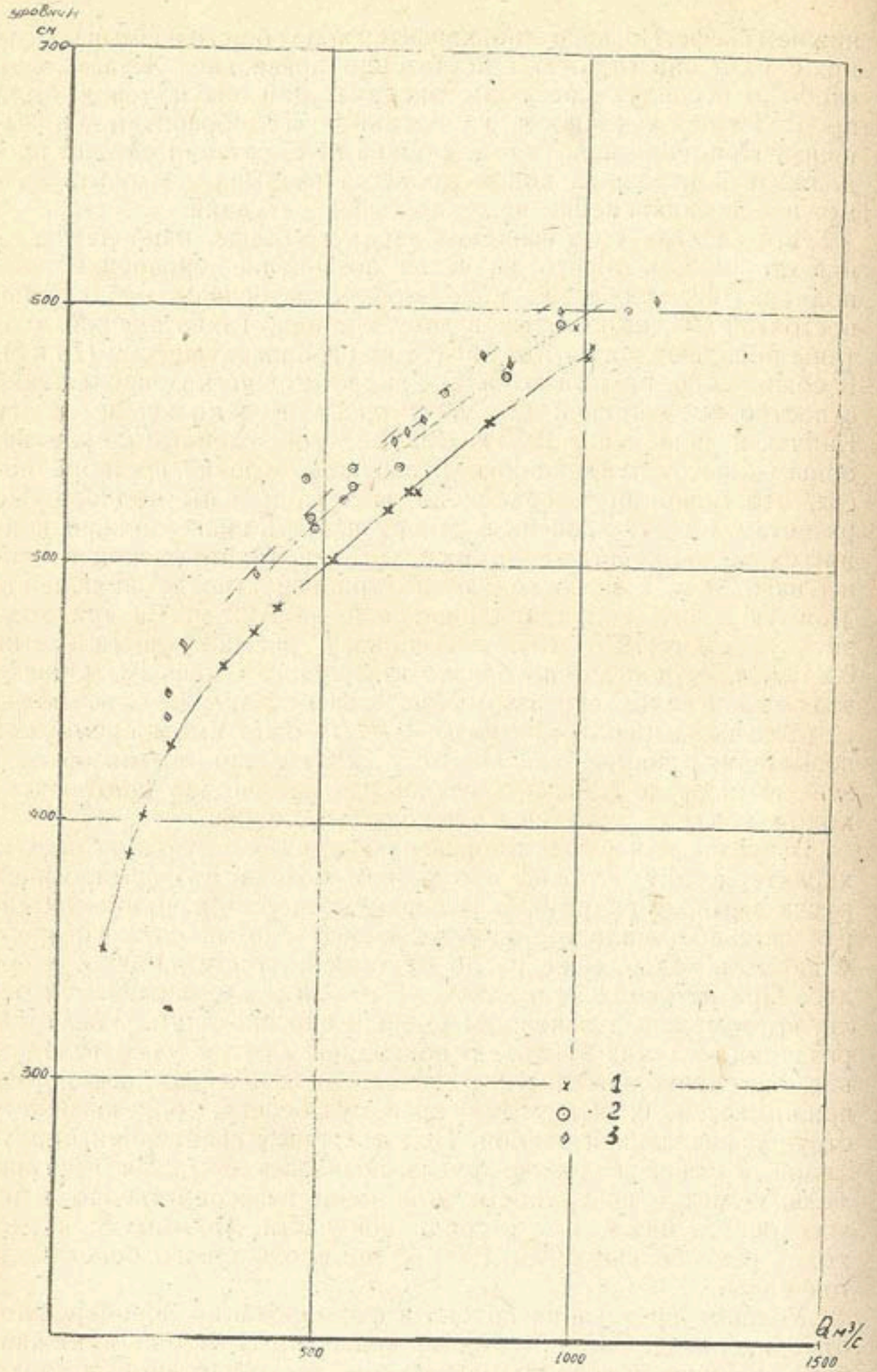


Рис. 22. Сравнение кривых $Q = f(H)$ для поста Кипчак за прошедшие годы эксплуатации Ташкентского гидроузла:

1 — 1975 г.; *2* — 1976 г.; *3* — 1977 г.

3000—3500 м³/сек, пропускаемых при почти полностью открытых щитах, отмель затапливается водой, а ее правая часть размывается. При уменьшении расходов и подпора отмель обнажается и начинает наращиваться вправо. Наиболее интенсивно отмель в подводящем русле развивается в периоды 100%-ного разбора воды на гидроузле, когда во всех пролетах плотины затворы полностью закрыты. В эти периоды на участке подводящего русла от Кызкеткенского регулятора до плотины почти нет течения воды, и проникающие туда отдельные водяные массы полностью отлагают содержащиеся в них наносы. Это создает опасность образования на поверхности отмели тонкой илистой пленки, способной противостоять размывающему действию высоких скоростей течения. Пока такого явления не обнаруживалось. Возможно, известную роль в этом играют кратковременные промывки, организуемые службой эксплуатации гидроузла.

Большие подъемы уровня, вызываемые условиями водоподачи в канал Кызкеткен, тоже приводят к интенсивному осаждению наносов в подводящем русле и перед Кызкеткенским регулятором. В результате в канал поступают переосветленные расходы воды, которые интенсивно размывают его русло, что подробно рассматривается в § 2 главы V.

В нижнем бьефе плотины интенсивные размывы берегов русла связаны с блужданием речного потока, особено при разделении на рукава. При этом интенсивные размывы одного берега, с образованием вдоль него больших глубин, как правило, сопровождаются обмелением у противоположного берега, вызывающим отход от него потока. Ширина в нижнем бьефе при паводковых расходах не превышает 500—600 м. Размывы берегов русла в нижнем бьефе вблизи плотины можно регулировать, маневрируя затворами в ее пролетах. Поэтому, чтобы избежать подмыва левобережной дамбы отводящего русла, сброс в нижний бьеф расходов менее 1000 м³/сек производят через правую половину плотины.

Глава V. РУСЛОВЫЕ ДЕФОРМАЦИИ КАНАЛОВ И ИСКУССТВЕННОЕ ФОРМИРОВАНИЕ ИХ РУСЛА ПРИ СТРОИТЕЛЬСТВЕ И РЕКОНСТРУКЦИИ ОРОСИТЕЛЬНЫХ СИСТЕМ

§ 1. ВИДЫ И ПРИЧИНЫ ДЕФОРМАЦИЙ РУСЛА КАНАЛОВ И ПРИНЦИПИАЛЬНАЯ СУЩНОСТЬ МЕТОДА ФОРМИРОВАНИЯ РУСЛА

Деформации русла каналов, как и русла рек, можно разделить на *общие* и *местные*.

Общие деформации каналов проявляются в основном в подъеме дна и сужении русла вследствие отложения наносов

или, наоборот, в понижении дна и уширении русла после размыва. Иногда наблюдаются и искривления оси потока, приводящие к образованию излучин — меандр (серпантинность). Все эти деформации охватывают участки канала большой длины. Причинами их являются поступление в канал вместе с речной водой большого количества наносов, превышающего транспортирующую способность потока, или высокие скорости течения воды, не допустимые для грунтов, слагающих его ложе. Избыточное количество наносов в канал может поступать также в виде песка, сдуваемого ветром с отвалов (рашей) и барханов. Размывы русла канала могут вызываться также уменьшением количества наносов, поступающих в него вместе с речной водой. Во многих каналах скорости течения из условия транспортирования наносов выше допустимых для грунтов ложа при чистой воде. Но пока в канал поступают наносы в количестве равном или больше транспортирующей способности потока, размыва не происходит, так как поток не может уносить его продукты вниз по течению. Когда же количество наносов, поступающих из реки в канал, становится меньше транспортирующей способности потока, он получает возможность уносить размытый грунт в количестве, соответствующем насыщению до транспортирующей способности. Это приводит к размыву дна и откосов канала. На головных участках магистральных каналов Кызкеткен, им. Ленина и Параллельный в отдельные периоды вегетации, когда они получают переосветленную воду, вследствие больших подпоров, создаваемых плотиной по условиям водозабора, такой размыв явно выражен. Подробнее об этом см. ниже, в § 2.

Местные деформации каналов наблюдаются на коротких участках и носят локальный характер. К ним относят размывы вогнутых берегов и отложение наносов или продуктов размыва вдоль выпуклого берега в местах поворота оси канала в плане, а также размывы дна и берегов в местах постройки мостов, акведуков и других гидротехнических сооружений на самом канале. Особенно большие размывы дна и берегов канала на участках нижнего бьефа сооружений с большим перепадом уровней. При проектировании новых каналов или реконструкции существующих стараются предотвратить или максимально ослабить общие и местные деформации русла соответствующим воздействием на вызывающие их причины.

Чтобы ослабить общий подъем дна, вызываемый отложением наносов (заиление и занесение канала), уменьшают поступление их из реки. Для уменьшения поступления крупных (донных) наносов при бесплотинном водозаборе головной регулятор располагают на вогнутом берегу реки. В случае же плотинного гидроузла подводящее русло делают криволинейным в плане, а перед регулятором устраивают противонаносные

пороги, наносоперехватывающие галереи и т. п. Применяют и другие противонаносные устройства. Все эти мероприятия, уменьшающие поступление донных наносов, называют *первой ступенью борьбы с наносами. Второй ступенью борьбы с наносами* являются отстойники, в которых осаждают крупные фракции взвешенных наносов, плохо транспортируемых каналом. Обычно отстойник устраивают перед регулятором или сразу за ним, используя прилегающий головной участок магистрального канала. Такие отстойники называют *головными*, Если распределители, отходящие от магистрального канала, из-за малых уклонов не могут транспортировать все фракции наносов, транспортируемых последним, устраивают дополнительные отстойники. Эти отстойники располагаются в магистральном канале вблизи головы распределителей или на самих распределителях. Их называют *внутрисистемными* и рассматривают как *третью ступень борьбы с наносами.*

На оросительных системах Хорезма наиболее распространены однокамерные головные отстойники с механизированной очисткой. Ими оборудованы все крупные магистральные каналы, кроме Кызкеткена. В последние годы закончено строительство двухкамерных отстойников с механизированной очисткой Тахиаташского гидроузла для подачи осветленной воды в каналы Кызкеткен, им. Ленина и др. Внутрисистемные отстойники есть на некоторых оросительных системах Хорезма.

Отстойники на оросительных системах Каракалпакии, их эксплуатация и методы расчета объемов заиления и степени осветления подробно описаны в книге [17].

Чтобы предотвратить общий размыв русла каналов, их трассируют с уклонами, при которых скорости течения не превышают допустимых на размыв значений для грунтов дна и откосов. Это определяют соответствующим гидравлическим расчетом. При больших уклонах местности излишек падения погашают перепадами или другими сооружениями по сопряжению бьефов. Иногда русло канала облицовывают бетонными плитами. На оросительных системах Хорезма сооружения по сопряжению бьефов из-за малых уклонов местности встречаются редко. На Ташсакинском магистральном канале довольно большие перепады уровня имеют узлы на 34 и 46 км. Большой перепад в уровнях есть на вододелителе Клычниязбай — Гурленская ветка, на Шуманайском вододелителе канала им. Ленина, вододелителе Кегейли — Куванышджарма в конце магистрального канала Кызкеткен и др.

Для предотвращения плановых деформаций русла, связанных с искривлением оси, ширину каналов по урезу воды ограничивают пределами, определяемыми по эмпирическим формулам, полученным обработкой натурных данных устойчивых участков.

Местные размывы вогнутых берегов в местах поворотов

трассы канала могут быть ослаблены увеличением радиуса поворота. Полное их прекращение при необходимости достигается соответствующим креплением берегового откоса.

Размывы в местах сопряжения каналов со сливной частью гидротехнических сооружений значительно ослабляют специальными мероприятиями и конструкцией водобоя, увеличивающими гашение кинетической энергии падающей струи и улучшающими условия растекания ее по ширине сливной части. Например, ромбовидный водоскат Л. А. Машковича практически устраняет образование боковых водоворотов на выходе из сооружения, способных размывать откосы.

Таким образом, общие и местные деформации каналов в основном предупреждаются мероприятиями, разрабатываемыми при проектировании и осуществляемыми в процессе строительства или реконструции оросительной системы.

Деформации, возникающие в процессе эксплуатации каналов, являются результатом неточностей проектных предположений, вызываемых неполнотой исходных данных, несовершенством методов расчета или влиянием трудно учитываемых побочных факторов. Устраняют их проведением аварийных и ремонтно-восстановительных работ, входящих в состав эксплуатационных мероприятий [18]. К последним относится и ежегодная очистка магистральных каналов и распределительной сети.

В каналах Хорезма наносы наиболее интенсивно отлагаются при пропуске малых расходов при высокой мутности в реке в начале вегетационных поливов. При увеличении водоподачи и понижении мутности на спаде летнего паводка часть отложений размывается и уносится вниз по течению. Благодаря таким знакопеременным (обратимым) деформациям объемы осенней очистки магистральных каналов уменьшаются, а некоторые каналы (например, Кызкеткен в 50 — 60-х годах) совершенно не требуют очистки.

Русловые деформации с некоторых пор стали использовать при строительстве каналов. По трассе канала строили пионерную траншею с малым поперечным сечением, которая затем разрабатывалась за счет размыва дна и берегов до размеров, обеспечивающих пропуск проектного расхода [4,5]. Эффективность и экономическая целесообразность такого метода, названного *методом саморазмыва,* определяется легкой размываемостью и малой связностью грунтов дна и бортов траншеи в пределах ожидаемого контура размыва; возможностью создать высокую транспортирующую и размывающую способность потока за счет больших уклонов, высоких скоростей течения и малого насыщения наносами на входе в траншею, с беспрепятственным удалением продуктов размыва за пределы размываемого участка. Эти условия в наибольшей степени характерны для участков спрямления крутых излучин рек с

коэффициентом извилистости $k_{из} = 1{,}5$, что и определяет широкое применение метода саморазмыва в этих случаях.

Метод саморазмыва применяли на строительстве Актепинской ГЭС в Ташкенте, Фархадской ГЭС у Бекабада, Исфаринского сброса и каналов Кокандского гидроузла в Ферганской долине, концевой части Центрального Голодностепского коллектора и ряда других объектов.

В последние годы метод саморазмыва был применен для увеличения пропускной способности магистральных каналов: Кызкеткен, им. Ленина и Параллельный, отходящих от Тахиаташского гидроузла, и их ветвей. Этого требовала возросшая потребность в оросительной воде, вызванная развитием орошения и строительством рисовых и животноводческих совхозов в хвостовых частях Ленинской и Кызкеткенской оросительных систем.

В результате размыва пропускная способность канала Кызкеткен за период с 1971 по 1976 г. увеличилась с 180 до 340, им. Ленина — с 108 до 135, Параллельного — с 50 до 130 м³/сек. Деформация сечений происходила по всему контуру смоченного периметра и с изменением расходов воды и мутности изменялась по времени и длине. В периоды высокой мутности отмечено частичное заиление. В результате размыва русла начиная с 1976 г. отпала необходимость в осенних очистках магистральных каналов и основных ветвей Кызкеткенской системы: Куванышджарма и Кегейли. Однако размыв русла уничтожил кольматационную илистую пленку, и потери воды на фильтрацию увеличились в два-три раза.

В 1960 г. по предложению С. Д. Джаманкараева произведено спрямление канала Бозъяб в Турткульском районе, на участке, где он, огибая низину, проходил по косогору [18]. Частые прорывы канала вызывались оползанием борта, расположенного на косогоре. По трассе намеченного спрямления канал пересек низину, что потребовало строить его в дамбах. Было решено отказаться от устройства подсыпного дна, а резервы для насыпки дамб расположить внутри канала, соответствующим образом увеличив расстояние между дамбами. При этом учитывалось, что поток воды, проходя по расширенному сечению спрямления с малыми скоростями, будет отлагать значительное количество наносов. Это быстро приведет к подъему дна и сужению русла до размеров, соответствующих пропускаемому расходу воды уже со скоростями, обеспечивающими транзит всех наносов. Наблюдения на опытном участке, а в 1967 — 1968 гг. на участке канала им. Ленина показали эффективность метода, который может быть назван *методом заиления.* Метод заиления дополняет метод саморазмыва. Их можно объединить в единый *метод строительства каналов с помощью естественного формирования русла.* С научной точки зрения вопросы, связанные с изучением

и практическим применением этого метода, представляют собой целостную проблему. Некоторые теоретические ее вопросы рассмотрены в § 4.

§ 2. ИССЛЕДОВАНИЯ ПРОЦЕССА РАЗМЫВА КАНАЛА КЫЗКЕТКЕН

Как уже отмечалось, магистральные каналы Кызкеткен, им. Ленина и Параллельный, а также их крупные распределители после ввода в эксплуатацию Тахиаташской плотины стали работать в режиме размыва, что позволило до завершения работ по узлу и каналам, предусмотренных проектом, увеличить их пропускную способность в два-три раза.

В 1975 — 1977 гг. старший научный сотрудник Каракалпакского отдела САНИИРИ Н. Бекимбетов [10] изучал процесс деформации канала Кызкеткен и его зависимость от режима водоподачи и хода мутности в точке водозабора, а также влияние деформаций на величину фильтрационных потерь.

Для проведения наблюдений и измерений по длине канала в дополнение к существующему створу эксплуатационной гидрометрии на пикете 5 были разбиты еще семь промерных створов. На этих створах, соответствующим образом закрепленных и оборудованных, периодически делали промеры русла, измеряли скорости течения, брали пробы взвешенных наносов.

В 1975 г. промеры были произведены семь раз (13/V, 22/V, 5/VI, 24/VI, 15/VII, 15/VIII и 29/VIII), а в 1976 г. только четыре раза (20/IV, 8/VI, 23/VII и 30/VIII). При этом глубины промеряли на всех створах при расстоянии между вертикалями 2 м, а измерение скоростей и отбор проб наносов только на трех (в 1975 г. на пикетах 5, 140 и 245, в 1976 — на пикетах 20,95 и 245). Скорости измеряли вертушкой Жестовского пятиточечным методом, расстояние между вертикалями 10 м. Пробы взвешенных наносов брали батометром-бутылкой в трех створах: на оси канала и на расстоянии 0,25 B к левому и правому берегам.

Кроме периодических измерений мутности детальным способом, ежедневно отбирали пробы в закрепленных точках на пикетах 5, 140 и 245 (20, 95, 245).

Построенные по результатам промеров совмещенные поперечные профили показали, что деформации довольно равномерно распределяются по всему смоченному периметру русла хотя на отдельных створах наблюдается резко выраженная асимметричность.

Деформации продольного профиля канала по средним отметкам дна за период с 5/VI 1975 г. по 30/VIII 1976 г. показаны на рис. 23. Там же нанесено проектное дно и приведен схематический план урезов воды. Из рисунка видно, что в основном происходит общее понижение дна, хотя в некоторых створах (ПК 50 и 245) можно отметить небольшой подъем. В

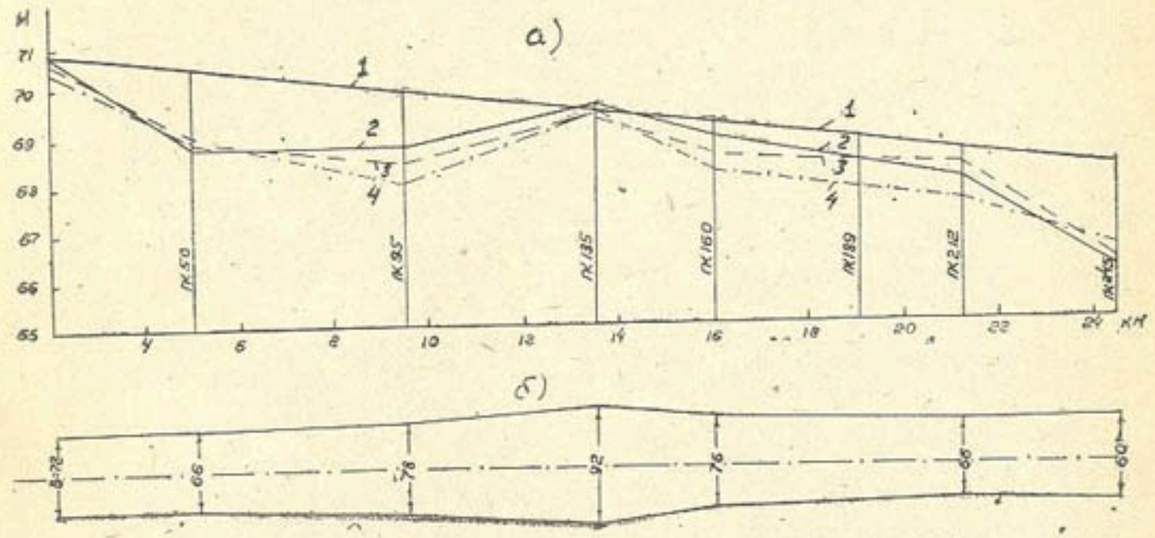


Рис. 23. Продольный профиль по средним отметкам дна (*а*) и план участка канала Кызкеткен между пикетами 20 и 245 (*б*) (по *Н. Бекимбетову*):

1 — проектное дно; *2* — дно 5/VI 1975 г.; *3* — дно 20/VI 1976 г.; *4* — дно 30/VII 1976 г.

створах ПК 135 и 219 понижение чередуется с подъемом. Интересен створ на ПК 135, который совпадает со значительным уширением канала (с 78 до 98 м). С этим уширением в известной степени связаны более высокие отметки дна, которые находятся на уровне проектных. Вместе с тем уширение, видимо, не влияет на характер деформаций, так как знакопеременные деформации, аналогичные уширенному створу ПК 135, наблюдаются также в створе 219, где ширина меньше (78 м). Вместе с тем в створе ПК 50 тоже шириной 66 м наблюдается постоянный подъем дна.

Для более глубокого анализа хода процесса деформаций Н. Бекимбетовым использованы материалы ежедневного отбора проб в закрепленных точках створов ПК 5, 140 и 245 (в 1976 г. ПК 20, 95 и 245), по результатам которых определен объем ежесуточных отложений на участках между створами (как разница между стоками наносов входного и выходного створов).

Построенный по этим данным график изменения объемов размыва-отложения по времени для участка между ПК 5 и 245 приведен на рис. 24.

Как следует из этого рисунка, изменение объемов имеет явно выраженный знакопеременный характер, причем продолжительность периодов размыва или отложения, а также самих процессов размыва или отложения (между соответствующими пикетами) не превышает одной декады.

Н. Бекимбетов объясняет частую смену периодов размыва и заиления постоянными изменениями подпора Амударьи Тахиаташской плотиной. Эти изменения, как уже отмечалось,

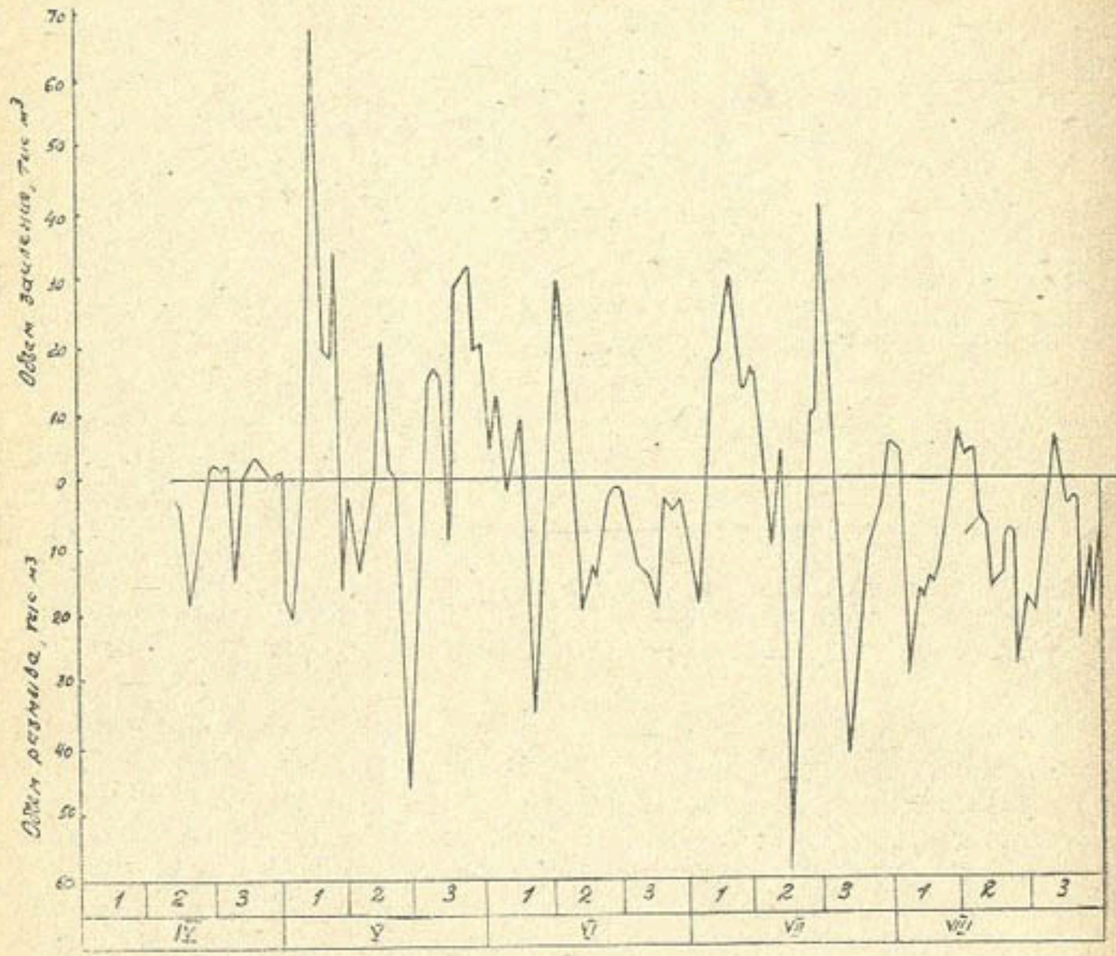


Рис. 24. Изменение объемов размыва и заиления канала Кызкеткен на участке между пикетами 5 и 245 в 1976 г. (по *Н. Бекимбетову*).

вызываются резкими колебаниями расхода реки в периоды прохождения пиков паводков, когда амплитуда колебаний уровня воды в реке перед Кызкеткенским регулятором может доходить до 3,5 м.

В верхнем бьефе Тахиаташского гидроузла в результате переформирования русла образовались большие каиры, вытянутые вдоль подводящего русла к Кызкеткенскому регулятору в виде своеобразной струенаправляющей (водозахватной) дамбы. При низких уровнях воды в верхнем бьефе гидроузла, когда водозабор в Кызкеткен и другие магистральные каналы равен расходу реки, каиры перед регулятором размываются, и поступление наносов в канал увеличивается. При этом мутность во входном створе канала доходит до 7,72 кг/м³.

Когда расходы реки больше водозабора, речной поток, разливаясь в верхнем бьефе, заполняет образовавшуюся перед плотиной свободную емкость, что вызывает осветление потока. Наибольшее осветление потока в верхнем бьефе отмечено при

больших подпорах, создаваемых на плотине для подачи в вегетационный период форсированных расходов в канал при уменьшении расходов реки. Мутность воды на входном створе канала Кызкеткен в это время может снижаться до 0,1 кг/м³.

Согласно балансовым расчетам Н. Бекимбетова за период вегетации 1975 г. (май — август) через входной створ (ПК 5) в канал Кызкеткен поступило 5940,94 тыс. т взвешенных наносов, из которых через створ 140 прошло 5590,40 тыс., а через створ ПК 245 — 5248,35 тыс. т.

Таким образом, на участке между пикетами 5 и 140 отложилось 350,54 тыс., а между пикетами 140 и 295 — 342,05 тыс. т. В то же время сравнение поперечников, построенных по промерам 13/V и 29/VIII 1975 г., дает объем отложений на первом участке 649,2 — 359,5 = 239,7 тыс. м³, на втором — 699,15 — 407,70 = 291,45 тыс. м³ (где объемы 649,2 и 699,15 вычислены по площадям чистого заиления, а 359,5 и 407,7 — по площадям размыва). Принимая объемную массу наносных отложений 1,2 т/м³, имеем массу сложившихся наносов на первом участке: $239,7 \times 1,2 = 348$ тыс. т. (по балансу — 350,54 тыс. т), на втором участке: $291,45 \times 1,2 = 350$ тыс. т (по балансу 342,05 тыс. т). Следовательно, результаты промеров хорошо подтверждаются балансовыми расчетами.

В 1976 г. за период с 14/IV по 31/VIII в канал поступило 5262,94 тыс. т песка, в том числе через створ пикета 245 — 5570,82 — 5262,94 = 307,88 тыс. т. Сравнив эту цифру с приведенными ранее объемами отложений к концу 1975 г., дающими в сумме 350,54 + 342,05 = 692,59 тыс. т, можно заключить, что в 1975 г. в канале Кызкеткен заиление преобладало над размывом, а в 1976 г., наоборот, размыв значительно превысил заиление. В 1976 г. явное преобладание размыва над заилением началось в третьей декаде июля. По материалам балансовых расчетов Н. Бекимбетова за период с 23/VII по 31/VIII 1976 г. из канала за вычетом объема небольшого отложения (около 21 тыс. т) было смыто 429,97 тыс. т, что, принимая $\gamma_н = 1,2$ т/м³, дает 358 тыс. м³. Длина участка канала от 5 до 245 пикета 25 км. Значит, площадь живого сечения потока в канале увеличилась в среднем на

$$\Delta\omega = \frac{358\,000}{24\,000} = 14,9 \text{ м}^2.$$

Изменение площадей живого сечения по длине канала при различных расходах характеризуется следующими данными (табл. 23).

Таким образом, площадь сечения за счет размыва увеличивается на 5 — 6%. Это наибольший показатель за период работы канала с 14/IV по 31/VIII 1976 г. В целом за весь этот

Таблица 23

Расход (в голове), м³/сек	Площади на промерных створах, м²								
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	Среднее
101	132,7	160,3	183,7	180,9	178,2	167.7	155,7	333,4	186,8
203	200,5	229,5	253,0	264,5	277,5	258,1	223,0	363,9	258,8
204	210,2	210,8	248,4	260,5	231,4	266,3	211,0	365,6	250,6
311	282,1	293,2	317,5	357,6	334,8	286,3	285,2	415,5	321,6

период увеличение площади живого сечения (объем размыва за 1976 г. 307,82 тыс. т), составило

$$\Delta\omega = \frac{307{,}82}{1{,}2 \times 2400} = 10{,}65 \text{ м}^2,$$

т. е. почти в полтора раза меньше.

В 1975 г. на участке между пикетами 5 и 140 наибольший размыв отмечен с 13/V по 29/V. За вычетом объема отложений 17 — 18/V — 5,02 тыс. т, смыто 107,32 тыс. т, что при $\gamma_н = 1{,}2$ т/м³ дает среднюю площадь размыва на участке

$$\Delta\omega = \frac{107{,}320}{1{,}2 \times 13500} = 6{,}6 \text{ м}^2.$$

Анализ материалов исследований, полученных Н. Бекимбетовым, показывает, что годовые размывы русла канала Кызкеткен в результате пропуска повышенных расходов относительно невелики. Увеличение пропускной способности канала по сравнению с проектом достигнуто длительным размывом повышенной водоподачей к концу вегетации в 50 — 60-х годах, а также за счет повышения на 0,5 м и более уровня воды в канале.

В вегетационный период деформации русла имеют знакопеременный характер, т. е. являются обратимыми. Наибольшая интенсивность и объемы заиления наблюдаются в начале вегетации, а размыва — в конце. Средняя толщина слоя заиления или размыва на поперечниках 0,5 — 0,6 м. Близки по характеру деформации русла в каналах им. Ленина, Параллельный и Кегейли.

§ 3. РЕЗУЛЬТАТЫ НАТУРНЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ФОРМИРОВАНИЯ РУСЛА КАНАЛОВ МЕТОДОМ ЗАИЛЕНИЯ

Как уже отмечалось, формирование русла канала методом заиления впервые осуществлено на участке спрямления канала Бозъяб в Турткульском районе в 1964 г. Наиболее полно этот метод изучался в 1966 — 1967 гг. на опытном спрямлении канала им. Ленина в районе 73 км, где он имел петлю длиной

6,5 км, обходившую низину по косогору. Резервы дамб на этом участке канала непосредственно прилегали к подошве их низового откоса. Это увеличивало потери на фильтрацию и способствовало почти ежегодным прорывам дамб во многих местах. Протрассированное через низину спрямление длиной 3,5 км сократило протяженность канала на 3 км, существенно уменьшило фильтрационные потери воды, а также объем ежегодной очистки. Полезно оно и тем, что в случае расширения канала строительные работы облегчаются.

Исследования спрямления канала им. Ленина начаты 12 сентября 1966 г. и продолжались до конца вегетации 1968 г. В процессе исследований производили промеры поперечного сечения русла на четырех закрепленных створах и периодически брали пробы для определения мутности и фракционного состава наносов на начальном (входном), конечном (выходном) и шести промежуточных створах. Результаты измерений и визуальных наблюдений позволяют дать следующую характеристику хода процесса формирования русла спрямления. Наиболее интенсивное осаждение наносов наблюдалось с октября 1966 до апреля 1967 г. При этом до конца октября 1966 г. оно сосредоточивалось на начальном участке выше пикета 15, где за период с 12 сентября по 31 октября по промерам поперечных сечений отложилось 12,23 тыс.м³ из общего объема наносов 16,7 тыс. м³, прошедших через входной створ. Подсчеты объема отложений по разнице мутностей входного и выходного створов при $\gamma = 1250$ кг/м³ дали близкую цифру — 12,7 тыс. м³. До января 1966 г. полное осветление потока в спрямлении происходило выше пикета 20, а до конца марта 1967 г. — выше пикета 35 (выходной створ). В конце же 1967 г. осветления потока выше пикета 25 не наблюдалось и лишь между пикетами 25 и 35 осаждалось 5 — 10% поступающих в спрямление наносов. В вегетационный период 1968 г. осветление потока не превышало 10%, а временами выходная мутность была больше входной.

Месячные и декадные объемы отложений в спрямлении за период с ноября 1966 г. по сентябрь 1967 г., вычисленные по разнице входящей и выходящей мутности, приведены в табл. 24.

Как показывают данные таблицы, со второй декады августа 1967 г. отложение наносов на участке спрямления практически прекратилось, и русло можно считать полностью сформировавшимся. Отметим, что за период с января по октябрь 1967 г. из общего объема наносов, поступивших через входной створ, 861, 25 тыс. м³ в русле спрямления отложилось: по разнице мутностей 303,11 тыс. м³ (или 35%), а по промерам сечений — 518,45 тыс. м³ (в 1,7 раза больше).

Сравнение фракционных составов наносов на входном и выходном створах показало, что при общем осветлении потока до 70% песчаные частицы с гидравлической крупностью больше

Таблица 24

Поступление и осаждение наносов на участке спрямления канала им. Ленина (1966 — 1967 гг.)

Месяц	декада	Мутность, кг/м³		Сток воды, млн. м³	Сток наносов, тыс. м³		
		входящая	выходящая		Поступило через входной створ	прошло через створ пк 35	отложилось в спрямлении
				1966 г.			
XI		0,38	0,0	14,03	4,27	0,0	4,27
XII		0,38	0,2	14,7	4,47	0,0	4,47
				1967 г.			
I		0,38	0,0	14,7	4,47	0,0	4,47
II		0,38	0,0	21,3	6,4	0,0	6,4
III		0,38	0,0	16,07	4,87	0,0	4,87
IV	1	1,86	0,5	1,84	2,75	0,73	2,02
	2	1,86	0,5	7,58	11,3	3,04	8,26
	3	2,32	0,6	18,05	3,65	—	24,75
V	1	2,32	0,6	19,35	35,8	9,24	26,55
	2	2,78	0,71	23,1	31,3	13,1	38,2
	3	3,08	1,0	22,45	55,1	18,0	37,1
VI	1	4,16	19,9	23,65	78,7	37,6	41,1
	2	4,12	2,44	19,45	64,1	38,0	26,1
	3	3,25	2,19	20,1	53,0	35,2	17,8
VII	1	3,32	2,15	21,5	57,1	37,0	20,1
	2	3,1	2,24	25,7	64,0	46,0	18,
	3	3,35	2,92	27,5	73,8	64,3	9,5
VIII	1	3,37	2,78	25,9	77,5	57,6	19,9
	2	3,62	3,75	26,6	77,3	79,9	2,6
	3	3,6	3,45	27,2	78,2	75,0	3,2
IX	1	2,27	2,3	12,55	22,8	23,2	0,4
	2	0,9	1,16	6,58	4,96	6,12	1,16
	3	0,04	1,16	5,98	4,5	5,55	1,05
Итого....				415,88	870,09	558,24	311,85
В т. ч. за 1967 г.					861,25	558,24	303,11

2 мм/сек оседали полностью, а при уменьшении осветления до 35% их осаждалось лишь 45%. Визуальными наблюдениями за процессом формирования русла спрямления выявлено, что в 1966 г. вследствие пропуска по нему малых (5 — 7 м³/сек) расходов воды, не соответствующих проектному сечению, в конце ноября на пикете 10 наносные отложения разделили поток на два рукава. В 1967 г. пропускаемый расход увеличили, отложения были смыты, единое сечение русла восстановлено.

В начальной части спрямления наблюдалась незначительная извилистость русла в плане, вызывавшаяся сбойностью течения на подходе к входному створу. Динамическая ось потока в

спрямлении до пикета 15 располагалась в середине сечения, в створе пикета 19 перемещалась в левую сторону, а в створе пикета 24 — в правую. Уменьшение глубины и ширины русла спрямления в результате отложения наносов выше пикета 10 проходило довольно интенсивно, а ниже пикета 15 значительно медленнее (табл. 25).

Таблица 25

Сравнение ширины и средней глубины сформировавшегося русла спрямления с первоначальными, м

Створ на пикете	Ширина в 1966 г.	Ширина на 28/VIII 1967 г.	Сужение против 1966 г., %	Глубина в 1966 г.	Глубина на 28/VIII 1967 г.	Уменьшение против 1966 г., %	Слой заиления
4	54	44	19,0	3,0	1,5	50,0	1,5
6	55	44	18,0	3,5	1,3	43,0	2,2
16	54	50	8,0	4,6	1,5	67,5	3,2
24	54	52	3,4	4,6	1,4	70,0	3,1

Из таблицы видно, что ширина русла в 1967 г. на пикете 4 уменьшилась в 1,25 раза (или на 19% от первоначальной), а на пикете 24 — в 1,04 раза, тогда как глубина уменьшилась в 2 — 3 раза.

Более подробно результаты исследований спрямления канала им. Ленина рассмотрены в книге [18], где приведены построенные по ним графики изменения: а) входной и выходной мутности и общего объема отложений по времени; б) осветления и средней гидравлической крупности проносимых наносов по длине спрямления и времени.

При проведении в 1966 г. на канале Бозъяб первого опытного спрямления устойчивое сечение сформировалось в русле спрямления в вегетационный период при расходе воды 2,5 — 4,5 м³/сек. Оно располагалось в середине прямолинейного в плане русла без сколько-нибудь выраженной извилистости потока. Мутность воды на головном участке канала колебалась от 1,5 до 4,3 кг/м³. Осветление потока в начале вегетации в апреле достигало 35%, а в конце вегетации снизилось до 15%.

В результате полевых исследований опытных спрямлений каналов им. Ленина и Бозъяб были собраны данные о гидравлическом и наносном режимах. Обработкой этих данных установлен ряд новых эмпирических зависимостей. В частности, для определения нагрузки потока взвешенными наносами ($\rho\bar{u}$) получены упрощенные формулы

$$(\rho\bar{u}) = 25\,HI \tag{5.1}$$

и

$$(\rho\bar{u}) = 45\,vI, \tag{5.2}$$

где H и v — средняя глубина и скорость течения;
I — продольный уклон.

Расчеты по первой формуле дают наибольшие отклонения от натурных точек в условиях спрямления канала им. Ленина от $+12$ до -17%, в условиях спрямления канала Бозъяб $+22$, -25%, по второй формуле — соответственно ± 16 и $\pm 24\%$.

Для определения ширины формируемого потоком устойчивого русла получена формула

$$B_y = 0{,}08 \sqrt{\frac{Q}{J}}. \qquad (5.3)$$

Эта формула дает отклонение вычисленных величин от наблюдаемых в процессе исследований в пределах $+5$, -12%.

Ширина участка русла, где проводились исследования, была увеличена против проектной в два раза и в начале процесса переформирования совершенно не соответствовала условию устойчивости. Однако с течением времени на исследуемом участке сформировалось стабильное прямолинейное в плане русло, хотя ширина потока оставалась большей, чем определяемая расчетом.

Предельная ширина, при которой может образоваться устойчивое русло с сохранением прямолинейности потока в плане, согласно результатам описываемых исследований, определяется по формуле

$$B_{пред} = 0{,}13 \sqrt{\frac{Q}{J}} \qquad (5.4)$$

или

$$B_{пред} = 1{,}65\ B_y. \qquad (5.5)$$

Эти формулы носят весьма частный характер, так как не учитывают в явной форме состава и количества наносов, поступающих в канал. По данным полевых исследований, ширина устойчивого русла по верху зависит от состава и количества наносов, проходящего через сечение потока или его транспортирующей способности. Обработка этих данных привела к следующим выражениям для определения устойчивой ширины потока по урезу воды:

$$B_y = \sqrt{\frac{\rho \bar{u} Q}{J}} \qquad (5.6)$$

и

$$B_y = 1{,}12 \sqrt{\frac{\rho \bar{u} Q}{\gamma_н H J}}, \qquad (5.7)$$

где ρ — мутность потока, кг/м³;

$\bar{u}$ — средняя гидравлическая крупность наносов, мм/сек.

Для получения формул (5.6) и (5.7) были использованы данные с предельным насыщением потока наносами, при постоянных значениях B_y по участкам с незначительными отклонениями. Отклонения значений B_y, вычисленных по формулам, от наблюдавшихся составляют $\pm 8\%$ при применении формулы (5,6) и $\pm 11\%$ в случае формулы (5.7).

Следует подчеркнуть, что полученные формулы могут быть рекомендованы только для расчета устойчивой ширины русел в отложениях, образованных потоком из транспортируемых наносов.

Русла оросительных каналов, у которых оба берега уплотнены и укреплены корнями растений, обычно деформируются только в глубину. Поэтому определение ширины таких каналов по верху по приведенным формулам дает завышенные результаты. Отметим, что формулу (5.3) можно рассматривать как частный случай (5.6) при нагрузке потока наносами $\rho\bar{u} = 6{,}14 \times 10^3$ кг/м³ сек. Это соответствует условиям паводка, когда нагрузка наносами в реке составляет $\rho\bar{u} = (7+5) \times 10^{-3}$ кг. м/м³. сек.

В книге [18] излагаются методика и конкретные примеры расчета, включающие определение расстояния между насыпаемыми дамбами (исходя из ширины русла по 5.4) и вычисление объема заиления (в соответствии с элементами сформировавшегося русла, определенными по 5.6 и 5.1). При этом подчеркивается, что заиление спрямления в процессе формирования его русла дает экономию в затратах на очистку нижерасположенных каналов, окупающую затраты на устройство спрямления.

В книге [18] отмечаются также следующие преимущества предлагаемого метода спрямления каналов:

1. Нет внешних резервов, которые обычно занимают вдоль каналов полосу шириной 10 — 15 м, выпадающую из сельскохозяйственного оборота, а заполняясь грунтовыми водами, осложняют осуществление эксплуатационных мероприятий.
2. Потери воды из канала на фильтрацию уменьшаются вследствие образования кольматационного слоя на откосах и дне в процессе формирования русла.
3. Опасность прорыва дамб ликвидируется, так как после формирования русла ширина их в 2 — 2,5 раза превышает требуемую.
4. При необходимости увеличить пропускаемый расход расширение канала осуществляется за счет запаса в ширине дамб без дополнительных капиталовложений.

В Каракалпакской АССР подлежат реконструкции пять каналов: им. Ленина — на расход 141 м³/сек, Параллельный — на расход 36 м³/сек, Куванышджарма, Кегейли и Пахтаарна.

По подсчетам экономия от применения предлагаемого метода при реконструкции этих каналов составит 4 млн. руб.

§ 4. НЕКОТОРЫЕ ТЕОРЕТИЧЕСКИЕ ВОПРОСЫ ФОРМИРОВАНИЯ РУСЛА КАНАЛОВ ПРИ МЕЛКОПЕСЧАНЫХ ГРУНТАХ И НАНОСАХ

Обычно гидравлический расчет каналов по формуле Шези, а также проверку на размыв и отложение наносов производят для всего его сечения в целом, оперируя со средней скоростью течения и осредненными показателями, как, например, гидравлический радиус или средняя глубина. Между тем практика эксплуатации показывает, что часто в устойчивом против размыва и заиления канале интенсивно размываются дно и откосы в средней части. Наоборот, у уреза воды и подошвы откоса наблюдается интенсивное осаждение наносов (заиление). Это говорит о необходимости рассматривать вопросы транзита и осаждения наносов, так же как и размыва грунтов дна и откосов, с учетом фактического распределения (поля) скоростей по поперечному сечению русла.

Простейшей схемой такого распределения, ограниченной осредненными по времени значениями продольных скоростей, является сечение русла с изотахами — линиями равных скоростей. Очертание их в основном повторяет очертание контура смоченного периметра, хотя возможны значительные отклонения, вызываемые циркуляционными течениями и другими явлениями.

Не рассматривая имеющиеся теоретические решения для построения изотах, отметим, что вдоль них градиент осредненной по времени продольной скорости равен нулю. Поэтому на площадках, направленных вдоль потока и перпендикулярно изотахам, касательных напряжений от сил вязкости или в результате турбулентного обмена быть не может. Это, как отмечалось в главе II, использовано И. А. Бузуновым и Ю. М. Кузьминовым для выбора направления отсчета глубин при выводе уравнения равноустойчивого откоса.

Отсутствие касательных напряжений на продольных площадках, перпендикулярных изотахам, приводит к выводу, что тормозящее действие контура русла должно передаваться по направлению нормалей к изотахам, т. е., как утверждает В. Н. Гончаров [14], распространяться по кратчайшему расстоянию.

В соответствии с этим по направлению нормалей к изотахам должны распределяться и продольные осредненные скорости, а также их пульсационные составляющие[1].

Поперечные пульсационные скорости турбулентного потока считаются главной причиной взвешивания и транспортирования мелких (взвешенных) наносов. Условием взвешивания служит

[1] По В. М. Маккавееву, пульсация распространяется с одинаковой интенсивностью во все стороны, но наиболее вероятно осредненное направление можно принимать нормально изотахам.

превышение вертикальной пульсационной скорости над гидравлической крупностью частицы.

$$v_y^1 > u. \tag{5.8}$$

Выражение (5.8) является основой гравитационной теории движения взвешенных наносов. Существует также диффузионная теория, которая, согласно Р. Д. Косьян и С. М. Анциферову, может применяться для расчета распределения только очень мелких наносов, удовлетворяющих условию

$$u < 0{,}27\, v_*, \tag{5.9}$$

где $v_* = \sqrt{gHI}$ — динамическая скорость.

По Н. Бекимбетову, максимальная гидравлическая крупность наносов в оросительных каналах низовий Амударьи

$$u_{max} = 0{,}56\, v_*. \tag{5.10}$$

Это превышает условие (5.9). Поэтому в последующем изложении диффузионная теория нами не используется. Отметим, что ранее С. Джаманкараев и Н. Бекимбетов по наблюдениям в отстойниках, т. е. для режима осаждения, получили значение максимальной крупности наносов $u_{max} = 0{,}5\, v_*$. Это согласуется с теоретическим выражением для вертикальной скорости пульсации $v_y^1 = 0{,}5\, v_*$, выведенным В. М. Маккавеевым из предположения, что интенсивность турбулентности одинакова для всех направлений, Принимая, что взвешивание наносов происходит в основном за счет пульсационной энергии, ими также получено выражение

$$\overline{\rho u} = \delta' \mu' v_* I, \tag{5.11}$$

где μ' — коэффициент, выражающий отношение работы взвешивания к энергии пульсации; $\delta' = \frac{\gamma_н}{\gamma_н - \gamma}$.

Обработка измерений на каналах им. Ленина, Бозъяб и Кызкеткен позволила определить среднюю величину коэффициента $\mu' = 0{,}67$, которая соответствует транзиту наносов при критическом режиме, допускающем лишь незначительное заиление или размыв. Поэтому выражение

$$\mu' = \frac{\overline{\rho u}}{\delta' v_* I} = 0{,}67 \tag{5.12}$$

можно рассматривать как критерий устойчивости каналов, предполагающий отсутствие заиления и размыва.

Турбулентные пульсации определяются двумя параметрами: величиной скорости v_x' и масштабом возмущения l_x, характеризующим размеры области местных отклонений скорости от средних значений. Величину $n = \frac{1}{l_x}$, обратную масштабу воз-

мущения, называют *волновым числом,* а отношение $v_x' : l_x$ — *частотой пульсации.* Полную кинетическую энергию поля пульсации, определяемую среднеквадратической скоростью пульсации, представляют суммой энергий пульсаций различных масштабов.

И. К. Никитин [45], применив к распределению пульсационной энергии по масштабам возмущений методы спектрального анализа, установил, что в области турбулентного ядра максимальную энергию несут горизонтальные и вертикальные возмущения с масштабом $l_x = l_y = H - \delta$, где δ — толщина придонного слоя. К выводу, что максимум энергии вертикальных возмущений сосредоточен в возмущениях с масштабом $l \approx H$, пришел еще раньше Б. А. Фидман.

Пульсации с масштабом возмущений, близким к глубине потока, получили название *крупномасштабных.* Частота их составляет 10 — 5 гц и менее, а масштаб возмущений $l_x = (2 - 3)\,H$.

Насыщение потока взвешенными наносами увеличивает частоту и уменьшает размеры структурных образований в низкочастотной области спектра пульсации (по опытам Г. А. Дмитриевой в лотке $b = 20$ см, $h = 5 - 6$ см, при концентрации наносов $\mu = 1{,}2 \times 10^{-3}$ с 4 до 7 гц). Одновременно уменьшается градиент средней скорости и увеличивается константа Кармана в логарифмической формуле распределения скоростей.

М. А. Великанов, А. С. Образовский и др. схематизируют крупномасштабные пульсации в виде восходящих и нисходящих течений, распространяющихся от дна до свободной поверхности и обратно. Возникающие у дна восходящие течения захватывают и переносят с собой к свободной поверхности частицы грунта, которые затем нисходящие течения опускают на дно. Происходит непрерывный обмен наносами между размываемым дном и несущим их потоком.

Пренебрегая силами инерции частиц, можно написать дифференциальное уравнение для траектории их подъема и опускания:

$$\frac{dx}{v_x} = \frac{dy}{\pm\sqrt{\overline{(v_y')^2}} - u}, \tag{5.13}$$

где v_x — осредненная по времени продольная скорость течения на глубину;

$\sqrt{\overline{(v_y')^2}}$ — средняя квадратическая величина вертикальной пульсационной составляющей на той же глубине;

u — гидравлическая крупность частиц наносов.

Для определения v_x могут быть использованы логарифмические, показательные и другие формулы распределения. Значения же средней квадратической пульсационной скорости определяют по эмпирической формуле И. К. Никитина [45],

полученной им обработкой результатов собственных опытов в широких лотках и опытов Е. М. Минского

$$\sqrt{\overline{(v_y')^2}} = 0{,}712\, v_* \eta \frac{\eta^2 - 2\eta + 2}{\eta + 0{,}036}, \tag{5.14}$$

где $\eta = \frac{y}{H}$ — относительная глубина.

Согласно этой формуле у поверхности потока ($\eta = 1$)

$$\sqrt{\overline{(v_y^1)^2}} = 0{,}685\ v_*. \tag{5.15}$$

Решая (5.13) относительно $\frac{dy}{dx}$ и подставляя для чистой воды $u = 0$, можно прийти к выводу, что в зоне подъема частица наносов движется по более пологой траектории, так как

$$\frac{dy}{dx} = \frac{\sqrt{\overline{(v_y^1)^2}} - u}{v_x} < \frac{\sqrt{\overline{(v_y^1)^2}}}{v_x}, \tag{5.16}$$

а в зоне опускания, где $\sqrt{\overline{(v_y^1)^2}} < 0$, по более крутой, чем частицы воды

$$\left|\frac{dy}{dx}\right| = \frac{\sqrt{\overline{(v_y^1)^2}} + u}{v_x} > \frac{\sqrt{\overline{(v_y^1)^2}}}{v_x}. \tag{5.17}$$

Уравнение (5.13) и выражения (5.16-17) справедливы, когда поперечная пульсация действует строго в вертикальной плоскости, направленной вдоль потока. Теоретически это может быть только в бесконечно широком прямоугольном русле, удовлетворяющем условиям плоской задачи. Практически этот случай можно распространять на значительную часть срединной области канала, где изотахи почти горизонтальны, а нормали к ним — вертикальны. В прибрежных областях канала над откосами и в области дна у их подошвы изотахи и нормали к ним искривляются: первые, изгибаясь в сторону свободной поверхности, а вторые — отклоняясь от вертикали в сторону средней части русла.

Дифференциальное уравнение движения частиц наносов в плоскости поперечного сечения канала, пренебрегая силами их инерции, получим из условия (рис. 25):

$$\frac{dy_н}{\cos\varphi_н \sqrt{\overline{(v_y^1)^2}}} = \frac{dy}{\cos\varphi_н \sqrt{\overline{(v_y^1)^2}} - u}, \tag{5.18}$$

где y — ордината траектории движения частицы наносов;

$y_н$ — ордината нормали к изотахам.

$\varphi_н$ — угол наклона касательной к нормали по отношению горизонтальной оси x.

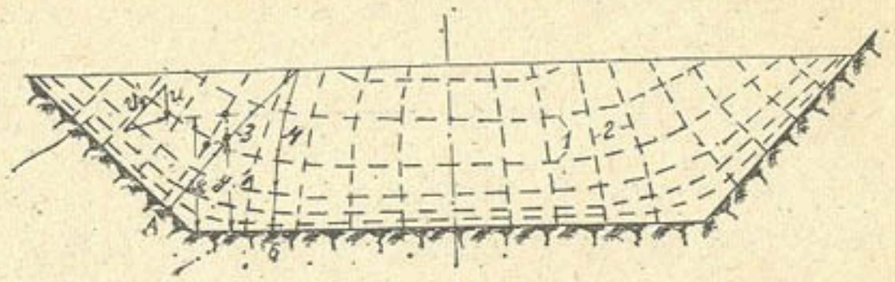


Рис. 25. Поперечное сечение канала с изотахами и траектории движения наносов:

1 — изотахи; *2* — нормали к изотахам; *3* — траектория подъема частицы наносов; *4* — траектория опускания; *А* — начальная точка подъема; *Б* — конечная точка опускания частицы.

Разделив обе части (5.18) на dx и решая относительно $\frac{dy}{dx}$, получим

$$\frac{dy}{dx} = \frac{dy_н}{dx} \frac{\cos \varphi_н \sqrt{(v_y^1)^2} - u}{\cos \varphi_н \sqrt{(v_y^1)^2}}. \qquad (5.19)$$

Из полученного дифференциального уравнения следует, что при подъеме, когда $\sqrt{(v_y^1)^2} > 0$; $\frac{dy}{dx} < \frac{dy_н}{dx}$, т. е. траектория поднимающейся частицы положе нормали к изотахам. Наоборот, при опускании частицы наносов, когда $\sqrt{(v_y^1)^2} < 0$; $\frac{dy}{dx} > \frac{dy_н}{dx}$, и следовательно, траектория круче нормали.

Это приводит к тому, что поднимаясь из какой-то точки откоса $А$, частица наносов может опуститься на откос (или дно) канала только в точке $Б$, находящейся ближе к его срединной части (рис. 25). Следовательно, при размыве откосов, сложенных легко размываемыми мелкозернистыми грунтами, продукты размыва быстро выбрасываются в среднюю часть русла каналов, что, по-видимому, объясняет наблюдающуюся на практике высокую интенсивность таких размывов. Выбросом наносов из зоны берегового откоса можно объяснить и наблюдаемое на практике интенсивное отложение их вблизи его подошвы, где в результате большого расхождения (непараллельности) нормалей к изотахам происходит значительное уменьшение как продольных скоростей течения, так и их поперечных составляющих. Вместе с тем это явление должно приводить к резкому обеднению взвешенными наносами прибрежной зоны, которое не наблюдается в натуре. Отсюда можно сделать вывод, что выброс наносов из прибрежной зоны все время компенсируется поступлением их из основной части потока. Это поступление может иметь место за счет диффузии (которая способна существенно исказить описанный

нами характер движения наносов в прибрежной зоне) и за счет поперечных течений в толще наносонесущего потока. Поскольку диффузия наносов, как уже указывалось, существенно влияет на распределение наиболее мелких фракций, рассмотрим возможность возникновения поперечных течений.

Из (5.15) следует, что у свободной поверхности потока средняя квадратическая величина скоростей поперечной пульсации не равна нулю. Применяя *правило трех сигм,* можно считать, что значения этих скоростей изменяются от

$$3\sqrt{(v_2^1)^2} = 2{,}05\ v_* \quad \text{до} \quad -3\sqrt{(v_y^1)^2} = -2{,}05\ v_*.$$

Поперечная пульсация происходит в плоскостях, нормальных к изотахам, которые образуют со свободной поверхностью потока угол $\varphi_н > 90°$. Наличие у свободной поверхности скоростей течения, направленных под углом $\varphi_н > 90°$, должно вызвать образование вдоль нее поперечного течения со скоростью

$$v_{пов} = 0{,}685\, v_* \cdot \cos \varphi_н \qquad (5.20)$$

или

$$v_{пов} = 0{,}685\, v_* \frac{\frac{dy_н}{dx}}{\sqrt{\left(\frac{dy_н}{dx}\right)^2 + 1}} = \qquad (5.21)$$

$$= 0{,}685\ v_* \left[\sqrt{\left(\frac{dy_н}{dx}\right)^2 + 1}\right]^{-0{,}5},$$

где $\frac{dy_н}{dx}$ и $\frac{dy_н}{dx}$ — производные функций, принятых для описания изотах ($и$) и нормалей к ним ($н$).

Образование поперечных течений такого типа у поверхности может быть обосновано также с точки зрения вихревой теории турбулентности и вообще с точки зрения любой теории, допускающей движение в потоке отдельных молярных масс, зарождающихся вблизи ограничивающей стенки (смоченного периметра) и перемещающихся затем поперек потока до его свободной поверхности. Перемещение таких масс вблизи дна называют *течением Н. Е. Жуковского.* Образованием поперечных течений у поверхности воды, направленных от берега, по-видимому, можно объяснить тот факт, что в узких руслах наибольшая скорость наблюдается ниже этой поверхности.

Поперечное течение вдоль свободной поверхности воды, направленное от уреза к осевой части потока, очевидно, требует компенсации в виде обратного течения вдоль смоченного периметра, направленного из срединной части русла в сторону уреза воды. Такое донное течение способно компенсировать дефицит наносов в прибрежной зоне, вызываемый выбросом их в процессе подъема-опускания по нормалям к изотахам, а также образовать отложения наносов вблизи уреза воды, наблюдаемые в процессе эксплуатации многих каналов. Одна-

ко не исключено, что в последнем явлении существенную роль играет диффузия, влияющая, как отмечалось, на распределение наиболее мелких фракций наносов, преобладающих в таких отложениях.

Таким образом, краткий анализ структуры поля скоростей в поперечном сечении потока с учетом поперечной пульсации приводит к выводу, что в прибрежных зонах каналов должна возникать поперечная циркуляция, обусловливаемая негоризонтальностью изотах и отклонением нормалей к ним от вертикального направления, которые, в свою очередь, вызываются негоризонтальностью дна и связанным с нею изменением глубин воды. Это близко к приведенному в главе III выводу М. А. Мосткова, который, как указывалось, пришел к нему, анализируя систему дифференциальных уравнений движения турбулентного потока В. М. Маккавеева.

Поперечная циркуляция, возникающая в прибрежной зоне каналов, согласно нашей гипотезе, не обязательно должна иметь характер стационарного движения, а может проявляться в виде прерывчатых поперечных перемещений, возможно, даже отдельных молярных масс различных размеров с различными скоростями. Такое представление о циркуляции лучше увязывается с периодическим характером поперечных пульсаций турбулентного потока. Развивающаяся в прибрежной зоне поперечная циркуляция по приведенной на рис. 14 классификации А. И. Лосиевского относится к первому типу. При такой циркуляции возможен размыв дна в средней части русла и интенсивное отложение наносов на откосе и вблизи уреза, т. е. углубление и сужение канала. Каких-либо затруднений при эксплуатации каналов она не вызывает.

Если ширина канала по дну невелика, то циркуляция, возникающая над левым откосом и прилегающей зоной дна, хорошо сопрягается с циркуляцией над соответствующей зоной правого берега. Если же ширина дна больше некоторого предела, то, по-видимому, возможно возникновение между винтами циркуляции прибрежных зон двух сопрягающих их, но противоположно направленных винтов циркуляции. Последние относятся к циркуляции второго типа, которая при наличии донных наносов, отжимает полосу их движения в среднюю часть русла, что может вызвать образование мели и разделение его на рукава. При еще большей ширине возможно образование двух, трех и более пар таких вторичных циркуляций, приводящих к многократной бифуркации русла.

Для грубоприближенного определения ширины русла канала, при которой невозможно возникновение циркуляции второго типа, примем, что ширина прибрежной зоны с искривленными изотахами (рис. 26) составляет:

$$B_3 = (m + \sqrt{1 + m^2}) \cdot H, \qquad (5.22)$$

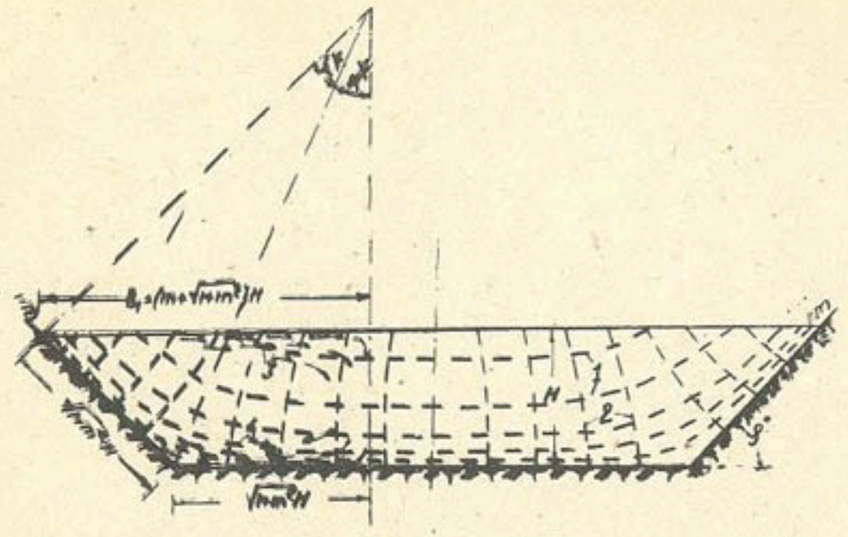


Рис. 26. Схема к определению ширины зоны поперечной циркуляции над откосом, вызываемой искривлением изотах:

1 — изотахи; *2* — нормали к изотахам; *3* — поперечное течение у поверхности воды; *4* — поперечное течение у дна.

За пределами этой зоны может развиваться винт циркуляции второго типа, если расстояние от ее границы до оси канала будет больше глубины канала H.

Следовательно, предельная ширина канала по урезу воды должна быть

$$B = 2(1 + m + \sqrt{1 + m^2}) \cdot H \qquad (5.23)$$

или

$$B = k_1 \cdot H, \qquad (5.24)$$

где

$$k_1 = 2(1 + m + \sqrt{1 + m^2}).$$

Мы считаем, что формула (5.23) по структуре близка к (3.41). Увеличение содержания руслообразующих фракций $\rho_р$, вероятно, увеличивает выброс наносов из зоны откоса и интенсивность их отложения у его подошвы. Это уполаживает откос, то есть увеличивает m. Следовательно, увеличение $\rho_р$ увеличивает коэффициент при H как в (3.41), так и в (5.23).

Площадь живого сечения, смоченный периметр и гидравлический радиус канала определяют по выражениям:

$$\begin{aligned} \omega &= k_2 H^2; \\ \chi &= k_3 H; \\ R &= k_4 H, \end{aligned} \qquad (5.25)$$

где

$$k_2 = 2(1 + \sqrt{1 + m^2}) + m;$$

$$k_3 = 2(1 + 2\sqrt{1 + m^2});$$

$$k_4 = \frac{2(1 + \sqrt{1 + m^2}) + m}{2(1 + 2\sqrt{1 + m^2})}.$$

Подставляя (5.27) в формулу Шези — Павловского, получим

$$Q = \frac{1}{n} k_2 \cdot k_4^{0,5+y} \cdot H^{2,5+y} \cdot I^{0,5}.$$

Решая относительно H, имеем

$$H = \left(\frac{n}{k_2 \cdot k_4^{0,5+y}} \cdot \frac{Q}{I^{0,5}}\right)^{\frac{1}{2,5+y}}. \qquad (5.26)$$

Откуда, подставляя (5.24) в (5.26), получим

$$B = k_5 \left(\frac{Q}{I^{0,5}}\right)^{\frac{1}{2,5+y}},$$

где

$$k_5 = k_1 \left(\frac{n}{k_2 \cdot k_4^{0,5+y}}\right)^{\frac{1}{2,5+y}}. \qquad (5.27)$$

В частном случае $y = 1/6$. Из (5.27) имеем:

$$B = k_5 \frac{Q^{0,375}}{I^{0,187}}, \qquad (5.28)$$

где

$$k_5 = 2{,}32(1 + m + \sqrt{1 + m^2}) \frac{n^{0,375}(1 + 2\sqrt{1 + m^2})^{0,250}}{[2(1 + \sqrt{1 + m^2}) + m]^{0,625}}.$$

Формула (5.28) отличается от формулы (5.3), полученной нами обработкой натурных данных об элементах самоформирующихся русел, прежде всего показателем степени при уклоне I. Это можно объяснить тем, что увеличение уклона уменьшает интенсивность отложения у подошвы откоса наносов, выбрасываемых из прибрежной зоны, что отражается на коэффициенте заложения откоса m и в конечном счете уменьшает k_5 в (5.28).

Вводя в формулу Шези—Павловского среднее касательное напряжение по периметру $\tau = \gamma RI$, получим

$$Q = \frac{1}{n} \omega R^y \sqrt{\frac{\tau}{\gamma}}, \qquad (5.29)$$

откуда с учетом (5.25)

$$Q = \frac{1}{n} k_2 k_4^y H^{2+y} \sqrt{\frac{\tau}{\gamma}} \qquad (5.30)$$

или

$$H = k_6 \left(\frac{Q}{\tau^{0,5}}\right)^{\frac{1}{2+y}} \qquad (5.31)$$

и

$$B = k_7 \left(\frac{Q}{\tau^{0,5}}\right)^{\frac{1}{2+y}} \qquad (5.32)$$

Выражая же среднее касательное напряжение через динамическую скорость по формуле $v_* = \sqrt{\frac{g}{\gamma}}\tau$, из (5.32) имеем

$$B = k_8 \left(\frac{Q}{v_*}\right)^{\frac{1}{2+y}}. \qquad (5.33)$$

В этих формулах

$$k_6 = \left(\frac{n\gamma_0^{,5}}{k_2 k_4^y}\right)^{\frac{1}{2+y}}; \quad k_7 = k_1 \cdot k_6;$$

$$k_8 = k_1 \cdot \left(\frac{n}{g^{0,5} k_2 k_4^y}\right)^{\frac{1}{2+y}}.$$

Формулу (5.30) следует применять для определения устойчивой ширины русла, находящегося в предельно размываемом состоянии, принимая величину среднего касательного напряжения равной допустимому сдвигающему напряжению для части грунта, слагающего дно и откосы.

По формуле (5.33) можно определять устойчивую ширину русла, находящегося на границе заиления, если связать динамическую скорость v_* с гидравлической крупностью u частиц, осаждение которых нежелательно. В частности, может быть использована формула (5.10), согласно которой $v_* = 1{,}79\, u_{max}$.

Наша гипотеза о характере течения воды и образовании циркуляции первого типа в прибрежной зоне канала позволяет более строго подойти к процессам размыва и заиления в поперечном профиле и оценить наблюдаемые при этом береговые деформации.

Если скорости продольного течения над откосом, определяемые по нормали к изотахам, больше допускаемых для грунтов откоса (с учетом его наклона), то откос будет интенсивно размываться, чему способствует выброс продуктов раз-

мыва из прибрежной зоны. При этом возможно отложение наносов (заиление) у подошвы откоса и уреза воды, где продольные скорости течения, как правило, меньше размывающих. Если скорости продольного течения во всех точках откоса и дна меньше размывающих, то возможно отложение наносов по всей поверхности откоса.

Количественная оценка этих процессов позволит разработать методику их расчетов, необходимую для практического использования метода строительства каналов способом формирования их русла.

ЗАКЛЮЧЕНИЕ

Эксплуатация оросительных систем в низовьях Амударьи, являющихся крупным (а до 1960 г. крупнейшим в ее бассейне) районом орошаемого земледелия, располагающим большими резервами для расширения посевных площадей, испытывает ряд затруднений с обеспечением плановой водоподачи в меженный период. Причиной этих затруднений являются постоянные деформации многорукавного русла реки, проявляющиеся в обмелении питающих протоков и отходе речного потока от точек водозабора с образованием перед ними отмелей. Из-за высокой стоимости регулирования русла Амударьи капитальными сооружениями обеспечение водозабора в головах магистральных каналов достигается оперативными русловыправительными работами в реке, проводимыми в порядке эксплуатационных мероприятий. Основным видом этих работ являются расчистка и поддержание питающих протоков землесосами и устройство землечерпательных прорезей в отмелях перед головами каналов. Для более надежного обоснования таких работ необходимы прогнозные расчеты, которые из-за практической сложности точных методов расчетов русловых деформаций целесообразно производить упрощенными методами.

Основой упрощенных методов может служить современная теория устойчивости поперечного профиля речных русел, позволяющая получать ряд формул для определения основных элементов питающего рукава, которые должны поддерживаться землечерпанием. По таким формулам построены приведенные на стр. 91 (рис. 17) графики, позволяющие определять необходимую глубину рукава, а также объем часовой или суточной очистки, потребное число земснарядов. Графики рекомендуются для ориентировочных расчетов при проведении русловыправительных работ для обеспечения водозабора на участке реки от Турткуля до Джумуртау.

Головные участки оросительных систем от Ташсаки до Джумуртау страдают от интенсивных размывов берегов рекою (дейгиша). Из-за высокой стоимости берегозащитные работы в условиях Амударьи проводятся за счет специальных ассигнований.

Методы прогнозных расчетов для обоснования этих работ к настоящему времени не разработаны до степени практического применения и проектируемые работы могут обосновываться только материалами систематических натурных наблюдений.

Развернувшееся в низовьях Амударьи строительство плотинных гидроузлов (Ташиаташский гидроузел введен в эксплуатацию в 1974 г., ввод Тюямуюнского гидроузла ожидается в 1980 г.) полностью решает вопрос обеспечения водоподачи в отходящие от них каналы. Однако в бьефах гидроузлов возникают специфические русловые процессы: удлинение кривой подпора и подъем уровней воды на большой длине верхнего бьефа вследствие заиления, и наоборот, снижение уровней воды на большой длине нижнего бьефа вследствие размыва.

В процессе проектирования гидроузлов эти процессы учитывают, исходя из результатов соответствующих прогнозных расчетов. Задачей эксплуатации гидроузлов является проведение систематических наблюдений, позволяющих следить за фактическим ходом русловых деформаций, сравнивая их с проектными предположениями. Такие наблюдения производились на Тахиаташском гидроузле. Рекомендуемая методика их обработки описана в § 3 главы III. Результаты ее показаны на рис. 21 и 22.

Русловые деформации в каналах сводятся к минимуму мероприятиями, предусматриваемыми в их проектах, а возникающие в процессе эксплуатации из-за недостаточности этих мероприятий (например, осветляющего действия отстойников) или неточности проекта устраняются эксплуатационными мероприятиями.

Однако при строительстве и особенно при реконструкции оросительных каналов в ряде случаев целесообразно использовать русловые деформации, вызываемые искусственно для формирования русла. Метод искусственного формирования русла включает метод размыва и метод заиления. В низовьях Амударьи метод размыва применялся для увеличения пропускной способности магистральных каналов Кызкеткен, им. Ленина и Параллельный и их ветвей. Он позволил, систематически увеличивая максимальный расход водоподачи, увеличить пропускную способность каналов в 1,5—2,5 раза.

Метод заиления применялся при спрямлении крутых излучин каналов Бозъяб и им. Ленина, где трасса спрямления пересекала низины, что требовало постройки его в дамбах. Закладывая резервы для насыпки дамб между ними, получили избыточное поперечное сечение, через которое поток протекал с пониженными скоростями. Это вызвало интенсивное осаждение наносов, в результате чего сформировалось необходимое устойчивое сечение.

Наблюдения над выполненными спрямлениями позволили

вывести эмпирическую формулу (5.4) для определения предельно допустимого расстояния между дамбами по урезу воды.

Применение метода заиления при спрямлении излучин дает большой экономический эффект за счет упрощения производства работ и экономии затрат на очистку нижележащего участка канала. Отсутствие внешних резервов вдоль каналов повышает коэффициент земельного использования.

Теоретические вопросы формирования русла методами размыва и заиления целесообразно решать, исходя из поля осредненных скоростей, изображаемого изотахами.

Ограниченный объем монографии, к сожалению, не позволил осветить рассматриваемые в ней вопросы более подробно.

ЛИТЕРАТУРА

1. Абальянц С. Х. Движение взвесей в открытых потоках. Труды САНИИРИ, вып. 96. Ташкент, 1958.

2. Абдураупов Р. Р., Нуритдинов З. Н. Причины возникновения гряд и их основные элементы. Труды САНИИРИ, вып. 147. Ташкент, 1975.

3. Аидов Х. Гидроморфологические зависимости крупных ирригационных каналов и дельтовых протоков реки Амударьи. Труды САНИИРИ, вып. 113, Ташкент, 1972.

4. Алтунин С. Т. Регулирование русел. М., „Колос", 1962.

5. Алтунин С. Т. Водозаборные узлы и водохранилища. М., „Колос", 1964.

6. Алтунин С. Т., Бузунов И. А. Защитные сооружения на реках. М., Сельхозгиз, 1953.

7. Алтунин В. С., Аннаев С. А., Аширов С. А. Интенсивные русловые деформации реки Амударьи. Ашхабад, „Ылым", 1975.

8. Артамонов К. Ф. Регулировочные сооружения при водозаборе. Фрунзе, Изд-во АН Кир. ССР, 1963.

9. Аташев Д. А. Дейгиш в низовьях Амударьи. Труды САНИИРИ, вып. 120, Ташкент, 1970.

10. Бекимбетов Н. Б. Производственные исследования режима работы каналов в связи с вводом в эксплуатацию Тахиаташского гидроузла и разработка мероприятий по улучшению их эксплуатации. Нукус, 1976.

11. Великанов М. А. Русловой процесс. М., Физматгиз, 1958.

12. Вепхвадзе Г. Т. Исследования равновесной формы поперечного сечения руслового потока. Труды Тбилисского ун-та, т. 50, Тбилиси, 1953.

13. Вызго М. С. К вопросу о расчете уклона и ширины устойчивого самоформирующегося канала. Сб. „Вопросы гидротехники", вып. 1. Ташкент, Изд-во АН УзССР, 1955.

14. Гончаров В. Н. Динамика русловых потоков. М., Гидрометеоиздат, 1962.

15. Гостунский А. Н. Устойчивое русло. „Вопросы гидротехники" вып. 1. Ташкент, Изд-во АН УзССР, 1955.

16. Гришанин К. В. Устойчивость русел рек и каналов. Л., Гидрометеоиздат, 1974.

17. Джаманкараев С., Бекимбетов Н. Отстойники на оросительных системах низовьев реки Амударьи и процессы формирования потоков русел. Нукус, „Каракалпакия", 1973.

18. Джаманкараев С. Особенности эксплуатации дельтовых ирригационных систем Амударьи. Нукус, „Каракалпакстан", 1975.

19. Дмитриева Г. А. Влияние насыщенности потока наносами на его кинематическую структуру. Автореферат канд. дисс. М., 1975.

20. Ефремов А. В. Методика изучения взвешенных наносов. Труды САНИИРИ, вып. 87. Ташкент, 1957.

21. Жураев Т. Исследования кинематических параметров потока р. Амударьи в среднем и нижнем течении. Автореферат канд. дисс. Ташкент, 1976.

22. Зрелов Н. П. Циркуляционные течения и осаждение наносов в каналах прямоугольного сечения. Труды гидравлической лаборатории „ВОДГЕО". М., Госстройиздат, 1959.

23. Ибад-Заде Ю. А., Тырин Ф. С. Плановая форма русла свободно меандрирующих излучин и методы прогнозирования их перемещения. Сб. докладов Всесоюзного совещания по водозаборным сооружениям и русловым процессам. Ташкент, 1974.

24. Ибад-Заде Ю. А. Водопроводные каналы. М., Стройиздат, 1975.

25. Иваненко Ю. Г. Формы равновесия аллювиальных русел. Сб. „Вопросы гидротехники", вып. 26. Ташкент, „Фан", 1965.

26. Имамутдинов К. Х. Опыт борьбы с дейгишем на р. Амударье в Хорезмской области. Труды САНИИРИ, вып. 124, Ташкент, 1970.

27. Исмагилов Х. А. Некоторые морфологические зависимости Амударьи в среднем и нижнем течении. Труды САНИИРИ, вып. 117, Ташкент, 1968.

28. Каримов Р. М. Гидравлически устойчивые живые сечения. „Гидротехника и мелиорация", 1967, № 6.

29. Каюмов О. А., Ирмухамедов Х. А., Черникова Г. И. Наносы Амударьи. Сб. докладов Всесоюзного совещания по русловым процессам. Ташкент, 1974.

30. Каюмов О. А. Морфологические закономерности р. Амударьи. Труды САНИИРИ, вып. 140, Ташкент, 1974.

31. Кузьмин И. А., Калганова М. В. Общие деформации в нижних бьефах гидроузлов и вопросы их расчета. Сб. докладов Всесоюзного совещания по водозаборным сооружениям и русловым процессам. Ташкент, 1974.

32. Кузьминов Ю. М. Равноустойчивое сечение русла в несвязных и полусвязных грунтах. Автореферат канд. дисс. Ташкент, 1961.

33. Лапшенков В. С. Русловые деформации в бьефах речных гидроузлов. Автореферат докт. дисс. Новочеркасск, 1975.

34. Леви И. И. Динамика русловых потоков. М. — Л., Госэнергоиздат, 1957.

35. Лопатин Г. В., Деньгина Р. С., Егоров В. В. Дельта Амударьи. М. — Л., Изд-во АН СССР, 1958.

36. Лосиевский А. И. Лабораторные исследования процессов образования перекатов. Труды ЦНИВТ, вып. 86. М., Гострансиздат, 1934.

37. Лохтин В. М. О механизме речного русла. СПб., 1897.

38. Михайлов В. Н. Динамика потока и русла в неприливных устьях рек. М., Гидрометеоиздат, 1971.

39. Мостков М. А. Очерк теории руслового потока. М., Изд-во АН СССР, 1959.

40. Мухамедов А. М., Тузов В. Е. Особенности русловых деформаций р. Амударьи — дейгиш. Труды координационных совещаний по гидротехнике, вып. 36, 1967.

41. Мухамедов А. М., Лапшенков В. С. О некоторых формах деформации при грядовом движении наносов по наблюдениям на модели р. Амударьи. Труды САНИИРИ, вып. 117, Ташкент, 1968.

42. Мухамедов А. М., Ирмухамедов Х. А., Сеславина В. П. Некоторые результаты лабораторных исследований по регулированию русла Амударьи в районах канала Ташсака системой сквозных шпор, как мера борьбы с дейгишем, Труды САНИИРИ, вып. 119, Ташкент, 1969.

43. Мухамеджанов Ф. Ш. Приближенный способ расчета промыва занесенного наносами подпертого бьефа. „Гидротехническое строительство", 1962, № 6.

44. Мухамеджанов Ф. Ш. Балансовый метод расчета переформирования русла у низконапорных плотин на реках Средней Азии, протекающих в мелкопесчаных отложениях. Труды ТИИИМСХ, вып. 18, 1966.

45. Никитин И. К. Турбулентный русловой поток и процессы в придонной области. Киев, Изд-во АН УССР, 1963.

46. Пилосов Э. М. Ледовый режим подпертых бьефов гидроузлов. Автореферат канд. дисс. Ташкент, 1958.
47. Поспавский В. В. Краткие сведения об условиях питания Хорезмских систем и их заилении. Ташкент, 1933.
48. Природа многолетних колебаний речного стока. Под. ред. И. П. Дружинина. Новосибирск. „Наука", 1976.
49. Рогов М. М., Ходкин С. С., Ревина С. К. Гидрология устьевой области Амударьи. М., Гидрометеоиздат, 1968.
50. Россинский К. И., Кузьмин И. А. Закономерности формирования речных русел. Сб. „Русловые процессы". М., Изд-во АН СССР, 1958.
51. Троицкий А. В. К вопросу о форме гидравлически устойчивых сечений каналов. „Вопросы гидротехники", вып. I, Ташкент, Изд-во АН УзССР, 1955.
52. Шапиро Х. Ш. Регулирование твердого стока и русловых процессов р. Амударьи в связи с резким увеличением водозабора на орошение в ее среднем течении. Сб. докладов Всесоюзного совещания по водозаборным сооружениям и русловым процессам. Ташкент, 1974.
53. Шульц В. Л. Реки Средней Азии. Л., Гидрометеоиздат, 1962.
54. Цветкова Н. А. Режим наносов р. Амударьи. „Вопросы гидротехники", вып. 13. Ташкент, Изд-во АН УзССР, 1963.
55. Цинзерлинг В. В. Орошение на Амударье. М., 1927.

ОГЛАВЛЕНИЕ

ПРЕДИСЛОВИЕ 3

Глава I. **Общая характеристика низовий Амударьи и их оросительных систем**

§ 1. Географическое положение и рельеф 7
§ 2. Народнохозяйственное значение территории 9
§ 3. Амударья и ее хозяйственное использование 11
§ 4. Оросительные системы и затруднения в их эксплуатации . . 16

Глава II. **Гидрологические режимы Амударьи**

§ 1. Режим жидкого стока 32
§ 2. Режим твердого стока 39
§ 3. Зимний режим 45
§ 4. Режим уровней 48
§ 5. Ожидаемые изменения гидрологических режимов Амударьи в связи с развитием орошения 50

Глава III. **Деформации русла Амударьи в бытовых условиях**

§ 1. Основные виды деформаций русла Амударьи 53
§ 2. Основные мероприятия по борьбе с деформациями русла Амударьи в процессе эксплуатации оросительных систем . . 62
§ 3. Основные методы русловых расчетов и их теоретические основы 66
§ 4. Современные направления в теории поперечной устойчивости речных русел 70
§ 5. Методика расчета рукавов и возможность прогнозов береговых деформаций при эксплуатации головных участков оросительных систем 84

Глава IV. **Деформации русла Амударьи в бьефах гидроузлов**

§ 1. Общая характеристика Тахиаташского и Тюямуюнского гидроузлов и необходимость прогноза русловых деформаций в их бьефах 94
§ 2. Методика и результаты прогнозных расчетов переформирования бьефов, выполненных при проектировании Тахиаташского гидроузла 98
§ 3. Работа Тахиаташского гидроузла и ход руслового процесса в его бьефах за годы эксплуатации 113

Глава V. **Русловые деформации каналов и искусственное формирование их русла при строительстве и реконструкции оросительных систем**

§ 1. Виды и причины деформаций русла каналов и принципиальная сущность метода формирования русла 123

§ 2. Исследования процесса размыва канала Кызкеткен 128
§ 3. Результаты натурных исследований формирования русла каналов методом заиления 132
§ 4. Некоторые теоретические вопросы формирования русла каналов при мелкопесчаных грунтах и наносах 138
Заключение 149
Литература 152

САУКИМ ДЖАМАНКАРАЕВИЧ ДЖАМАНКАРАЕВ,
канд. техн. наук
ИППОЛИТ АЛЕКСАНДРОВИЧ БУЗУНОВ,
доцент

РУСЛОВЫЕ ДЕФОРМАЦИИ ПРИ ЭКСПЛУАТАЦИИ ОРОСИТЕЛЬНЫХ СИСТЕМ В НИЗОВЬЯХ АМУДАРЬИ

Издательство „Каракалпакстан"
Нукус — 1979

ИБ № 688

Редактор *Ф. Д. Трофимов*
Технический редактор *Н. Я. Сорокина*

Сдано в набор 26.9. 1978 г. Подписано в печать 15.01.79 г. Р 01218-Формат 60×90 1/16. Бумага тип. № 3. Кегль 10 б/шп. Печать высокая. Усл. п. л. 9,75. Изд. л. 8,56. Тираж 1000. Зак. № 577. Цена 50 к.

Издательство „Каракалпакстан", Нукус, ул. Карла Маркса, 9.

Типография № 1 Ташкентского полиграфического производственного объединения „Матбуот" Государственного Комитета УзССР по делам издательств, полиграфии и книжной торговли. Ташкент, ул. Хамзы, 21. 1979 г.