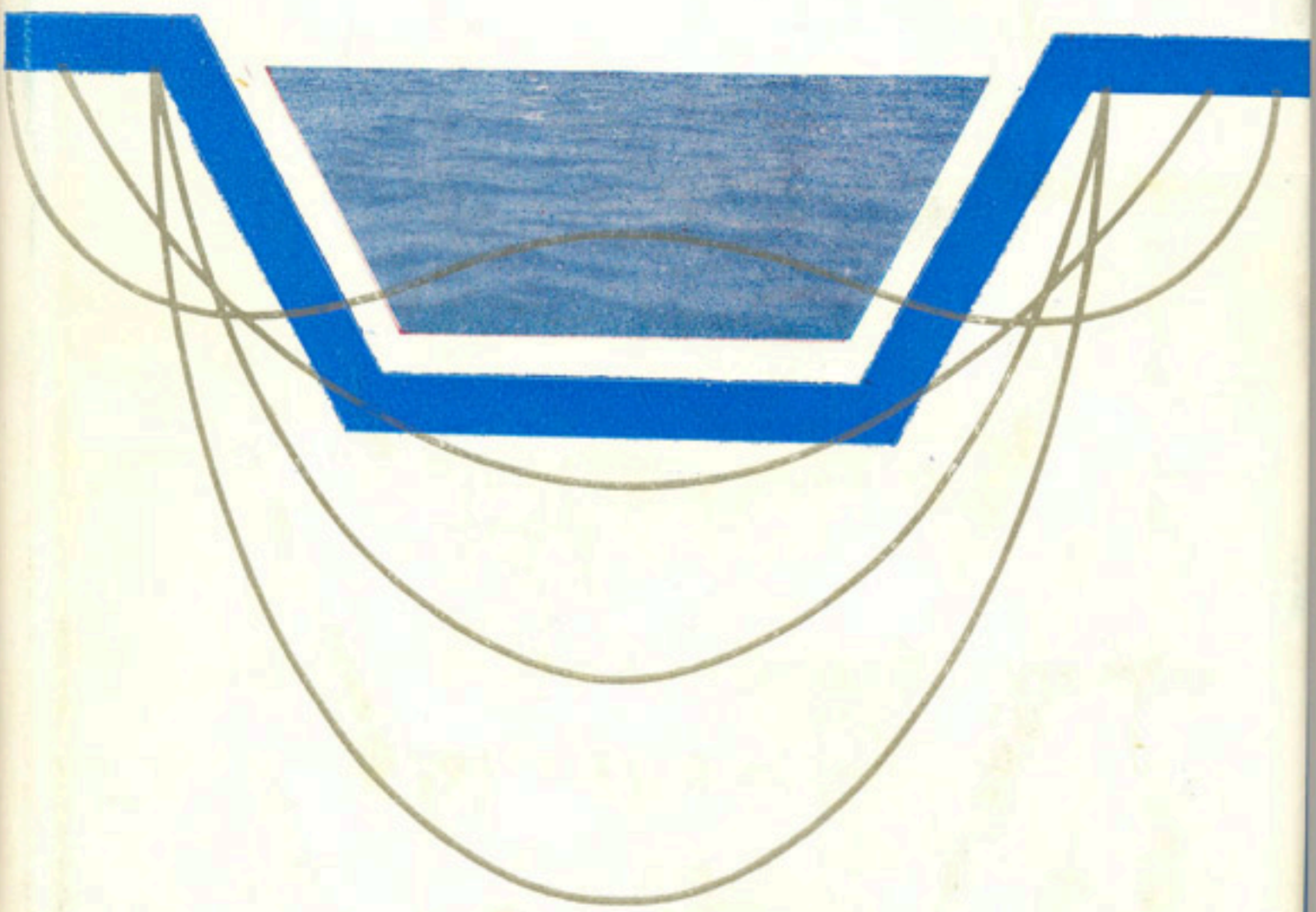
ТС
263

В. С. АЛТУНИН

МЕЛИОРАТИВНЫЕ КАНАЛЫ В ЗЕМЛЯНЫХ РУСЛАХ



ТС-263
626.82

В. С. АЛТУНИН

МЕЛИОРАТИВНЫЕ КАНАЛЫ В ЗЕМЛЯНЫХ РУСЛАХ

Глубокоуважаемому
Виктору Абрамовичу
Духовному от автора.

Алтунин

Октябрь 1979г.

МОСКВА
«КОЛОС» 1979

ББК 38.778
А52
УДК 631.67:626.82

Алтунин В. С.
А 52 Мелиоративные каналы в земляных руслах.— М.: Колос, 1979.— 255 с., ил.

В книге приведены теоретические и экспериментальные исследования процессов деформаций русл земляных каналов. Представлены новые данные по расчету пропускной способности земляных каналов и даны практические рекомендации по проектированию устойчивых каналов без защитных покрытий.

Кратко изложена методика физического моделирования процесса формирования земляного русла канала.

Рассчитана на специалистов проектных и производственных водохозяйственных и мелиоративных организаций.

А $\frac{40305-208}{035(01)-79}$ 59—79. 3802030100 ББК 38.778
631.6

© Издательство «Колос», 1979

ВВЕДЕНИЕ

На июльском (1978 г.) Пленуме ЦК КПСС в докладе «О дальнейшем развитии сельского хозяйства СССР» отмечалось:

«Решая стратегическую задачу — добиться надежного обеспечения страны продовольствием и сельскохозяйственным сырьем для промышленности, — партия видела свою первостепенную обязанность в том, чтобы значительно укрепить материально-техническую базу сельского хозяйства путем ускорения темпов механизации, химизации и мелиорации земель,...

Партия придала большое значение химизации и мелиорации земель. Можно без преувеличения сказать, что ни наша страна, ни зарубежная практика ранее не знали таких огромных масштабов их развития. Химизация и мелиорация подняты у нас на уровень больших общегосударственных задач»*.

Теперь в нашей стране колхозы и совхозы имеют 27 млн. га орошаемых и осушенных земель.

Основные районы орошения находятся в республиках Средней Азии, на Украине, в Краснодарском крае, на Кубани и на Северном Кавказе. Здесь орошение базируется на таких крупных водных источниках, как реки Амударья, Сырдарья, Днепр, Волга, Дон и др.

Протяженность оросительных каналов в СССР достигает в настоящее время около 500 000 км, из них около 450 000 км проходит в земляном русле.

В перспективе строительство каналов в СССР будет развиваться двумя путями:

реконструкция и расширение существующих больших земляных каналов, облицовка их бетонными и асфальтовыми покрытиями для увеличения пропускной способ-

* Брежнев Л. И. О дальнейшем развитии сельского хозяйства СССР. Политиздат, 1978.

ности и повышения коэффициента полезного действия оросительных систем;

строительство новых бетонированных каналов для крупных оросительных систем, а также больших каналов в основном в земляных руслах для регионального перераспределения водных ресурсов между бассейнами крупных рек в европейской части СССР, в Сибири и Средней Азии.

Одно из важнейших направлений в улучшении эксплуатации оросительных каналов — разработка рационального способа регулирования режима наносов, так как объемы очистки оросительной сети в среднем по стране составляют около 30%, а по отдельным системам страны — 60—70% общих затрат на их содержание и выполнение эксплуатационных мероприятий.

В настоящее время около 40% магистральных каналов проходит в земляном русле, но в дальнейшем будет наблюдаться тенденция к уменьшению строительства этих каналов, а также межхозяйственной сети без защитного покрытия. В то же время заметно повысится удельный вес очень больших магистральных каналов для межбассейнового перераспределения речного стока, которые будут осуществлены в основном в земляном русле.

Для проектирования таких каналов, помимо обобщения опыта эксплуатации существующих крупных каналов с близкими условиями, необходимо разработать усовершенствованные методы гидравлического расчета этих каналов с теоретическим обоснованием и проверкой их по данным лабораторных и полевых исследований. Поэтому большой интерес представляет опыт проектирования и эксплуатации Каракумского канала имени В. И. Ленина, который является самым большим земляным каналом, построенным в Советском Союзе.

При проектировании мелиоративных каналов в земляных руслах необходимо учитывать также опыт эксплуатации самотечных магистральных каналов в низовьях р. Амударьи (Ташсака, Шават, Советяб, им. В. И. Ленина, Кызкеткен и др.), машинных магистральных каналов (Каршинский, Большой Ферганский, Южный Ферганский, Северный Ферганский, Большой Андижанский, Донской, Северо-Крымский, Саратовский и др.). В связи с этим большое внимание уделено особенностям эксплуатации этих каналов, связанным с их гидравлическим режимом, и выявлению факторов, влияющих на устойчивость русла.

При этом выделен начальный период формирования устойчивых русл каналов в первые годы эксплуатации. Этот период формирования можно отчетливо проследить на водосбросных каналах-коллекторах, проходящих в земляных руслах.

В этих каналах, предназначенных для отвода воды после промывки засоленных площадей, особенно отчетливо наблюдается потеря устойчивости русла в плане при неравномерном движении потока и возникновение процесса меандрирования.

В будущем будут проектировать каналы для межбассейнового перераспределения речного стока, пропускающие воду круглогодично. Поэтому необходимо обобщить опыт эксплуатации каналов для водоснабжения, покрывающихся ледяным покровом в зимний период (например, канал Иртыш — Караганда). Для этих каналов надо создать новую методику гидравлического расчета пропускной способности в различных климатических зонах страны.

При написании книги были использованы натурные материалы управлений эксплуатации Каракумского канала, Северо-Крымского канала и других, Амударьинского управления межреспубликанской эксплуатации ирригационных каналов, института «Туркменгипроводхоз», Туркменского научно-исследовательского института гидротехники и мелиорации (ТуркменНИИГиМ), а также результаты обследований экспедиций Московского института инженеров транспорта (МИИТа) в течение 1971—1976 гг. крупных мелиоративных каналов Средней Азии, на Украине и в Поволжье, проведенных при участии автора.

В книге приняты следующие буквенные обозначения основных понятий:

h, $h_{ср}$ и h_{max} — местная, средняя и максимальная глубины потока;

B — ширина потока по поверхности воды;

b — ширина канала по дну;

u — местная скорость (осредненная во времени);

$u_п$ — поверхностная скорость на вертикали;

u_{max} — максимальная скорость на вертикали;

$u_в$ — средняя скорость на вертикали;

u_0 — неразмывающая средняя скорость на вертикали;
v — средняя скорость потока;
v_{max} — максимальная скорость потока;
$v_з$ — незаиляющая средняя скорость потока;
v_0 — неразмывающая средняя скорость потока;
$v_д$ — средняя скорость потока в динамически устойчивом русле;
$v_{ст}$ — средняя скорость потока в статически устойчивом русле;
Q — объемный расход потока;
I — продольный уклон свободной поверхности;
C — коэффициент Шези;
n — коэффициент шероховатости;
d — крупность частиц несвязного грунта;
$d_{ср}$ — средний диаметр частиц;
ρ — плотность воды;
$\rho_н$ — плотность наносов;
s — средняя мутность потока;
W — гидравлическая крупность наносов;
t — время;
m — коэффициент откоса;
g — ускорение свободного падения;
ν — кинематический коэффициент вязкости;
τ_0 — касательное напряжение у стенки;
z — расстояние, отсчитываемое от дна потока;
x — кинематическая характеристика открытого потока;
Δ — линейная характеристика шероховатости;
$l_г$ — длина гряды;
$h_г$ — высота гряды;
u_* — динамическая скорость на вертикали;
Fr — число Фруда, отнесенное к средней глубине;
Γ — гидроморфологический параметр В. Г. Глушкова;
Γ_d — гидроморфологический параметр М. А. Великанова;
A — гидроморфологический параметр С. Т. Алтунина;
a — кинематико-морфологический параметр;
M — масштабный множитель.

1

ОСНОВЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ МЕЛИОРАТИВНЫХ КАНАЛОВ В ЗЕМЛЯНЫХ РУСЛАХ

ОСНОВНЫЕ ТРЕБОВАНИЯ К ПРОЕКТИРОВАНИЮ МЕЛИОРАТИВНЫХ КАНАЛОВ В ЗЕМЛЯНЫХ РУСЛАХ

Мелиоративный открытый канал без защитного покрытия (в земляном русле) должен иметь правильную форму и транспортировать воду для орошения, обводнения, при осушении и т. п. Оросительные мелиоративные каналы, которые в основном рассмотрены в данной книге, обычно проходят по наиболее высоким отметкам местности или по водоразделу, если орошаются оба склона.

Основное внимание в технической литературе (Долгушев, 1975; Каналы систем водоснабжения и ирригации, 1972; Натальчук, 1969; Попов, 1969; Якубов, 1975) уделено проектированию и эксплуатации мелких оросительных каналов (согласно классификации, приведенной ниже в главе 2, к мелким относятся земляные каналы с расходами воды до 50 м^3/с).

Проектирование и расчет любого достаточно большого канала должны основываться на сочетании исследований гидравлики, экономики, производства строительных работ, механики грунтов и др.

Канал может быть запроектирован по различным вариантам (даже для одной и той же намеченной трассы). Каждый из них может требовать специальных гидравлических и других исследований.

При гидравлических расчетах необходимо учитывать, каким методом будет строиться канал: при помощи обычных механических средств или при помощи гидромеханизации, саморазмыва и др.

Учитывая условия работы земляных каналов и связывая эти условия с определенными методами гидравлического расчета, различают устойчивые (статические или динамические) и неустойчивые каналы. В зарубежной

практике к устойчивым относят те каналы, которые сохраняют неизменными очертания поперечного сечения, продольный уклон и положение в плане, а к неустойчивым — каналы, которые лишены одного из указанных признаков. При этом различается три типа неустойчивости каналов (Чоу, 1969):

размываемые, но незаиляемые;

заиляемые, но неразмываемые;

размываемые и заиляемые.

Статически устойчивые каналы — это такие каналы, геометрическая форма которых в процессе его эксплуатации остается практически неизменной (Чугаев, Алтунин, 1979). Движение же донных наносов и уравновешенный грунтообмен между потоком, несущим взвешенные наносы, и смоченной поверхностью канала практически отсутствуют. В динамически устойчивых каналах геометрическая форма сохраняется при движении совершенно определенного количества (соответствующего заданному расходу воды в канале) донных наносов, поступающих в канал из водохранилища (или реки) при водозаборе и с его бассейна в виде боковой приточности. В этом случае получается по существу гидротранспорт донных наносов, защищающий дно русла от размыва (берега здесь приходится укреплять тем или другим способом).

Динамически устойчивое русло может поддерживаться также с помощью средств гидромеханизации (например, при постоянной работе плавающих в канале земснарядов).

Под саморазмывом понимается особый метод постройки канала, когда вначале сооружается так называемая пионерная траншея (обычными средствами механизации земляных работ), и затем эта траншея размывается самим потоком.

Следовательно, устойчивые каналы — это каналы, в которых деформации либо отсутствуют, либо имеют место в форме рифелей, а очертание поперечного сечения, продольный уклон и положение русла канала в плане практически не изменяются.

Неустойчивые каналы — это такие каналы, в которых движение наносов приводит к образованию побочней, осередков, меандр и других русловых форм, изменяющих первоначальное очертание поперечного сечения, продольный уклон и положение русла канала в плане.

После заиления канала происходит стабилизация деформаций, и, хотя пропускная способность уменьшается, канал стремится к статической устойчивости.

Устойчивые каналы можно разбить на три типа:

каналы, транспортирующие так называемую чистую воду, то есть воду с содержанием коллоидных частиц и частиц во взвешенном состоянии (с крупностью их не более 0,005 мм), не превышающим 0,1% по весу;

каналы, проходящие в практически неразмываемом материале, транспортирующие воду со взвешенными наносами;

каналы, транспортирующие воду со взвешенными и влекомыми наносами, средний диаметр частиц которых близок к среднему диаметру частиц, слагающих русло канала. К каналам третьего типа следует, по-видимому, отнести и так называемые наносоустойчивые или режимные каналы, то есть каналы, в которых на протяжении некоторого годового цикла могут иметь место сезонные отложения и размывы, но к концу этого цикла сечение каналов возвращается к первоначальной форме.

Устойчивость каналов первого типа будет обеспечена, если при движении воды в них частицы несвязного материала, слагающие русло, будут оставаться в состоянии покоя. Другими словами, средние на вертикалях в поперечном сечении скорости в таких каналах не должны быть больше предельных неразмывающих скоростей течения u_0, а касательные напряжения по смоченному периметру — предельных значений удельной влекущей силы.

Для каналов второго типа должно быть обеспечено условие незаиляемости, то есть скорости в канале второго типа не должны быть меньше критической незаиляющей скорости $u_з$. Можно также выделить земляные каналы, транспортирующие взвешенные наносы, средний размер частиц которых меньше среднего размера частиц, слагающих русло. Устойчивость таких каналов будет обеспечена при выполнении условия $u_з < u_в < u_0$ для каждой вертикали в поперечном сечении. Однако их обычно относят к каналам первого типа.

Каналы третьего типа должны обеспечивать транспорт воды и наносов. Причем устойчивость этих каналов будет обеспечена, если количества поступающих в них и выносимых из канала наносов будут равны.

По данным Л. И. Викуловой (1964), независимо от грунтовых условий канал может быть устойчивым только тогда, когда скорости не превышают неразмывающих значений для грунтов его ложа, то есть когда имеет место статическая устойчивость. При этом канал имеет динамически устойчивые берега, сложенные достаточно прочными грунтами или закрепленные от размыва растительностью.

Л. И. Викулова сделала вывод, что естественные русла рек, сложенные преимущественно песчаными грунтами, сохраняют примерно постоянные свои средние размеры (относительная динамическая устойчивость).

Л. И. Викулова отмечает, что необходимо различать, как правило, статическую и динамическую устойчивость поперечных сечений каналов и относительную динамическую устойчивость русл рек.

Основные факторы при определении ширины устойчивых в плане русл рек — руслоформирующие расходы воды, продольные уклоны свободной поверхности и грунтовые условия. Так, С. Т. Алтунин (1964) установил, что при расходах воды более 1500—2000 $м^3/с$ в условиях р. Амударьи наблюдается тенденция к разделению русла на рукава. Наиболее интенсивный свал потока и явление дейгиша наступают при расходах более 3000 $м^3/с$. В настоящее время предлагается классифицировать различные типы русловых процессов в зависимости от расхода Q и уклона I (Leopold, Wolman, Miller, 1964).

Каналы должны рассматриваться как инженерные сооружения, принципиально отличные от речного русла, с четко регламентированным режимом расходов и уровней. Это требование заранее закладывается в проект и строго соблюдается в процессе эксплуатации канала.

Однако и при таких благоприятных условиях режима попусков в канале русло его не может быть избавлено от сложных гидравлических явлений, возникающих в больших потоках воды. И не может быть гарантии, что в теоретически правильно запроектированном и построенном канале при его эксплуатации не возникнут русловые деформации, способные изменить первоначально заданные его формы. Степень и глубина этих изменений бывают различны. При достижении каналом определенных условий взаимосвязи потока и русла они развиваются в незначительные или существенные отклонения,

которые в последующем или стабилизируются, попеременно возникая или исчезая, или становятся необратимыми и однонаправленными.

Такие явления наблюдаются повсеместно в практике гидротехнического строительства. Нельзя представить себе крупного канала в земляном русле, особенно сложенного несвязными грунтами, в котором не происходили хотя бы частичные деформации. Они в числе других факторов обусловлены несовпадением заложенных в проекте и действительных режимов движения и мутности воды в канале, характеристик грунтов его ложа, а также нарушениями его проектного профиля при строительстве и др.

Учет русловых процессов, то есть переформирований русл, при проектировании водозаборов на реках и каналах, транспортирующих наносы, особенно в легкоразмываемых грунтах, также является неотъемлемой частью (и в большинстве случаев основной) конкретного проектирования объектов гидромелиоративного и водохозяйственного строительства.

Вопрос о прогнозе русловых процессов приобретает особенно важное значение при бесплотинном водозаборе, а также для всех водозаборных узлов, где небольшой подпорный бьеф заиляется наносами до гидроузла.

В этом случае прогнозируют:

общие деформации русла;

местные циклические деформации русла у гидроузлов;

местные деформации русла в верхнем и нижнем бьефах гидроузла;

режим наносов в отстойниках и поступление наносов из гидроузла в систему каналов.

Общие деформации русла обычно вызываются нарушением баланса наносов в реке вследствие подпора от плотины, сброса наносов из отстойников в реку, уменьшения транспортирующей способности потока в нижнем бьефе плотины из-за отбора воды. Значительный отбор воды способен существенно нарушить баланс наносов и при бесплотинном водозаборе, так как ослабленный отбором поток оказывается не в состоянии поддерживать ту мутность, с которой поток подходит к водозабору. Подпор ведет к осаждению наносов в верхнем бьефе, а осветлившийся при этом поток вызывает общие размывы в нижнем бьефе. По мере заиления подпорно-

го бьефа степень осветления потока уменьшается, и со временем может наступить момент, когда поток ниже плотины окажется перегруженным наносами, особенно при большом отборе воды и сбросе наносов отстойников в реку.

Если вода забирается из реки с подвижным руслом, меняющим свою конфигурацию в плане, и с изменчивыми внутренними формами (большинство водозаборов на реках Средней Азии, протекающих в аллювиальных отложениях), то необходимо прогнозировать возможные местные деформации русла, ход которых меняется под воздействием сооружений. Установление отметок дна, достигаемых в результате общих и местных размывов русла у сооружений, необходимо для проектирования креплений верхнего и нижнего бьефов. Подобные гидроузлы нельзя проектировать без оценки баланса наносов у гидроузла, так как от него зависят общие деформации русла, работа отстойников и поступление наносов в мелиоративные системы. Часто этот вопрос становится основным при проектировании режима русла у водозаборов.

Обычно расчеты мелиоративных и других каналов сводятся к расчету их пропускной способности, назначению в зависимости от грунтов неразмывающих и незаиляющих скоростей, выбору по гидравлическим и экономическим соображениям профиля поперечного сечения и расчету транспортирующей способности по существующим зависимостям. Как показала практика эксплуатации каналов (особенно в легкоразмываемых несвязных грунтах), транспортирующих наносы, такие расчеты далеко не достаточны и не отражают в полной мере влияния целого ряда факторов, определяющих устойчивость откосов и поперечного сечения каналов в целом и в связи с этим вызывающих нежелательные деформации русла.

К таким факторам можно отнести следующие:

взаимосвязь расхода воды с объемным содержанием и качеством транспортируемых потоком наносов (главным образом взвешенных) и формой поперечного сечения канала, которая зависит от свойств грунта ложа;

недооценка влияния на форму устойчивого откоса канала прочностных свойств несвязных и особенно размываемых связных грунтов, в том числе лессовидных, разнородности грунтов по глубине их залегания;

условия эксплуатации (снижение уровней воды и полное опорожнение русла, напорная фильтрация в канал в случае высокого уровня грунтовых вод и др.).

Изучение русловых процессов, связанных со взаимодействием водного потока с руслом и берегами, а также с возведением в русле реки сооружений, имеет весьма важное значение, особенно при создании многочисленных водохозяйственных объектов — больших водохранилищ, мощных гидроэлектростанций, крупных бесплотинных и плотинных водозаборных узлов, больших каналов переброски стока воды между бассейнами рек и других уникальных гидротехнических сооружений.

Условия эксплуатации таких сооружений требуют всестороннего изучения формирования и переформирования русл рек в районе действия сооружения, а также разработки методов регулирования рек и рациональных режимов работы комплекса гидротехнических сооружений (Шапиро, Тер-Абрамянц, 1975).

При проектировании каналов особое внимание надо обращать на следующее:

оптимальную компоновку и конструкции отдельных элементов водозаборных узлов с учетом переформирования подводящего и отводящего русл в процессе эксплуатации;

возможный характер переформирования русла в районе строящихся и намеченных к строительству гидроузлов при интенсивном возрастании отбора воды;

расчеты, связанные с общим регулированием стока наносов в среднем и нижнем течениях реки и заилением водохранилищ (при плотинном водозаборе);

методы борьбы с заилением водохранилищ, связанные с пропуском наносов через створ гидроузла;

возможность транспортирования наносов оросительной системой непосредственно до орошаемого поля, учитывая, что этим лимитируются требования к водозаборным и отстойным (головным, озерным, внутрисистемным) сооружениям;

расчет устойчивых профилей каналов в земляном русле;

прогноз русловых процессов в верхних и нижних бьефах при каскаде гидроузлов и полном регулировании стока с учетом ледового режима и др.;

регулирование пропусков расходов воды в нижние бьефы сооружений на каналах.

При гидравлических расчетах больших земляных каналов в зависимости от условий водозабора необходимо различать три основных варианта.

1. Водозабор осуществляется из водохранилища, и в канал поступает чистая вода.

2. Водозабор бесплотинный, и в канал поступает взвесенесущий поток, но средняя мутность $s \leqslant 1$ кг/м^3 (при осветлении, например, в отстойниках).

3. Водозабор бесплотинный. Мутность потока в канале связана с концентрацией взвеси в месте водозабора (например, из реки) и определяется транспортирующей способностью канала. В зависимости от этого и определяется количество наносов, которое необходимо осадить в голове канала. В ряде случаев целесообразно многоступенчатое регулирование режима наносов (головные и внутрисистемные отстойники).

В первом варианте при плотинном водозаборе или водозаборе из береговых водохранилищ можно рассмотреть три расчетных случая:

1) обеспечение статической устойчивости откосов и дна канала, создание гидравлического режима, при котором будет отсутствовать всякое движение наносов;

2) обеспечение динамической устойчивости дна и откосов канала; создание такого гидравлического режима, при котором будет наблюдаться грядовое движение наносов, и так как при водозаборе наносы не поступают в канал, то движение наносов прекратится, что приведет к предельному состоянию статически устойчивого русла канала;

3) обеспечение статической устойчивости откосов канала и динамической устойчивости дна с возможным движением наносов по дну канала и возникновением условий, характерных для второго случая.

Необходимо отметить, что местные особенности (впадение водотоков в канал или искривление динамической оси потока, например, при отводе воды из канала) могут нарушить условия статического равновесия и привести к движению наносов на этих отдельных участках.

Для водозабора в канал при межбассейновой переброске стока реки характерны первый и второй случай, но возникает необходимость учета и третьего расчетного случая. Второй и третий случаи характерны, например, для отдельных участков Каракумского канала имени В. И. Ленина.

Этот канал на участке до Келифских озер несет большое количество взвешенных наносов (более 1 кг/м^3), и для него характерен третий случай. На отдельных участках можно проследить, как русло самоформируется до динамически устойчивого состояния. Причем на форму русла оказывает влияние количество взвеси в потоке.

На участках за Келифскими озерами в Каракумский канал поступает осветленная вода. Хотя поток насыщается дополнительным количеством наносов, однако средняя мутность потока ($s < 0{,}5$ кг/м^3) настолько мала, что она не оказывает существенного влияния на формирование поперечного сечения канала. Для этих участков характерен второй случай.

При проектировании Каракумского канала в связи с необходимостью пропуска мутной воды и интенсивным движением наносов скорости потока были назначены выше неразмывающих. Поэтому на всех участках Каракумского канала наблюдается грядовое движение наносов как по дну, так и откосам канала.

На некоторых участках канала (в основном песчаных) наблюдается движение крупных русловых форм в виде побочней, осередков и др. На этих участках происходит искривление динамической оси потока. В результате стеснения потока даже на прямолинейных участках канала крупными русловыми формами и колебаний уровней воды наблюдались интенсивные уширения в виде воронок в плане. Очертания воронок близки к тем, какие наблюдаются при интенсивных русловых деформациях в плане (дейгише) в условиях р. Амударьи, хотя эти деформации на реке при неустановившемся движении воды отличаются от местных уширений каналов в легкоразмываемых грунтах при неравномерном движении потока.

Отсюда очевидно, что в проектируемых каналах надо избегать таких русловых деформаций, которые могут вызвать чрезвычайные затруднения при его эксплуатации.

Основные задачи при проектировании земляного канала — выбор допускаемой скорости, назначение ширины канала по урезу воды, средней и максимальной глубины и формы русла при нормальном (расчетном) уровне воды в канале.

При этом расчетный расход воды должен пропускаться каналом без осложнений условий его эксплуатации, а

форсированный — без значительных нарушений формы канала. Незначительные деформации в дальнейшем можно ликвидировать силами службы эксплуатации.

Коэффициенты откосов проектируемых каналов зависят от принятого способа производства работ и воздействия судовых и ветровых волн, формирующих откосы. Статически устойчивые откосы можно рассчитывать исходя из допускаемых касательных напряжений (Чоу, 1969), но это не означает, что русло будет устойчивым. В общем случае при расчете может быть поставлено несколько задач:

определение устойчивой в плане ширины канала для динамически или статически устойчивого русла;

определение глубины потока (максимальной или средней) и назначение формы канала (из условия статически устойчивых откосов);

выбор допускаемых скоростей (или касательных напряжений), по которым рассчитывается поперечный профиль канала, исходя из заданного продольного уклона, грунтовых условий и режима движения наносов (для динамически устойчивого сечения) или отсутствия движения наносов (для статически устойчивого сечения канала).

Здесь необходимо обратить внимание на трудности в назначении допускаемых $v_{доп}$, неразмывающих v_0 и незаиляющих $v_з$ скоростей. Если принять, что движение наносов в канале будет отсутствовать, то при расчете необходимо обеспечить только условие $v_{доп} \leqslant v_0$, но известно, что на неразмывающую скорость значительное влияние оказывает макрошероховатость русла.

Первоначально на дне и стенках канала будут большие выступы шероховатости, связанные со способом производства работ. Под действием потока произойдет сглаживание этих неровностей, но в период пуска воды в канал эта искусственная шероховатость окажет решающее влияние на турбулентность потока в придонной области. Исследования показывают (Zheleznykov, Altunin, Debolski, 1973), что абсолютная высота выступа шероховатости Δ, превышающая $10\,d_{ср}$, уменьшает неразмывающую скорость, определенную по существующим нормативным документам на 30—40%.

Так как в канале отдельные местные понижения русла будут в десятки раз больше, то в натурных условиях значения местной неразмывающей скорости будут совер-

шенно различными. В первоначальный период эксплуатации это может привести к возникновению грядовых форм движения, хотя скорость в канале будет меньше неразмывающей при равномерном движении потока и плоском дне, характерном для лабораторных условий. Учитывая вышеизложенное, можно сформулировать следующие основные требования к гидравлическому режиму потока в земляном канале:

устойчивое русло в плане; деформации русла возможны только в отдельных случаях в результате воздействия судовых и ветровых волн, причем это не должно приводить к уширению русла;

глубинные деформации могут происходить только в сторону сглаживания местных неровностей, возникающих при разработке грунта сухоройными механизмами. Рифели и небольшие гряды, возникшие от воздействия этих неровностей на поток, незначительны и не оказывают влияния на изменение отметок дна русла. При этом мелкие фракции наносов могут вымываться и образовывать такие русловые формы на дне и откосах, которые не приводят к существенному изменению проектных отметок стенок канала;

скоростной режим потока в канале не обеспечивает транзит этих наносов, и, хотя может быть некоторое движение наносов на отдельных участках канала, это не приведет к изменению его проектного продольного профиля.

Необходимо также отметить, что эксплуатация земляных каналов с устойчивым профилем в 2—3 раза дешевле эксплуатации заиляющихся или размывающихся каналов.

Эти эксплуатационные затраты на каналах распределяются примерно так: очистка от наносов 30—65%, очистка от зарастания (окашивание) 5—25%, устранение местных размывов 10—15%, устранение местной фильтрации 5—15% и другие работы 15—20% (Долгушев, 1975; Натальчук, 1969).

ФАКТОРЫ, ВЛИЯЮЩИЕ НА УСТОЙЧИВОСТЬ КАНАЛА

Сформулировав основные требования к проектированию устойчивых сечений земляных каналов, следует остановиться на основных факторах, влияющих на устойчивость русла:

водность потоков и колебание уровней воды;

гидротехнические сооружения, стесняющие поток (перегораживающие сооружения, мостовые переходы и др.);

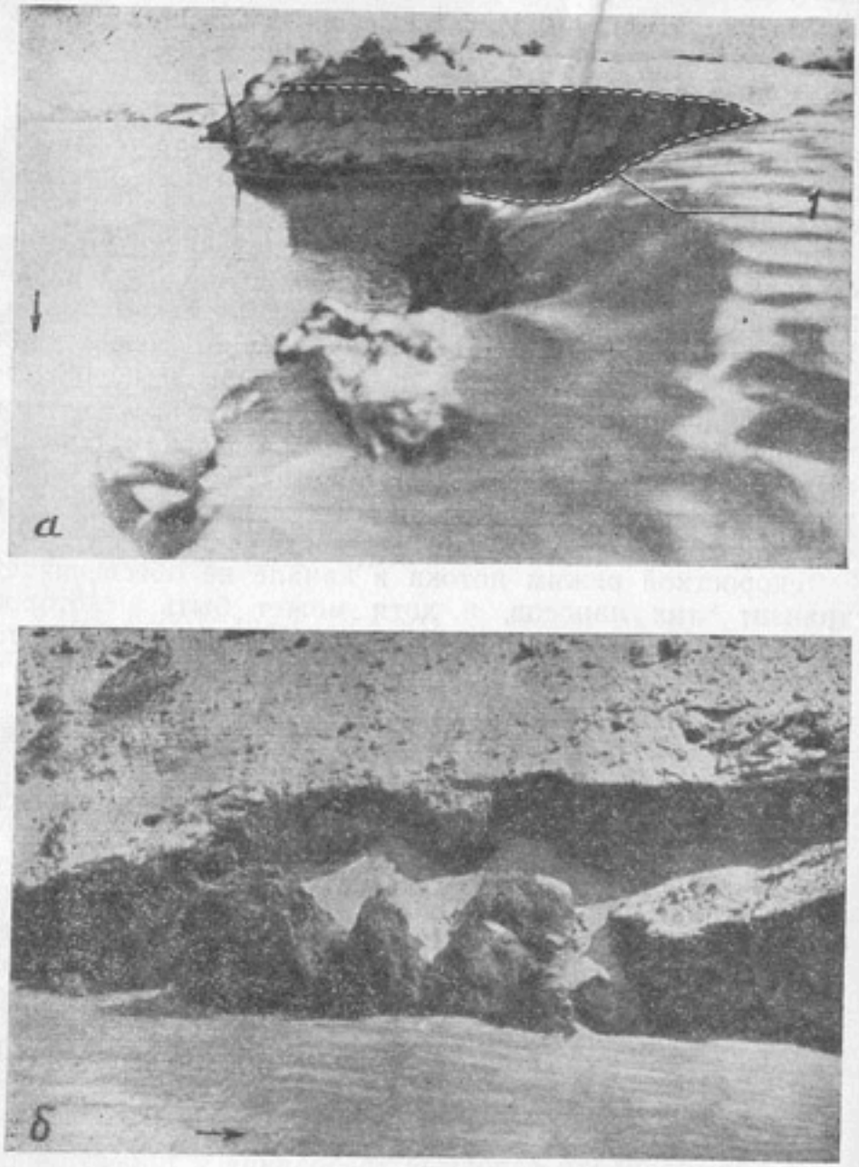


Рис. 1. Местный размыв (дейгиш) берегов Каракумского канала меандрирования *(б)*, и образование осередков, приводящее к общему
ных несвязными
1 — воронка дейгиша;

физико-механические свойства грунтов, слагающих русло (крупность, количество илистых частиц, неоднородность, сцепление);

геологические условия;

количество наносов (взвешенных и донных, поступающих при водозаборе) и регулирование режима наносов в канале;

зарастаемость канала;

ветровые и судовые волны и волны перемещения (для машинных каналов при внезапной остановке насосных агрегатов);

расположение русла в плане (прямолинейные или криволинейные участки) и неоднородность грунтов по трассе канала;

уровень грунтовых вод, степень фильтрации или инфильтрации и противофильтрационные мероприятия;

эрозия дамб и берегов канала (оползание откосов под действием ливневых или талых вод);

степень врезки канала и устойчивость берегов (в зависимости от их высоты и степени увлажнения);

просадка дамб и дна канала на насыпных участках;

выпучивание грунта на низовых откосах при выклинивании фильтрационных вод;

способ производства работ (в первые годы эксплуатации канала, при уширениях и очистке);

опорожнение и наполнение каналов (продолжительность сработки и пуска воды);

(а), местное уширение русла, предшествующее процессу его уширению и разделению русла на рукава *(в)* на участках, сложенгрунтами:
2 — уширение; *3* — осередок.

температурный режим, образование ледяного покрова и колебание уровней в зимний период;

перелив воды через канал и другие нарушения условий эксплуатации канала.

В зависимости от расхода воды в канале, сложенном несвязными и связными грунтами, назначают размеры канала и допускаемую скорость $v_{доп}$, которая должна быть больше незаиляющей $v_з$ (при поступлении мутного потока в канал, например при бесплотинном водозаборе) и меньше неразмывающей v_0. Обычно $v_{доп}$ назначается на 10—20% меньше неразмывающей, а при допущении саморазмыва скорость в канале может быть принята значительно больше неразмывающей. Тогда в результате переформирования русла (например, уширения и повышения отметок дна на песчаных участках) скорости в канале достигают значения $v_{пр} \geqslant 1{,}5\ v_0$, что характеризует предельную динамическую устойчивость сечения.

При колебаниях уровня воды от 0,3 до 0,5 м могут возникнуть необратимые деформации (меандрирование русла, осередки, местные уширения и др.). Эти явления можно наблюдать на Каракумском канале (рис. 1).

В результате небольшого стеснения потока мостовым переходом также могут возникнуть значительные деформации русла (рис. 2).

На участках, сложенных связными грунтами, этот процесс происходит менее интенсивно, чем на песчаных участках.

Грунты, слагающие русло, определяют в общем случае конфигурацию поперечного сечения и неразмывающую скорость. Особенно значительное влияние оказывает неоднородность песчаных грунтов (на самоотмостку и кольматацию русла). При превышении поступления наносов над транспортирующей способностью канала происходит заиление, которое увеличивает устойчивость русла, но снижает его пропускную способность. Заиление затрудняет плановое водораспределение, требует огромных затрат труда на очистку каналов, на планировку полей и др. В нашей стране средний ежегодный объем очистки оросительной сети составляет 15—16 м³/га. Основной объем наносов (60—70% годового объема) поступает в каналы в период паводков на реках.

На ряде систем Узбекской ССР удельный объем наносов в оросительной сети составляет 0,19—0,47 м³ на 1 м длины канала.

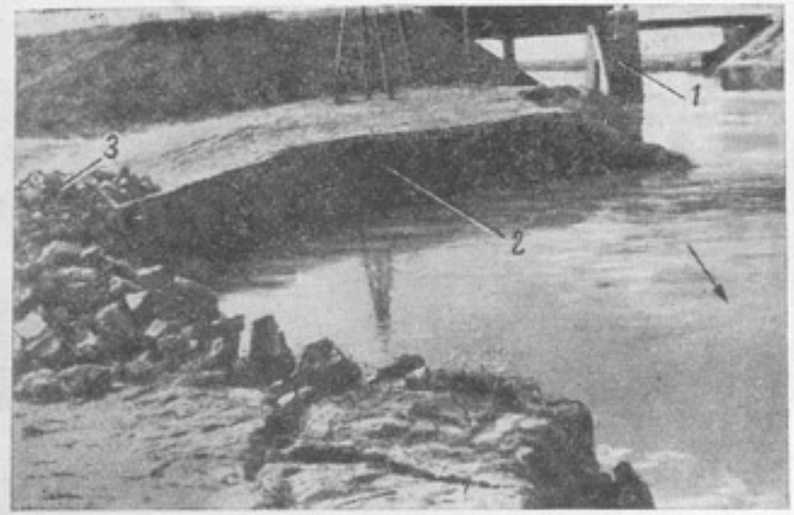


Рис. 2. Размыв правого берега Каракумского канала в нижнем бьефе за мостовым переходом:

1 — промежуточная опора автодорожного моста; *2* — воронка местного размыва берега; *3* — крепление берега отсыпкой гравия.

На оросительных системах наносы распределяются по каналам в различных соотношениях: часто основная часть наносов остается в межхозяйственной сети. Однако при устройстве незаиляемых магистральных каналов наносы заиляют хозяйственную сеть и выносятся на поле. Вследствие выноса наносов на поле рельеф полей ухудшается, образуются чаши и др.

Чрезмерное поступление наносов в оросительные системы влияет также и на урожайность. Значительное количество наносов (до 20% объема воды) поступает, например, с водой при затоплении рисовых чеков в рисоводческих совхозах Дагестана. В результате этого в радиусе 12—18 м от точки выдела рисовые чеки покрываются илом и урожай уменьшается на 20—25% (Долгушев, 1975; Якубов, 1975).

По данным технических отчетов эксплуатационных водохозяйственных организаций, при росте протяженности оросительных магистральных каналов на 1—2% объемы очистки водохозяйственной системы от заиления растут на 15—20% в год. Объем очистки в расчете на 1 м³ водозабора превышает среднегодовую мутность воды источника орошения в 1,5—2 раза. Ежегодно увеличивающиеся объемы очистки свидетельствуют о воз-

Рис. 3. Зарастаемость берегов Каракумского канала тростником.

растающей тенденции борьбы со следствиями, а не с причинами заиления каналов. Отсюда становится ясно, какое большое значение приобретают исследования закономерностей формирования русл и разработка методов прогноза руслового процесса. Радикальные средства борьбы с заилением каналов — предотвращение поступления наносов в оросительную сеть и создание такого режима потока, при котором обеспечивается транспортирование взвешенных наносов в каналах.

При очистке каналов от наносов для обеспечения устойчивости откосов и предотвращения оползания грунт необходимо укладывать на расстоянии не менее 3 м от его бровки.

Зарастаемость каналов хотя и увеличивает устойчивость берегов и противодействует волнам, но значительно снижает их пропускную способность, особенно в средних и мелких каналах. На больших каналах в песчаных грунтах зарастаемость берегов (рис. 3) в значительной степени определяет устойчивость берегов. На мелких каналах в результате зарастания пропускная способность их может снизиться на 50—80%. Растительность, прорастающая в русле, создает значительные сопротивления потоку, что вызывает при пропуске расчетных расходов повышение уровней воды в канале, увеличение потерь на фильтрацию и испарение и подъем уровня грунтовых вод, а следовательно, заболачивание, засоление орошаемой территории, снижение к. п. д. оросительной системы и в конечном счете урожая сельскохозяйственных культур (Долгушев, 1975). Резкое снижение пропускной способности при зарастании каналов наблюдалось на Каракумском канале и некоторых других каналах Средней Азии.

Одним из основных факторов, влияющих на устойчивость откосов земляных каналов (в основном средних и больших), являются ветровые волны. Но на больших судоходных каналах (например, Каракумский канал) необходимо также учитывать воздействие судовых волн.

Под действием ветровых волн песчаные берега каналов приобретают вид пляжных откосов. При этом на дно таких каналов будет смыт достаточно большой объем грунта. Если откосам канала заранее придать пляжный вид, то резко увеличивается объем земляных работ и площадь зеркала воды в канале. Это может привести к увеличению потерь на испарение и фильтрацию.

При пуске и остановках агрегатов насосных станций, опорожнении камер судопропускных сооружений, а также при маневрировании затворами перегораживающих сооружений в каналах могут образоваться также волны перемещения, которые в условиях длинного призматического русла будут распространяться на относительно большие расстояния. Такие волны могут также образоваться в местах пересечения с мелкими водотоками, если паводковые расходы будут сбрасываться в канал. А. А. Турсунов и Ю. М. Эшмурадов (1974) показали, что в больших каналах могут образоваться так называемые крутые волны перемещения с четко выраженными вторичными волнами (или ондуляциями) в их лобовой части.

А. А. Турсунов и Ю. М. Эшмурадов также отметили, что в момент прохождения такой волны свободная поверхность потока искривляется не только в продольном, но и в поперечном направлении. Поэтому амплитуда колебания уровня воды вблизи откосов получается значительно (в 1,5—2 раза) большей, чем на оси русла. Например, на Каршинском канале при остановке трех агрегатов (отключенный расход около 120 м^3/с) образовалась волна высотой 0,8 м на оси и 1,23 м у откосов (Заиров, Лебедев, Листовой, Турсунов, 1976).

А. А. Турсунов и Ю. М. Эшмурадов предлагают гаситель для таких волн в виде уширения (кармана), устраиваемого на обоих берегах канала вблизи источника

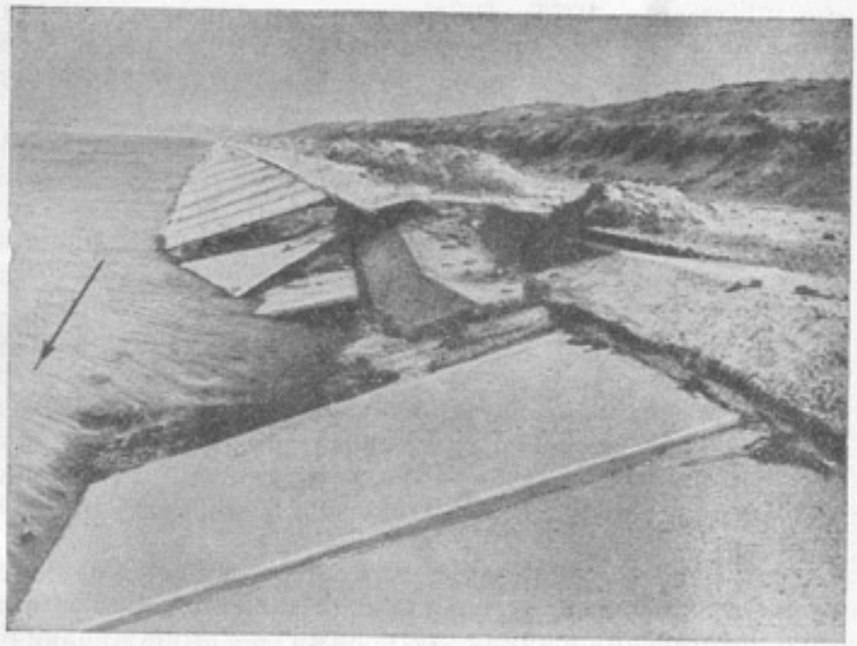


Рис. 4. Разрушение облицовки (четырех плит на расстоянии 3 м) Каршинского канала (левый берег) от воздействия волн (фото П. П. Листровой).

образования крутых волн. Длина уширения составляет примерно 1,5 ширины B проектируемого канала, а ширина — примерно 0,15 B. Поэтому объем выемки здесь получается относительно небольшим. Дно уширения устраивают несколько выше уровня воды (при отсутствии волнения), в связи с чем площадь зеркала не увеличивается. По данным опыта эксплуатации Каршинского канала, этот гаситель позволяет уменьшить высоту ондуляций в 2—3 раза.

Как показывает опыт эксплуатации каналов с машинным подъемом, от волн перемещения, вызванных внезапной остановкой насосных станций, могут разрушаться даже облицованные стенки каналов (рис. 4).

Ветровое воздействие часто усиливается от физического выветривания откосов. Для предотвращения эрозии откосов от воздействия ветровых волн, как правило, предусматривают крепление откосов канала в зоне колебания уровней воды отсыпкой щебня. Так, на самотечном участке канала Днепр — Кривой Рог (общая длина 146,6 км; длина самотечного участка 76 км; длина

водохранилища 13,6 км; протяженность трубопроводов 57 км; расход воды 35 м³/с; средняя скорость 0,7 м/с), сложенного в основном суглинками, подстилаемыми лессовидными суглинками, предусмотрена отсыпка щебня (рис. 5).

На отдельных участках Саратовского канала сделано крепление откосов доломотизированным известняком (крупность щебня 2—5 см; толщина слоя 10—15 см). На закрепленных участках деформаций берегов от воздействий ветровых волн практически не наблюдается, а на незакрепленных участках обычно имеются размывы (рис. 6).

Интенсивность деформации берегов (в виде «подсечки») возрастает с увеличением скорости ветра. В этот же период значительно увеличивается и мутность потока. На рисунке 7 показаны совмещенные графики среднесуточной скорости ветра и средней мутности потока в Правоегорлыкском канале, откосы которого сложены суглинками и глинами. Средняя мутность потока при скорости ветра 5—6 м/с почти в 2 раза выше, чем в штилевую погоду.

Для больших земляных каналов, где имеется судоходство, надо предусматривать специальные защитные мероприятия от воздействия судовых волн на откосы, иначе эти волны вызывают значительные разрушения берегов канала. Так, при относительно небольшой ширине Каракумского канала основной причиной переработки берегов являются судовые, а также ветровые волны. Наибольшей высоты судовые волны достигают при движении самоходных барж со скоростями порядка 20 км/ч (Н. И. Грибач). Так как самоходные баржи и теплоходы движутся в основном со средней скоростью до 15 км/ч, то высота волн (которые оказывают решающее значение на переработку берегов) достигает 15 см.

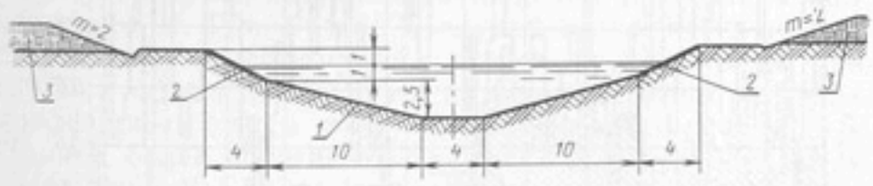


Рис. 5. Поперечный профиль канала Днепр — Кривой Рог:
1 — суглинок; *2* — отсыпка щебня диаметром 4—7 см и слоем толщиной 20 см; *3* — кавальер. (Размеры в м).

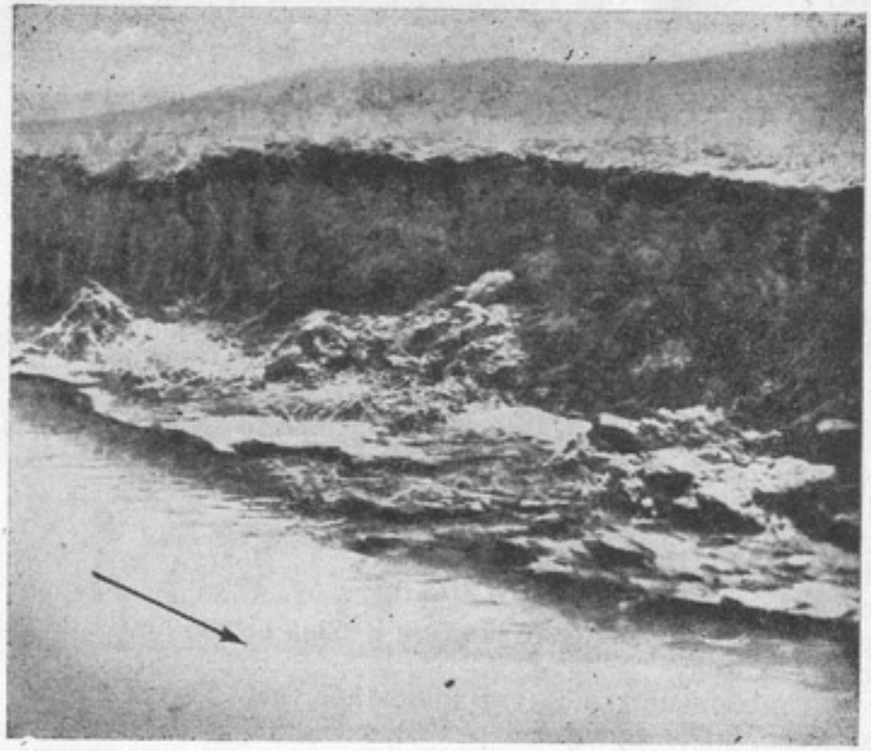


Рис. 6. Деформации левого берега Саратовского канала, сложенного хвалынскими суглинками.

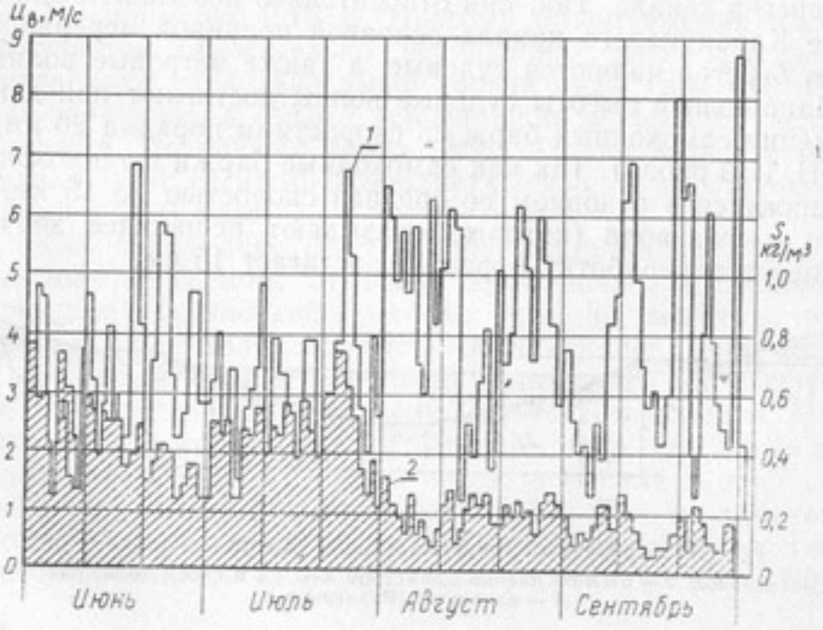


Рис. 7. Совмещение графика скорости ветра $v_в$ *(1)* и средней мутности потока s *(2)* в Правоегорлыкском канале (по данным И. И. Кириенко).

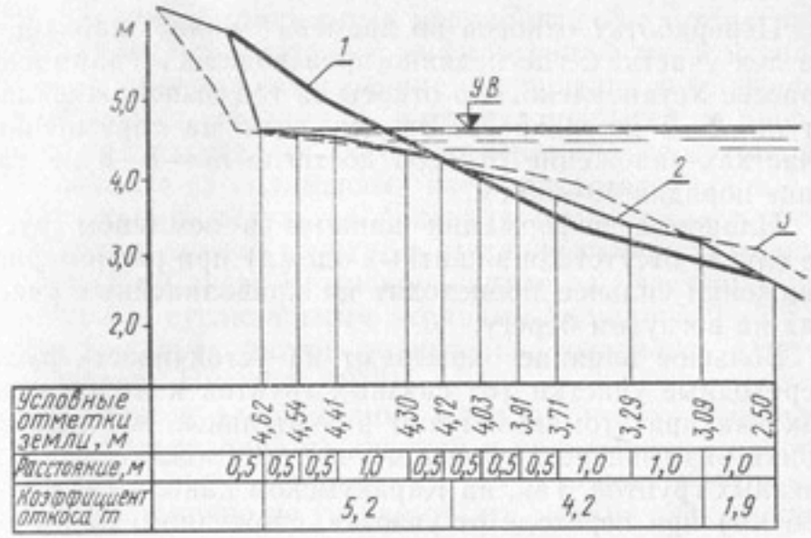


Рис. 8. Формирование левого берега Каракумского канала под воздействием волн:
1 — 1971 г.; *2* — 1973 г.; *3* — 1975 г.

Обследование откосов берегов и приканальных дамб Каракумского канала показало, что в большинстве случаев откосы покрыты растительностью, которая укрепляет берег и гасит волны. Эта растительность также предохраняет высокие берега и дамбы от ветровой эрозии.

При деформациях откосов канала, покрытых водой, в результате волнового воздействия мелкие частицы уносятся потоком воды, а верхний слой мелкопесчаного грунта укрепляется в процессе деформации. Так, Каракумский канал проходит в мелкопесчаных грунтах с $d_{ср}=0{,}1—0{,}15$ мм, а откосы его, после того как они подверглись волновому воздействию, оказались сложенными грунтом с $d_{ср}=0{,}15—0{,}2$ мм.

На основании натурных наблюдений на Каракумском канале Н. И. Грибач в 1975 г. установила, что в период стабилизации деформаций откосов этого канала при глубине затопления до 1,5 м на мелкопесчаных участках коэффициент откоса $m=7—8$, а на супесчаных $m=5—6$. Причем более пологие откосы с $m=9—12$ наблюдаются на глубине 40—50 см; ниже до глубины $h\approx 120—150$ см откосы более крутые с коэффициентом заложения $m=6—7$ (рис. 8).

Переработку откосов во времени можно наблюдать на тех участках, где недавно производилось спрямление трассы. Установлено, что откосы за год выполаживались от $m=2$—5 до $m=5$—6. За два года на спрямленных участках заложение откосов достигло $m=7$—8 на глубине порядка 40—50 см.

Плановые деформации каналов в земляном русле (в случае отсутствия защитных одежд) при равномерном движении сильнее происходят на криволинейных участках на вогнутом берегу.

Большое влияние оказывают на устойчивость русла переходные участки (от связных грунтов к несвязным), так как при этом возникают значительные местные воронки размыва на начальном участке, сложенном из несвязных грунтов. Так, на Каракумском канале (на 184—186 км) при переходе от участка, сложенного плотными глинами, к участку из мелкопесчаных грунтов глубина местного размыва превышает 10 м. За этим участком возникало уширение, такое же, как в нижних бьефах перегораживающих сооружений. Это связано с тем, что поток на участке, сложенном связными грунтами, имеет повышенные скорости и форму русла, значительно отличающуюся от той, которая характеризует динамически устойчивое состояние русла, сложенного несвязными грунтами.

Наносы же, движущиеся по каналу, способствуют процессу кольматации русла, но если транспортирующая способность потока недостаточна, то происходит процесс заиления, приводящий к потере пропускной способности канала.

Для борьбы с наносами в этом случае применяют различные методы регулирования поступления наносов при водозаборе (Алтунин, 1964; Шапиро, Тер-Абрамянц, 1975): поднятие порога водозаборного сооружения; строительство прокопов-отстойников, когда водозаборное сооружение располагается на расстоянии 1,5—3 км от берега реки; многокамерные отстойники непосредственно перед водозабором и каналы-отстойники.

Обследование земляных каналов наглядно иллюстрирует влияние инфильтрации на устойчивость откосов, особенно в первые годы их эксплуатации. При инфильтрации происходит интенсивное разрушение берегов каналов. Это наглядно видно, когда в распределительные каналы вода подается насосами.

Противофильтрационные мероприятия не всегда предотвращают фильтрацию и инфильтрацию из-за их разрушения (трещинообразование), нарушения гидроизоляции стыковых соединений жестких покрытий и прорастания растительности, особенно через гибкие покрытия, выполняемые из полимерных пленочных материалов.

Наилучший результат показали полимерные пленки с защитным слоем грунта и механическое уплотнение грунтов. На Северо-Крымском канале на участках с уплотненными суглинистыми экранами толщиной 2—2,5 м фильтрационные потери значительно снизились (Внучков, Петраш, Пузанов, 1972).

В процессе эксплуатации каналов необходимо следить за фильтрацией из каналов и появлением в защитных дамбах нор и проходов от землеройных животных. Если своевременно не устранять эти мелкие деформации русла, то это может привести к прорывам (Натальчук, 1969).

При строительстве канала в земляном русле принятая по расчету форма поперечного сечения претерпевает некоторое изменение в зависимости от способа производства работ и применяемых механизмов. Например, после работы бульдозеров или драглайнов на стенках и дне канала могут возникнуть поперечные уступы высотой до 5—10 см при шаге 2—2,5 м, а при выемке грунта земснарядами возможны переборы и недоборы местами до 1—1,5 м. В ходе заполнения канала водой, а также в первый период его эксплуатации начнется сглаживание этих неровностей и местами возникнут рифели или гряды. При неоднородном грунте, слагающем русло канала, одновременно с процессом грядообразования будет происходить самоотмостка. Кроме того, в случае пропуска потока с повышенной концентрацией взвеси, состоящей из илистых частиц, начнется также процесс кольматации поверхностного слоя грунта, что значительно повысит устойчивость русла. Но эти процессы могут протекать длительное время.

Устойчивость канала, постоянно заполненного водой, будет значительно выше, чем канала периодического действия, временно заполняемого водой в вегетационный период.

Процесс деформаций русла земляного канала в значительной степени определяется режимом эксплуатации канала (замочкой, наполнением и сбросом, изменением

расходов воды в зависимости от условий водозабора и потребности в воде в вегетационный период и др.) и грунтами, слагающими русло.

Для несвязных грунтов значительное колебание уровней воды в период наполнения и сброса воды из канала приводит к большим переформированиям русла каналов (оползанию откосов, размыву и обрушению незакрепленных берегов и выполаживанию поперечного сечения канала).

В каналах, сложенных связными грунтами, эти деформации гораздо меньше и зависят как от режима эксплуатации, так и от прочностных характеристик грунта, которые меняются в процессе его эксплуатации (особенно в первые годы). В формировании прочности связных грунтов, слагающих русло, большое значение также имеют развитие дефектов микроструктуры и характер агрегации частиц.

Особенно ответственный момент в эксплуатации канала — это период наполнения и опорожнения его (если каналы периодического действия) и период замочки (в первый год эксплуатации).

На каналах увеличивать или уменьшать расход воды надо постепенно, чтобы не было оползания мокрого откоса. Особое внимание на это надо обращать при наполнении каналов в весенний период, если еще не произошло полного оттаивания откосов. Так, на Северо-Крымском канале в период его наполнения часто наблюдается оползание откосов, связанное с их оттаиванием.

Особенно сложна эксплуатация магистральных каналов в зимних условиях, когда приходится бороться с шугой и льдом, снеговыми заносами, которые резко снижают пропускную способность и могут привести к аварийному состоянию и переливу воды через бровки канала.

На больших каналах без защитных покрытий затрачиваются значительные средства на создание нормальных условий эксплуатации. Так, на Каракумском канале ежегодно проводятся различные мероприятия по борьбе с русловыми переформированиями. Например, в 1970 г., в период маловодья на р. Амударье, откуда осуществляется водозабор в Каракумский канал, на очистку головного участка подводящего канала было затрачено около 400 000 руб. При этом на защиту нижних бьефов четырех сооружений — головного, перегораживающего, Кувжинского моста и впускного сопрягающего — было затрачено более 300 000 руб. Берега канала в местах разрушения укреплялись в основном с помощью отсыпки гравия и щебня.

На уширение и крепление подводящего канала к сопрягающему сооружению Хаузханского водохранилища на 456 км было затрачено 260 000 руб., а на восстановление обводного канала у третьего гидроузла на 256 км — 88 000 руб. На восемь спрямлений поворотов по схеме, разработанной проектным институтом «Туркменгипроводхоз», было затрачено около 3 000 000 руб.

Данные о затратах по поддержанию пропускной способности большого земляного канала показывают, что при проектировании и строительстве таких каналов и особенно больших каналов для межбассейнового перераспределения речного стока необходимо создать такой гидравлический режим, который обеспечит минимум затрат на сохранение устойчивого русла, а следовательно и его пропускной способности в период эксплуатации мелиоративного канала.

ОПИСАНИЕ МЕЛИОРАТИВНЫХ КАНАЛОВ В ЗЕМЛЯНЫХ РУСЛАХ

Большинство средних и больших каналов, построенных до 1970 г., являются самотечными. В этот период машинный подъем воды использовали главным образом на каналах второго порядка, забирающих воду из магистральных каналов на более высокие отметки. Так, в 1970 г. в бассейне рек Аральского моря фактически орошалось около 5 500 000 га, из них самотечным способом — 4 500 000 га.

Крупные оросительные каналы Средней Азии (Амубухарский, Каршинский, Клычниязбай, Кызкеткен, Кегейли, им. В. И. Ленина, Советяб, Ташсака, Шават и др.) после реконструкции уже эксплуатируются десятки лет. На рисунке 9 показаны две очереди Амубухарского машинного канала и ряд больших водосбросных каналов-коллекторов в среднем течении р. Амударьи. Река Амударья ежегодно приносит в каналы, имеющие водозабор из этой реки, около 38 000 000 м³ наносов. Из них примерно 20% наносов выходит с водой на орошаемые поля, а остальная часть наносов осаждается по всей длине каналов (Данилов, 1966; Джаманкараев, 1975;

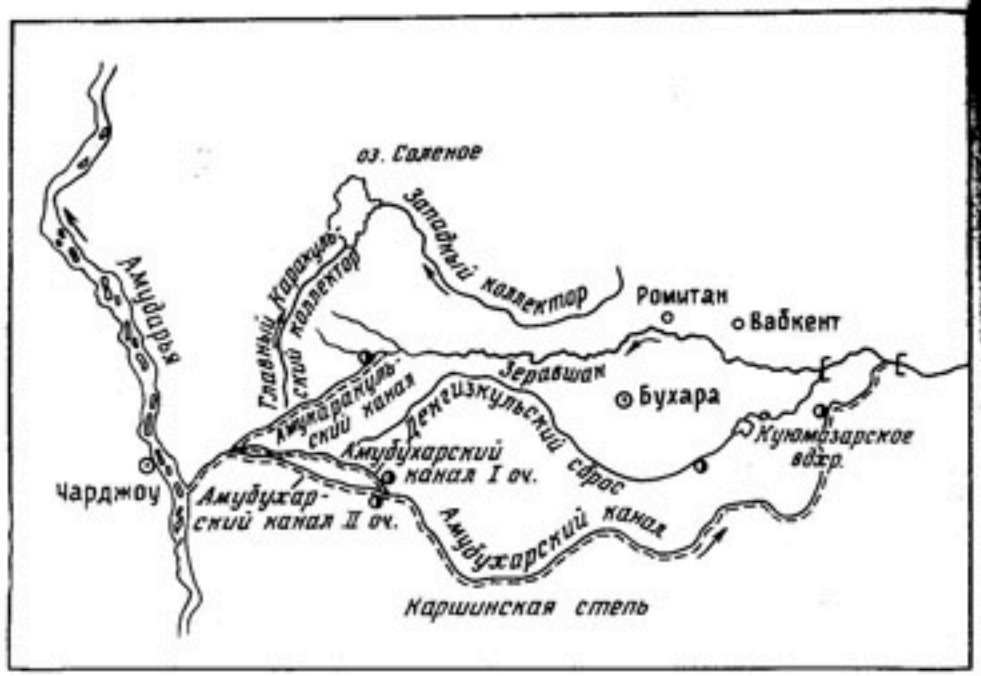


Рис. 9. Схема Амубухарского магистрального канала и больших водосбросных каналов-коллекторов в среднем участке р. Амударьи.

Мамарасулов, 1972). Мутность и фракционный состав взвешенных наносов в этих каналах мало отличаются друг от друга, а русла сложены илистыми, суглинистыми, супесчаными и мелкопесчаными наносными отложениями р. Амударьи. Так, каналы Советяб, Клычниязбай, Ташсака, Шават и другие проходят в аллювиальных отложениях р. Амударьи, представляющих собой мелкозернистые пески, покрытые сверху суглинистыми и супесчаными отложениями.

Во всех грунтах в значительном количестве содержатся пылевато-илистые фракции диаметром от 0,05 до 0,005 мм. Илистые частицы (диаметром от 0,001 до 0,005 мм) легко вымываются водой, а пыль при увлажнении приобретает некоторую связность.

Для каналов Средней Азии характерно, что они в основном работают только в течение летнего времени, а зимой и осенью, в период закрытия, русло канала высыхает и отложившиеся наносы уплотняются, что увеличивает сопротивление грунта размыву.

Канал Советяб имеет самостоятельный головной водозабор из р. Амударьи и длину более 100 км. Этот

канал по проекту был рассчитан на пропуск 70 м³/с для орошения 75 000 га земель. В связи с увеличением площади орошаемых земель к настоящему времени расход воды в голове возрос до 100—110 м³/с. Построено новое головное сооружение, рассчитанное на водозабор из р. Амударьи 230 м³/с. Русло канала по всей длине сохраняет свою форму поперечного сечения. Ширина канала по урезу воды B изменяется в пределах 38—46 м, продольный уклон свободной поверхности $I=0{,}0009$—$0{,}00013$, а средняя глубина потока $h_{ср}$ изменяется в пределах 1—2,5 м.

Каналы Ташсака и Шават в 1941 г. были объединены в единую Ташсакинскую систему с основным водозабором через инженерное головное сооружение. Русло канала Шават по всей длине, если не учитывать отдельные местные деформации, почти сохраняет свою форму поперечного сечения. Ширина канала $B=43$—54 м; продольный уклон $I=0{,}0003$—$0{,}00013$, а средняя глубина потока $h_{ср}=0{,}8$—$2{,}4$ м.

Канал Клычниязбай имеет длину 126 км. В плане русло канала слабоизвилистое. Берега канала невысокие, сложены речными отложениями и укреплены дамбами, а откосы заросли травой. Русло канала по всей длине имеет устойчивую параболическую форму поперечного сечения. Ширина канала $B=23$—$63{,}5$ м; продольный уклон $I=0{,}0008$—$0{,}00015$ и средняя глубина $h_{ср}=1$—$2{,}6$ м.

Канал им. В. И. Ленина имеет длину 128 км и бесплотинный водозабор из р. Амударьи ниже мыса Тахиа-Таш. Пропускная способность головного сооружения до 90 м³/с. Первые 25 км канал идет в выемке, далее на большей части своей длины проходит в насыпи. Оба берега канала также невысокие, сложены речными отложениями и укреплены дамбами, а откосы заросли травой. Ширина канала $B=30$—44 м, продольный уклон $I=0{,}0008$—$0{,}00012$, средняя глубина $h_{ср}=1$—$3{,}1$ м.

Канал Кызкеткен имеет водозабор в створе мыса Тахиа-Таш. Длина магистрального канала Кызкеткена равна 25 км и расход воды $Q=116$ м³/с. На 25-м километре этот канал разделяется на каналы Кегейли и Куванштжарма. Русло канала по всей длине сохраняет свою форму поперечного сечения. Невысокие берега канала сложены аллювиальными отложениями р. Амударьи. Ширина канала $B=43$—50 м, продольный

уклон $I=0{,}00008—0{,}00024$, средняя глубина $h_{ср}=0{,}8—3{,}7$ м.

Канал Кегейли имеет длину 70 км и расход $Q=43$ м³/с. Бóльшая часть канала проходит в насыпях. Ширина канала $B=27—40$ м, продольный уклон $I=0{,}00009—0{,}00024$, средняя глубина $h_{ср}=1—2{,}8$ м.

В таблице 1 приведены гидравлические характеристики каналов Кызкеткен и Кегейли.

Таблица 1. **Гидравлические характеристики каналов в низовье р. Амударьи**

Канал	Расход воды, м³/с	Средняя скорость, м/с	Гидравлический радиус, м	Продольный уклон, ‰	Средняя мутность, кг/м³
Кегейли	9,48	0,60	1,1	0,136	5,4
	44,2	0,79	1,9	0,097	4,7
Кызкеткен	115,8	0,98	2,2	0,098	4,7
	116,5	0,96	2,1	0,104	4,5

В настоящее время мелиоративная сеть Ферганской долины представлена четырьмя основными каналами (рис. 10) и рядом крупных коллекторов, отводящих дренажные воды за пределы оросительных систем (Герарди, Зарубаев, Турсунов, 1975).

Большой Ферганский канал им. У. Юсупова построен в 1939 г. Общая длина канала 270 км. Он начинается от Учкурганского гидроузла на р. Нарын, пересекает междуречье р. Нарын — р. Карадарья и вливается в верхний бьеф Куйганьярской плотины на р. Карадарья. После вододелителя Куйганьярской плотины канал проходит по подножью предгорий, окаймляет Ферганскую долину с востока и юга, обеспечивая водой все периферийные земли конусов выноса многочисленных горных рек, стекающих в долину с северных склонов Алтайского хребта. Расход канала в первые годы был около 100 м³/с, затем канал дважды реконструировали. В 1956 г. пропускная способность канала была увеличена до 185 м³/с и в 1962 г. после строительства головного сооружения на р. Нарын доведена до 211 м³/с. После последней реконструкции ширина канала по дну увеличилась до 23—25 м и глубина до 4,6—4,8 м. Коэффициент откоса $m=1{,}5$; продольный уклон свободной поверхности 0,00012—0,0002.

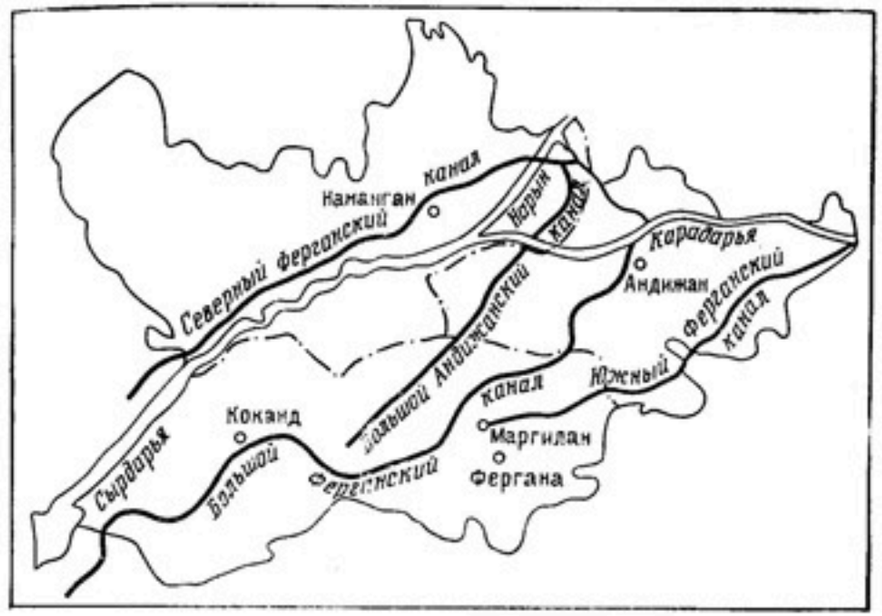


Рис. 10. Схема основных магистральных каналов Ферганы.

Канал имеет земляное русло без противофильтрационных покрытий. Средние скорости течения воды в нем 1—1,35 м/с при относительно небольшой мутности воды. Результаты многолетних наблюдений показали, что здесь не отмечались случаи деформации русла канала, заиления его дна и обрушения откосов.

Южный Ферганский канал, расположенный в южной части Ферганской долины, построен в 1940 г. Расход канала 65 м³/с, длина канала 93 км. Так как канал проходит по предгорьям, изрезанным большим количеством сухих логов, имеющих значительные уклоны, по его трассе построено большое число сооружений: 1 головное, 3 быстротока, 35 перепадов, 1 акведук, 16 дюкеров и 52 водовыпуска.

Северный Ферганский канал построен в 1940 г. Трасса канала совпадает с расширенными руслами старых каналов — Янгиарык и Розенбах. Длина канала около 133 км, пропускная способность 110 м³/с. На трассе канала построены: 1 головное сооружение, 3 перепада, 2 перегораживающих сооружения, 3 аварийных водосброса в р. Сырдарью, 2 дюкера, 5 акведуков и 57 водовыпусков в каналы второго порядка.

Современный период строительства каналов (после 1970 г.) характеризуется интенсивным развитием машинного орошения и строительством больших каналов, осуществляющих переброску воды на большие высоты и расстояния. Это прежде всего Каховский магистральный канал с высотой подъема воды 24 м, канал Днепр—Донбасс с высотой водоподъема до 265 м, Каршинский с высотой водоподъема до 132 м, Амубухарский (I очередь) с высотой водоподъема до 115 м и другие каналы.

Другая характерная особенность современного периода — новый технический уровень конструирования каналов. Если в первые годы Советской власти каналы строили только в земляном русле, то теперь новые каналы (в основном средние) облицовывают бетонными и железобетонными плитами, уложенными на экраны из полиэтиленовых пленок. Так, удельные затраты бетона на 1 км трассы Большого Ферганского канала (1940 г.) были равны 156 м³; для Большого Андижанского канала (1970 г.) они составили 2490 м³, а для Каршинского магистрального (1973 г.), имеющего бетоно-пленочное покрытие, — 11 310 м³.

Большой Андижанский канал построен в 1970 г. Расход головного сооружения 330 м³/с, длина канала 109 км. После строительства Учкурганского гидроузла Большой Ферганский канал не обеспечивал пропуск больших расходов даже после реконструкции и строительства специальной подпитывающей ветки. Поэтому было принято решение о строительстве Большого Андижанского канала, который должен увеличить водообеспеченность ранее орошаемых земель и позволить освоить около 60 000 га новых земель, расположенных в пойме р. Сырдарьи.

Большой Андижанский канал берет начало у Учкурганского гидроузла и на первых 6,6 км совпадает с трассой подпитывающего канала, затем он сворачивает вправо, пересекая междуречье р. Нарына и р. Карадарьи в виде быстротока с уклоном, близким к критическому — 0,0035. Канал на данном участке выполнен в виде железобетонного лотка сложного профиля с шириной поверху 15 м и глубиной 4 м. Затем уклон канала уменьшается до 0,001. После этого он проходит через дюкер под руслом р. Карадарьи. Дальше трасса пересекает центральную часть Ферганской долины с развитой сетью оросительных каналов, которые теперь пере-

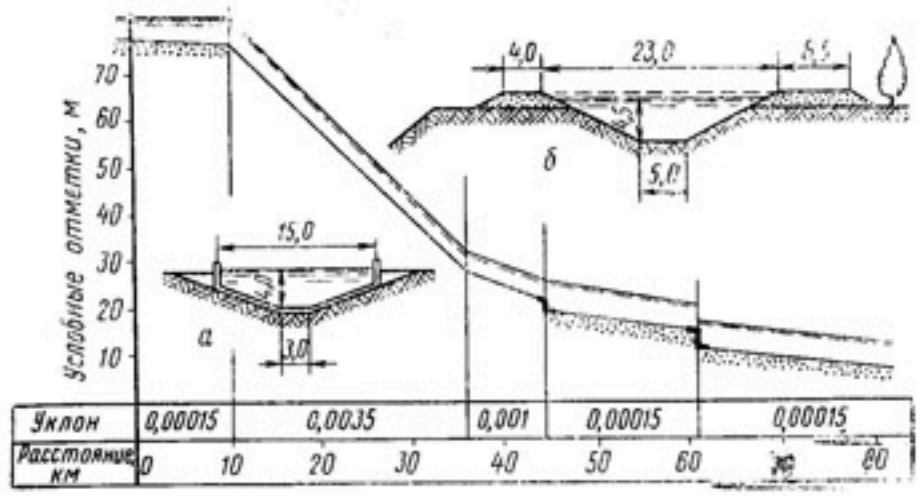


Рис. 11. Продольный профиль и поперечные сечения бетонного *(а)* и земляного *(б)* русла Большого Андижанского канала. (Размеры в м).

ведены на питание из Большого Андижанского канала. Трасса канала заканчивается узлом сооружений на Северо-Багдадском коллекторе, куда подводится расход воды около 23 м³/с для рассоления дренажных вод этого коллектора и последующего использования их на орошение. На всем этом участке (за дюкером) канал проходит в полувыемке-полунасыпи (рис. 11), имеет трапецеидальное сечение с $m=2$, шириной по дну от 3 до 5 м и глубиной наполнения до 4,5 м.

Южный Голодностепский канал им. А. А. Саркисова проходит в супесчаных и суглинистых грунтах, содержащих пылеватых частиц более 20% (табл. 2).

Таблица 2. **Гранулометрический состав грунтов Южного Голодностепского канала, %**

Грунт	Песок				Пыль	Глина
	1,0—0,25 мм	0,25—0,1 мм	0,1—0,05 мм	0,05—0,01 мм	0,01—0,005 мм	0,005 мм
Суглинок	12,3	8,2	17,6	37,1	23,5	1,3
Супесь	0,5	2,0	15,9	52,6	23,0	6,0

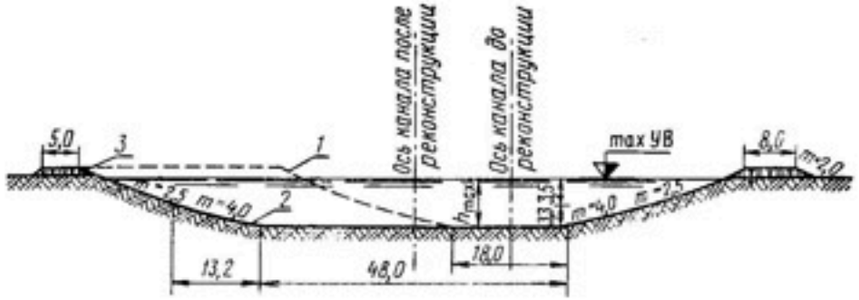


Рис. 12. Проектные сечения Южного Голодностепского канала: *1* — до реконструкции; *2* — после реконструкции; *3* — банкетка. (Размеры в м).

На рисунке 12 показаны проектные сечения Южного Голодностепского канала до и после реконструкции. Уширение проходит в одну сторону с теми же коэффициентами откосов.

При нормальном расходе $Q=445$ м³/с (форсированный расход $Q=495$ м³/с и минимальный $Q=180$ м³/с) в проекте принято: ширина канала по дну 48 м; уклон 0,00005; глубина 6,7 м; средняя скорость потока 0,9 м/с; коэффициент шероховатости $n=0,02$.

Амукаракульский канал с машинным водоподъемом построен в 1963 г. и имеет бесплотинный водозабор из р. Амударьи с головным расходом 48 м³/с. Головной регулятор находится на расстоянии 2,6 км от р. Амударьи.

Самотечная часть канала протяженностью 36 км проходит в неглубокой выемке, сложенной из эоловых песков. Ширина канала по дну 5—6 м, глубина выемки до 5—7 м и коэффициент откоса на песчаных участках, разрабатываемых бульдозерами, $m=5$. Склоны канала покрыты барханами, поросшими саксаулом. От первой насосной станции до второй около 16 км.

Амубухарский канал с машинным водоподъемом построен в 1965 г. Длина его около 178 км (магистральная часть) и расход воды $Q=66,4$ м³/с (I очередь).

Трасса канала пересекает Кызылкум. Начальный участок длиной 22 км совпадает с руслом Амукаракульского канала.

Общий расход для Амукаракульского и Амубухарского каналов составляет около 122 м³/с, из них для

промывки и сброса предусмотрено около 5 м³/с. В связи с блужданием р. Амударьи головное водозаборное сооружение Амукаракульского канала отнесено на расстояние около 3 км от реки. При реконструкции с учетом подачи воды в Амубухарский канал и канал Шах-Биттык с расходом 21 м³/с пропускная способность головного сооружения достигла 130 м³/с.

Водозаборное сооружение расположено на 7-м километре магистрального канала и состоит из перегораживающего сооружения на магистральном канале и водосбросного сооружения, рассчитанного на пропуск расхода $Q=21,6$ м³/с. Второй сброс на Амубухарском канале расположен ниже (16 км) и рассчитан на расход $Q=60$ м³/с.

Самотечный участок Амубухарского канала (до первой насосной станции Хамза с водоподъемом на 46 м) протяженностью около 50 км проходит через барханные пески в основном в выемке. Характерные поперечные сечения канала показаны на рисунке 13.

На 38—42-м километре канал пересекает долину сброса Тайкыр, а за насосной станцией Хамза (52-й километр) проходит по Каракумскому плато и далее на 75-м километре пересекает аллювиальные отложения р. Кашкадарьи. По данным С. М. Мамарасулова (1972 г.), в паводок 1969 г. р. Кашкадарья подошла к Амубухарскому каналу и, прорвав дамбу на правом берегу, устремилась в канал, что вызвало аварийную обстановку и привело к перерыву водоподачи.

На 188-м километре Амубухарский канал пересекает отводящий канал Куюмазарского водохранилища.

Машинный участок канала длиной около 119 км (от второй насосной станции Куюмазар до концевого вододелителя между каналом Шахруд и ответвлением Амубухарского канала) проходит также в выемке через песчаники и пески и только на отдельных участках — в насыпи.

Выемка на участках, сложенных известняками и слабыми песчаниками, достигает 20 м. Здесь предусмотрены бермы шириной до 6 м.

Превышение бровок дамб над максимальным уровнем воды 1 м. Некоторые участки за насосными станциями на небольшом протяжении покрыты облицовкой (0,3 км за первой насосной станцией и 1,8 км — за второй).

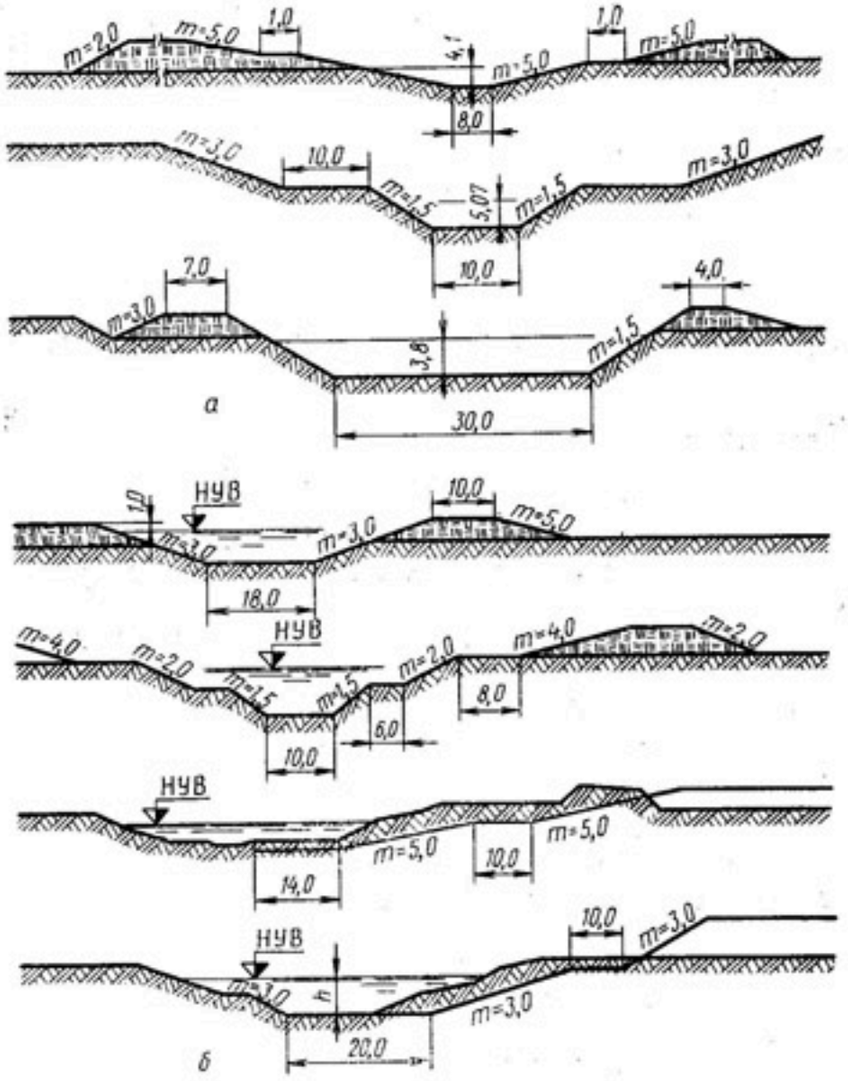


Рис. 13. Типовые поперечные сечения Амубухарского канала: *а* — I очередь; *б* — II очередь. (Размеры в м).

Потери на фильтрацию в I очереди Амубухарского канала составляют примерно 15% от нормального (расчетного) расхода воды $Q_н$. При гидравлических расчетах Амубухарского канала коэффициент шероховатости для связных и песчаных грунтов принимался равным 0,02, а для песчаных (при взрыве на выброс) — 0,03.

Характерные гидравлические элементы Амубухарского канала приведены в таблице 3.

Таблица 3. **Гидравлические характеристики Амубухарского канала на двух характерных участках**

Расход, м³/с	Ширина по дну, м	Коэффициент откоса	Глубина наполнения, м	Коэффициент шероховатости	Средняя скорость, м/с	Продольный уклон, ‰	Ширина по урезу, м	$\frac{B}{h_{ср}}$
105,8	14	1,5	5,8	0,03	0,84	0,1	31,4	7,8
99,3	7,0	4,0	4,8	0,02	0,76	0,06	45,4	15,7

В проекте I очереди Амубухарского канала не было предусмотрено устройство специальных водопойных пунктов для скота и на песчаном участке канала были отмечены разрушения откосов, несмотря на пескоукрепительные работы.

При проектировании II очереди канала для защиты откосов канала и зоны закрепленных песков при выпасе скота предусмотрено устройство водопойных мест через каждые 10 км канала. На этих участках длиной около 200 м откосы выполаживают до $m=5$ и устраивают проход к ним через закрепленную полосу песков.

На машинной части канала, проходящей в барханах, в проекте I очереди не было предусмотрено специальных пескоукрепительных мероприятий. Поэтому на отдельных участках канала были проведены пескоукрепительные работы (посевы саксаула и др.) с общей шириной закрепления до 1 км.

Для защиты канала от поступления мусора из р. Амударьи устроены запани в голове подводящего канала. На отвод мусора в Денгизкульский сброс предусмотрен расход $Q=25$ м³/с.

В результате блуждания русла р. Амударьи и возникновения дейгиша водозаборное сооружение переместилось на расстояние около 5 км от реки. Для подачи воды делают прорези, которые приходится периодически восстанавливать. В месте водозабора одновременно с изменением положения главного русла происходит интенсивное перемещение мезоформ (осередков, побочней и др.). Полное перемещение фарватера в отдельные годы достигает 1—1,5 км.

Опыт эксплуатации этого канала, как и других каналов Средней Азии, показывает, что при водозаборе более 20% общего расхода в реке при неустойчивом русле

нельзя гарантировать требуемую водоподачу (Алтунин, 1964; Мамарасулов, 1972).

Подводящее русло Амубухарского канала имеет ширину по дну 55 м, коэффициент откоса $m=3$, продольный уклон $I=0{,}00005$ и глубину наполнения не менее 4 м. Отстойник в подводящем русле имеет длину 1700 м, глубину до 6 м при $m=3$. По данным проекта, на первых 500 м длины отстойника выпадает до 80% общего количества поступающих при водозаборе наносов (430 000—700 000 м³ в месяц соответственно для минимальных и максимальных периодов заиления в паводок). Для очистки подводящего канала предусмотрено 5—10 землесосов. По данным С. М. Мамарасулова (1972), годовой объем очистки от наносов составляет 5 000 000—6 000 000 м³.

Уклон на самотечном участке канала $I=0{,}00005$ и средняя скорость $v=0{,}7$—$0{,}8$ м/с, на машинном же участке $I=0{,}00006$ и $v=0{,}75$—$0{,}8$ м/с.

На участке длиной около 43 км Амубухарский канал был построен с помощью взрыва. Этот участок пропускает часть расходов II очереди канала (дополнительно около 50 м³/с).

Расчетный расход воды с учетом II очереди Амубухарского канала составит 275 м³/с (вместе с Амукзракульским каналом, который ответвляется на 14-м километре самотечного участка).

Амубухарский канал на участке от головного водозаборного сооружения до вододелителя на 14-м километре (II очередь) расширяли за счет увеличения ширины по дну, сохраняя отметки нормальных уровней воды. На участке от 46-го до 88-го километра была сооружена вторая ветка канала на расход воды 108 м³/с с помощью взрывных работ. Эта ветка проходит параллельно на расстоянии 300—400 м от построенного ранее канала. До первого сброса (32-й километр) канал расширяли с помощью землесосов, а на участке (от 32-го до 46-го километра) до нового вододелителя, где в основном преобладают глины, канал расширяли с помощью экскаваторов.

До 152 км трасса II очереди одинакова с вышеописанной, а на остальных 66 км (до р. Зеравшана) проходит в глинах и песчаниках и дальше в галечниках, прикрытых слоем гипса (толщиной 2—6 м) с примесями глинистых и песчаных частиц.

На 25-м километре канала, севернее Шафриканского гидроузла (р. Зеравшан), предусматривается Шаркульское наливное водохранилище емкостью 330 млн. м³. II очередь Амубухарского канала подходит к р. Зеравшану на 1 км выше Шафриканского гидроузла.

Трасса Амубухарского канала пересекает около 35 саев. Аккумуляция паводковых вод предусмотрена в семи селехранилищах, образуемых земляными дамбами высотой до 5 м и шириной поверху 10 м (верховой откос с $m=5$, низовой с $m=1{,}5$) с трубчатыми водовыпусками на 1—3 м³/с.

Грунтовые воды в основном расположены ниже проектного дна канала. Потери на фильтрацию в первые годы эксплуатации составляли около 20% $Q_н$, а потом вследствие кольматации уменьшились (Мамарасулов, 1972).

Осложнения в зимний период эксплуатации канала связаны с образованием шуги. Так, зимой 1966—1967 гг. образовавшаяся шуга между насосными станциями Хамза и Куюмазар забила сороудерживающую решетку на перепускном лотке через отводящий канал из водохранилища, образовав подпор на 0,6 м выше проектного уровня воды. Из-за наледей в пазовых устройствах сбросного сооружения нельзя было сразу открыть его, что создало аварийную обстановку.

Для предотвращения обмерзания щитовых устройств вододелителей и сбросных сооружений предусмотрен электрообогрев.

Шуга и мелкий лед из канала удаляются через водосбросные сооружения. Так как на канале образуется ледяной покров, то для предотвращения подвижки льда по каналу пропускают постоянный зимний расход воды, составляющий примерно $^1/_3$ от нормального расхода. Для того чтобы на порогах водосбросных сооружений не образовывались наледи, предусмотрен пропуск через них расходов воды, обеспечивающих напор не менее 1 м.

Необходимо отметить, что опыт проектирования и эксплуатации Амубухарского оросительного канала, который является одним из примеров межбассейнового перераспределения части стока р. Амударьи в р. Зеравшан, несомненно должен быть использован при проектировании больших каналов переброски.

Особенно важны опыт эксплуатации этого канала в зимний период и мероприятия, которые служба эксплуа-

тации проводит для обеспечения нормальных условий работы этого канала в период ледостава.

Каршинский канал (рис. 14) имеет следующие участки: головной длиной около 78 км, где установлено 6 ступеней насосных станций, поднимающих воду на общую высоту 132 м, и регулирующее Талимарджанское водохранилище, которое запроектировано для обеспечения водозабора в правобережные амударьинские системы и перерегулирования водоподачи в соответствии с графиком оросительного водопотребления; основной длиной около 120 км, подающий воду непосредственно в оросительные системы Узбекской ССР.

Головной участок канала начинается от р. Амударьи у мыса Пули-Зиндан на расстоянии около 20 км. До первой насосной станции он проходит по надпойменной террасе, сложенной преимущественно аллювиальными песками и супесями мощностью 8—12 м, которые подстилаются глинами и суглинками. На этом участке грунтовые воды залегают выше дна канала, поэтому фильтрационные потери существенного значения не имеют.

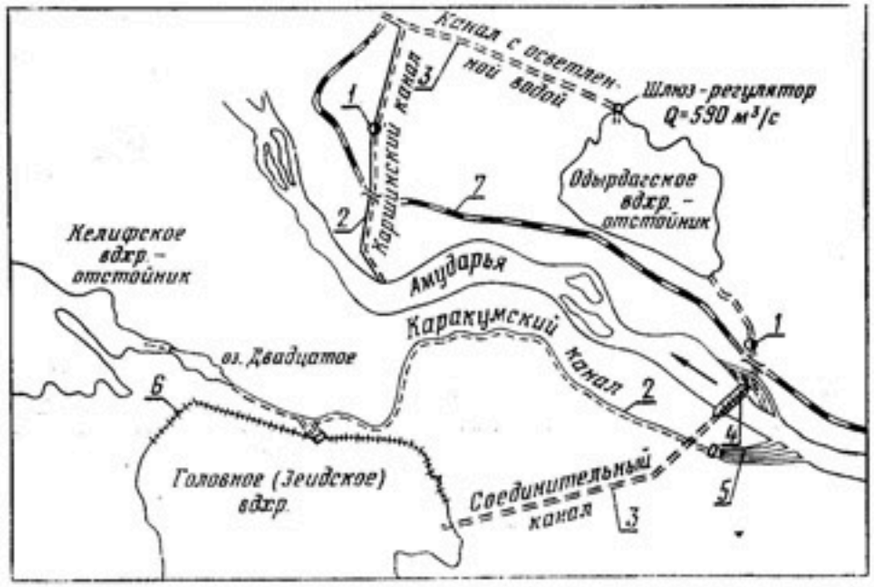


Рис. 14. Схема Каршинского канала и начального участка Каракумского канала:

1 — насосная станция; *2* — построенные каналы; *3* — проектируемые и строящиеся каналы; *4* — проектируемая плотина; *5* — бесплотинный многоголовый водозабор; *6* — дамбы; *7* — железная дорога.

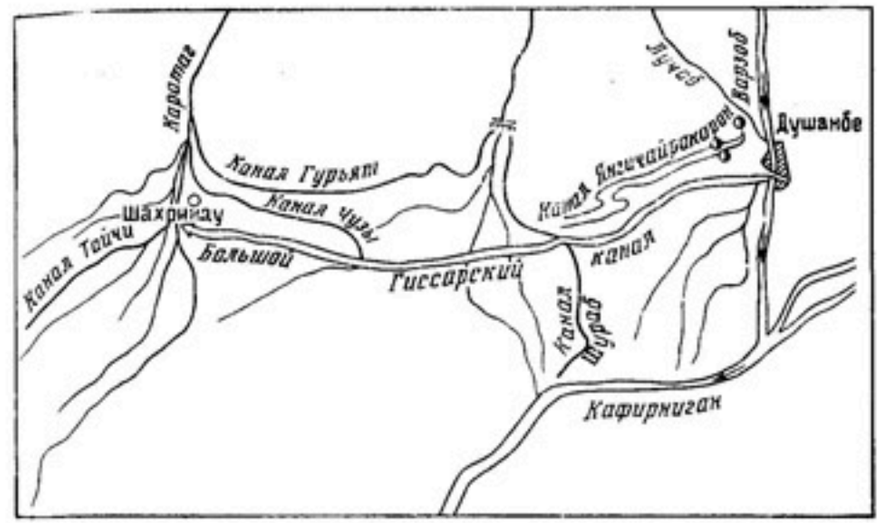


Рис. 15. Схема Большого Гиссарского канала.

В связи с этим канал здесь построен в земляном русле трапецеидального сечения, шириной по дну 50 м и глубиной 5,5 м, коэффициент откоса $m=3$, а остальная часть канала облицована.

Большой Гиссарский канал имеет водозабор из р. Варзоб и составляет 68 м³/с. Максимальная пропускная способность плотины 800 м³/с. В теле плотины размещено 5 галерей с пропускной способностью 15 м³/с каждая. Протяженность Большого Гиссарского канала 49,3 км (рис. 15). Канал проходит в суглинках, супесях и глине. Местами, где канал пересекает пойму реки, дно покрыто галечником. Значения коэффициентов шероховатости, принятых в проекте, приведены в таблице 4.

Деформаций русла Большого Гиссарского канала не наблюдается.

Таблица 4. **Коэффициенты шероховатости *n* Большого Гиссарского канала**

Грунты	Значение *n*	
	минимальное	максимальное
Берега и дно — суглинок и глина	0,023	0,025
Берега — суглинок, дно — из гальки	0,025	0,030

Рис. 16. Большие каналы Украины и Северного Кавказа:

1 — Волго-Донской судоходный; *2* — Донской; *3* — Азовский; *4* — Кума-Манычский; *5* — Большой Ставропольский; *6* — Днепр—Донбасс; *7* — Днепр—Кривой Рог; *8* — Каховский; *9* — Северо-Крымский.

Донской канал (рис. 16) начинается от нижнего бьефа Цимлянского водохранилища и проходит по левобережной, второй надпойменной террасе р. Дона. На 31-м километре канал пересекает водораздел рек Дона и Сала, где устроен безнапорный туннель. При пересечении долины р. Сала часть воды сбрасывается в эту реку, улучшая ее санитарное состояние, а часть воды при помощи канала длиной 80 км подается в Веселовское водохранилище, откуда берет начало Азовский канал и Манычская оросительная система.

Участки канала до туннеля и за ним, сложенные преимущественно аллювиальными суглинками, имеют уклон $I=0{,}00003$ и среднюю скорость $v=0{,}65$—$0{,}7$ м/с, а туннельный участок — $I=0{,}0062$ и $v=2{,}5$ м/с. Канал имеет полигональное сечение от дна до высоты 5 м, коэффициент откоса $m=4$ и на остальной части $m=2$. Ширина канала по дну 45,5 м (рис. 17). Отдельные участки канала закреплены железобетонными плитами, каменной наброской и посадками ивовых насаждений.

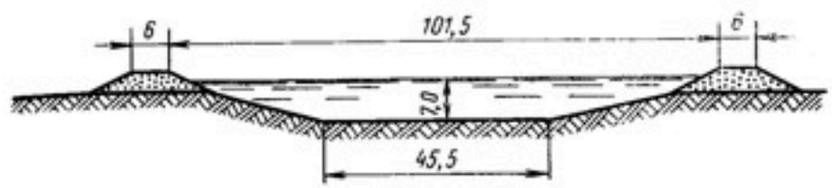


Рис. 17. Типовое поперечное сечение Донского магистрального канала. (Размеры в м).

Рис. 18. Схема Каховского магистрального канала.

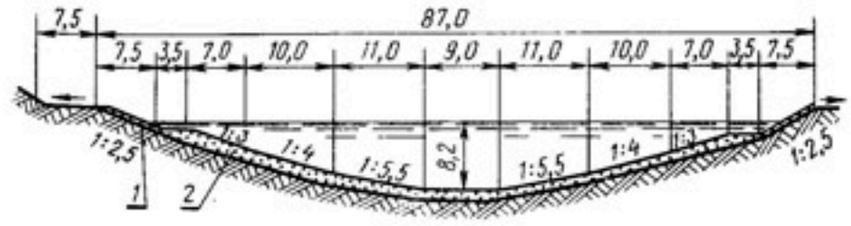


Рис. 19. Типовое поперечное сечение Каховского магистрального канала:

1 — железобетонное покрытие; *2* — уплотненный суглинок с полимерно-пленочным покрытием. (Размеры в м).

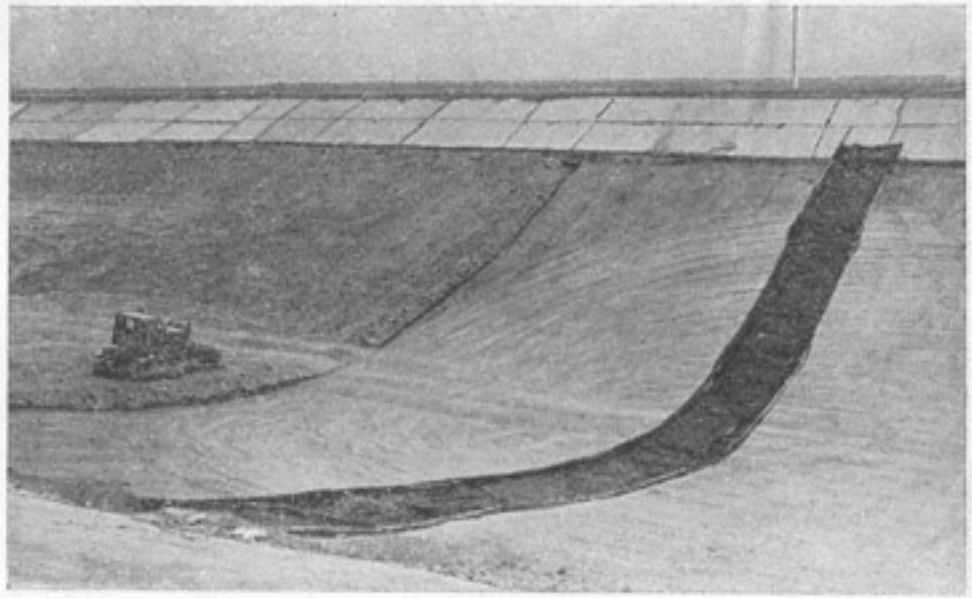


Рис. 20. Производство работ по покрытию откосов Каховского магистрального канала пленкой с уплотнением сверху суглинистого грунта (фото И. Г. Клепова).

На канале имеется головное сооружение, регулятор на р. Сал, 15 ливнеспусков и 17 водовыпусков.

Аналогичным образом построены другие самотечные каналы: Терско-Кумский канал и Большой Ставропольский (см. рис. 16). На Терско-Кумском канале на длине около 140 км более 100 поворотов. На этих криволинейных участках происходят размывы берегов, хотя на прямолинейных участках таких значительных деформаций русла не наблюдается.

Каховский канал проходит по южной части Украины (рис. 18). На канале применено противофильтрационное покрытие в виде гибких полимерных пленочных материалов (рис. 19). Способ производства работ на этом канале показан на рисунке 20.

Северо-Крымский канал начали строить в 1954 г. с водозабором на левом берегу Каховского водохранилища, на расстоянии 1,6 км от плотины и ГЭС (см. рис. 16). Общая емкость водохранилища 18,2 км^3, мертвый объем 11,4 км^3, полезная емкость составляет 6,8 км^3.

Головное сооружение построено в 1968 г. на пропуск примерно 400 м^3/с воды при нормальном уровне Каховского водохранилища. В 1972 г. через головное

сооружение при нормальных уровнях воды в канале пропускался расход около 220 м^3/с. Кратковременные расходы воды при форсированных уровнях в 1973—1976 гг. доводились до 242 м^3/с.

Первый участок самотечного канала (до 61 км) имеет уклон $I=0{,}00002$. Он проложен по ранее построенной трассе Краснознаменского оросительного канала, расширенной по дну от 27 до 44 м с углублением до 6 м.

Этот участок канала пересекает надпойменную террасу р. Днепр, сложенную сверху суглинками мощностью 2—4 м, а ниже — супесями.

Второй участок самотечного канала от 61 до 75 км проходит по Чаплинской ветке бывшего Краснознаменского канала, а от 75 до 209 км построен заново.

Расчетная скорость течения в канале 0,6—0,7 м/с, ширина дамб поверху 5 м. На участках от 0 до 209 км коэффициент откоса $m=3$, от 270 до 709 км $m=1{,}5$ и от 209 до 270 км $m=2$. Запас верха дамб над форсированным уровнем 1,5 м.

От 69 до 207 км трасса канала характеризуется однообразными геологическими строениями: от поверхности на глубину 20—23 м залегают тяжелые суглинки, ниже — красно-бурые глины.

Протяженность канала и его основных ветвей 723 км, из них 75 км с бетонной облицовкой. Ширина канала у головного сооружения по верху дамбы составляет $B_д=140$ м и по урезу воды $B=71{,}3$ м, а дальше ширина уменьшается. Так, в районе насосной станции № 1 (208-й километр) $B_д=66$ м, а $B=48$ м; на 252-м километре $B_д=27{,}5$ м, а $B=24$ м, на 300-м километре $B_д=30$ м, а $B=22$ м, на 338-м километре $B_д=26$ м, а $B=20$ м.

Средняя глубина канала у головного сооружения 5,5 м, от головного сооружения до 208 км — 4,5—5 м, от насосной станции № 1 до насосной станции № 2—4 м, от насосной станции № 2 до 238 км — 3—3,5 м.

Наиболее характерными деформациями берегов являются деформации от воздействия ветровых волн и оползание откосов.

На многих участках магистрального канала наблюдались продольные и поперечные просадки и трещины в земляных дамбах, запотевание внешних откосов и интенсивная фильтрация через эти дамбы.

После того как на ослабленных участках были прорывы земляных дамб, магистральный канал реконструировали, улучшив противофильтрационное состояние этих дамб и повысив их устойчивость (Внучков, Петраш, Пузанов, 1972).

Для уменьшения механической суффозии и растворения гипса в основании дамб канала на участках с неглубоким залеганием гипсовых прослоек было предусмотрено устройство зуба, подошва которого заложена на 1—1,5 м ниже контура загипсованного подслоя. Кроме того, на участках с глубоким залеганием гипсовых прослоек предусмотрен экран по всему периметру канала для сокращения потери воды на фильтрацию. Зуб устроен с внешней стороны подошвы дамбы и прикрыт банкеткой из грунта. Верх банкетки — на отметке форсированного уровня в канале. Там, где эксплуатационная дорога выходит на берму дамб канала, зуб устроен с внутренней стороны. В этом случае банкетка отсутствует.

Экран толщиной 2,5 м сделан из хорошо утрамбованного суглинка. Бетонный экран, как наиболее надежный, уложен на отдельных насыпных участках (между 135 и 146 км). Общая длина участков с противофильтрационной защитой для повышения устойчивости составляет более 68 км.

Для предотвращения заболачивания прилегающих территорий в результате выклинивания фильтрационного потока грунтовых вод на ряде участков вдоль канала построены закрытый дренаж и открытые дренажные коллекторы.

В 1972—1973 гг. Северо-Крымский канал забирал в среднем из Каховского водохранилища около 3205 млн. м³ воды в год. Однако не вся забираемая вода использовалась рационально. Около 350 млн. м³ воды терялось на фильтрацию, сброс и испарение.

Магистральный канал Кубанской оросительной системы был построен в 1937—1940 гг. и неоднократно расширялся по мере роста площадей орошения. Этот канал длиной около 113 км проходит в выемке и в настоящее время пропускает до 80 м³/с.

При строительстве II очереди Марьяно-Чебургольской оросительной системы предусмотрена реконструкция магистрального канала Кубанской оросительной системы с увеличением расхода до 185 м³/с. Опыт

эксплуатации этого канала показал, что в результате воздействия ветровых волн происходят деформации откосов. После стабилизации деформаций коэффициент откоса $m=5$—7. Наблюдаются также оползневые явления.

Поэтому при реконструкции канала намечено сделать бермы, уплотнить поверхностный слой откосов, устроить на мокром откосе покрытия из железобетонных плит, а поверху гравийное покрытие.

Саратовский канал рассчитан на головной расход 50 м³/с (рис. 21) и проходит в выемке от 6 до 14 м преимущественно в глинистых и суглинистых отложениях. Отдельные участки канала вскрывают мощные линзы песчаных и супесчаных грунтов. Водопроницаемость грунтов характеризуется коэффициентом фильтрации для суглинков 1—4 м/сут, для глинистых 0,001 м/сут. Дно канала почти на всем протяжении находится ниже уровня грунтовых вод на 1—1,5 м.

Нормальный расчетный расход воды в канале равен 32 м³/с.

При работе канала в форсированном режиме пропускная его способность равна 65 м³/с.

Поперечное сечение канала было трапецеидальное (рис. 22), на начальном (6,5 км) участке ширина по дну 3 м, далее 5 м. Уклон дна канала $I=0{,}00005$ и коэффициент откоса $m=3$. Запасы дамб при пропуске нормального расхода 1 м, форсированного 0,6 м.

Саратовский канал начинается от р. Сазанлей юго-восточнее Балаково и идет в долине р. Большого Иргиза, выходит на водораздел этой реки и рр. Большой и Малый Узень.

При проектировании Саратовского канала коэффициент шероховатости принимали постоянным $n=0{,}0225$ для всех расчетных расходов. Радиусы закруглений по оси каналов приняты не менее 5 B, где B — ширина канала по урезу воды.

Чтобы найти наивыгоднейшее поперечное сечение канала, определили наивыгоднейшую скорость (около 0,6 м/с) в зависимости от наполнения и ширины канала по дну, а также от уклонов.

Трасса канала была намечена с таким расчетом, чтобы профиль канала полностью был в выемке. Это обеспечивает более надежную работу канала и более экономичный его вариант.

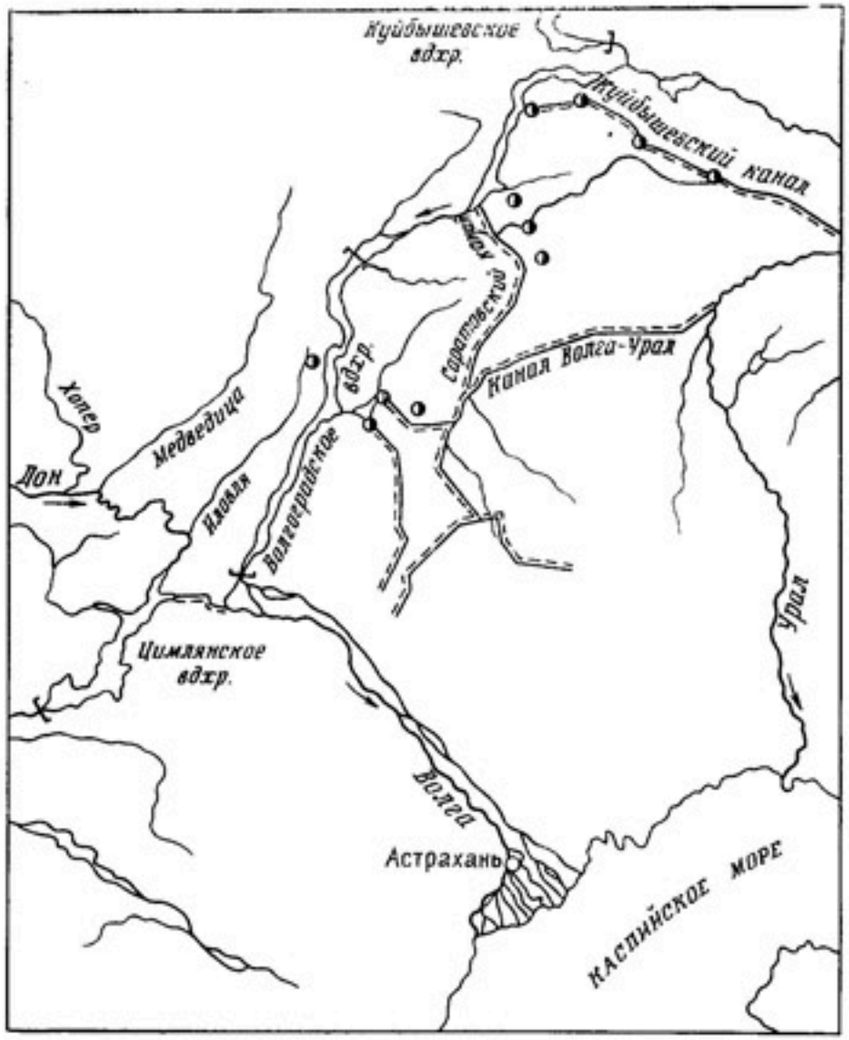


Рис. 21. Схематический план расположения основных каналов Поволжья.

Коэффициент откоса на участках канала, проходящих в выемке до 5 м, равен $m=3$. При глубине выемки более 5 м через каждые 5 м по высоте устроены бермы шириной 6 м. При этом внутренние откосы приняты с $m=3$, внешние — $m=4$.

На канале наблюдаются сильные ветры (максимальная скорость ветра достигает 15 м/с, средняя — 4—5 м/с), направление которых в основном совпадает

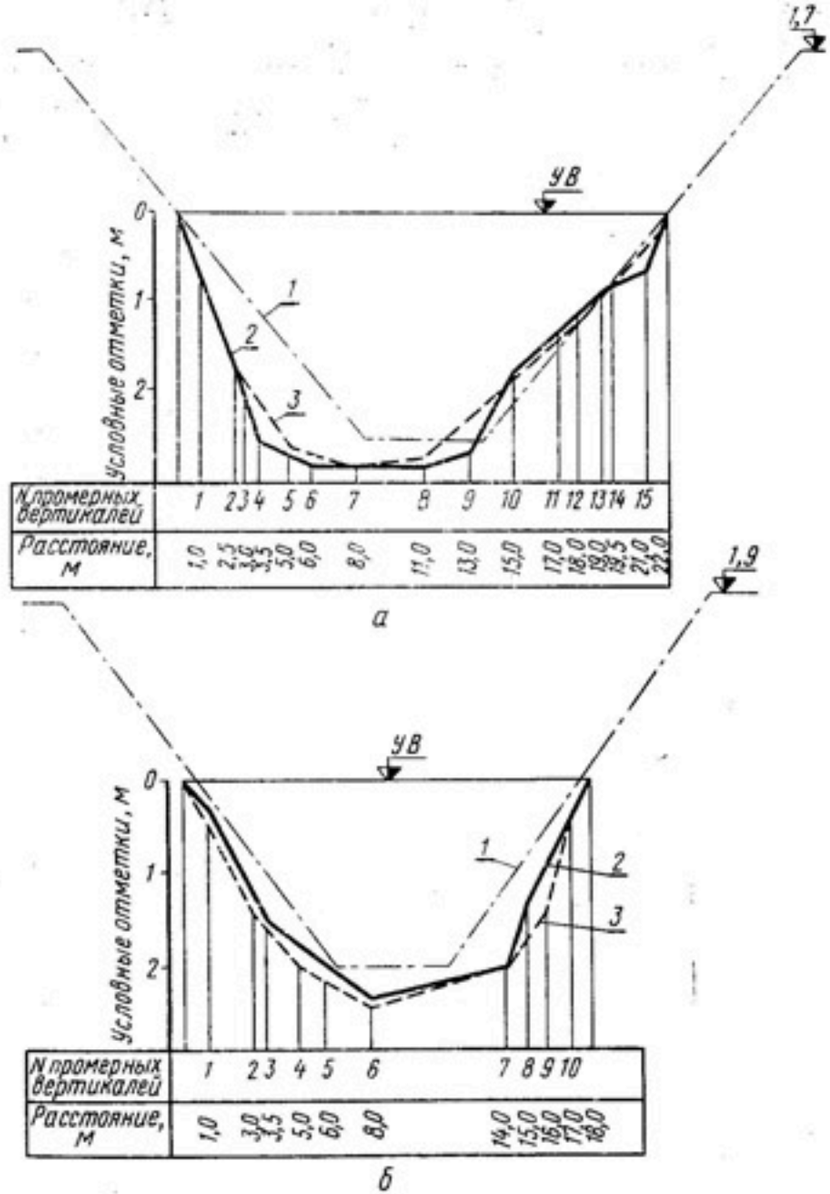


Рис. 22. Поперечные сечения Саратовского канала на 27 км *(а)* и 28 км *(б)*:

1 — проектное; *2* и *3* — фактическое соответственно июнь и август 1975 г.

с осью канала. Поэтому на канале возникают значительные волны и происходит обрушение берегов (Алтунин, Селяметов, Мулюкова, 1978).

На заросших откосах эрозия выражена слабее, густая растительность препятствует непосредственному воздействию дождевых капель на склон, и повышенная шероховатость снижает скорость талых вод. Кроме того, корневая система армирует грунт откоса, и, наконец, растительность препятствует пересыханию грунта, что повышает его устойчивость к размыву.

Существенное влияние на правильную эксплуатацию канала оказывают ливнепропускные сооружения различных типов. На многих участках канала устроены битумные маты. Их устройство несложное: на небольшом пространстве вынимают грунт и отсыпают щебень слоем 10 см, который заливают битумом, и каналу придают форму лотка.

Натурные наблюдения показали, что на Саратовском канале происходит некоторое смещение максимальных глубин и поверхностных скоростей к левому берегу из-за влияния ветровых волн. В процессе эксплуатации канала профиль по сравнению с проектным (трапецеидальной формы) изменялся таким образом, что наибольшим деформациям подвергались откосы и в меньшей степени деформировалось дно канала.

Палласовский канал, расположенный в Поволжье, запроектирован на расход воды 22,3 м³/с при $B=21$—23 м и имеет протяженность более 200 км.

На этом канале размыву особенно подвергается приурезная часть откоса, находящаяся в зоне переменных уровней. Грунт, подвергаясь попеременному увлажнению и высыханию, в большей степени подвержен выветриванию и осыпанию в канал. Действия течения и волн на откосы канала усиливают гидрохимическую эрозию грунта. Здесь вместо откоса с коэффициентом $m=2$ образовалась вертикальная стенка (подсечка) высотой 0,5—2 м (рис. 23). На откосах этого канала растительность отсутствует, поэтому берега подвергаются эрозии от воздействия дождевых потоков по склонам.

Во время дождя по вертикальной стенке уступа сбегает грязевый поток, смывая 10—20 мм его поверхно-

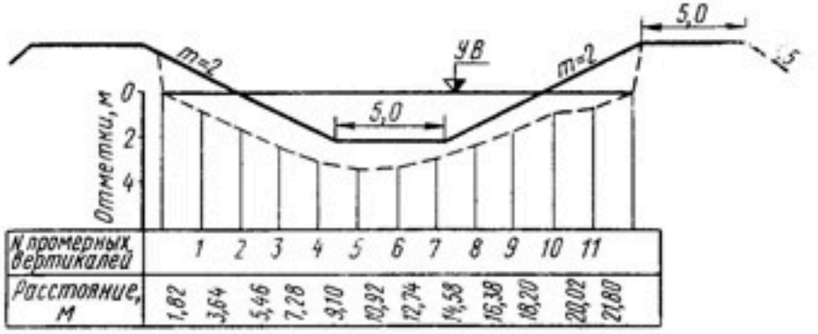


Рис. 23. Поперечное сечение Палласовского канала.

сти и коэффициент откоса $m=2$ явно недостаточен для его устойчивости.

Отсыпка грунта без уплотнения на дамбы была неэффективна, так как грунт оседал и начинал быстро оплывать.

Канал Иртыш—Караганда (рис. 24) протяженностью более 450 км предназначен для целей водоснабжения ряда областей Казахстана и разделен различными гидротехническими сооружениями.

Эксплуатация канала Иртыш—Караганда началась в 1967 г. Канал состоит из ряда самотечных участков, подъем воды между которыми осуществляют 22 насосные станции (Смирнов, 1974). На протяжении

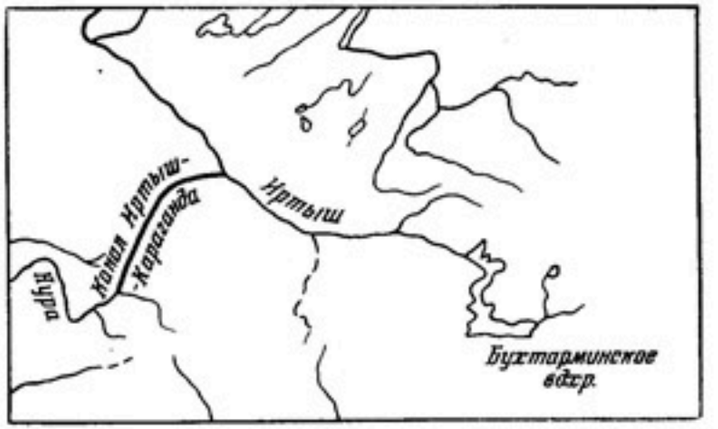


Рис. 24. Схема канала Иртыш — Караганда.

105 км канал проходит в скальных грунтах, в основном сильно выветренных, около 40 км — в дамбах.

Сечение канала трапецеидальное. Ширина по дну 3—4 м, $m=2{,}5$—3 в мягких грунтах, $m=2$ в сильно выветренных скальных грунтах и $m=0{,}5$—1 в крепких скальных грунтах. Насыпные откосы каналов в тонкозернистых сыпучих песках были укреплены слоем щебня толщиной 20 см или мелкой горной массой крупностью 30—40 см.

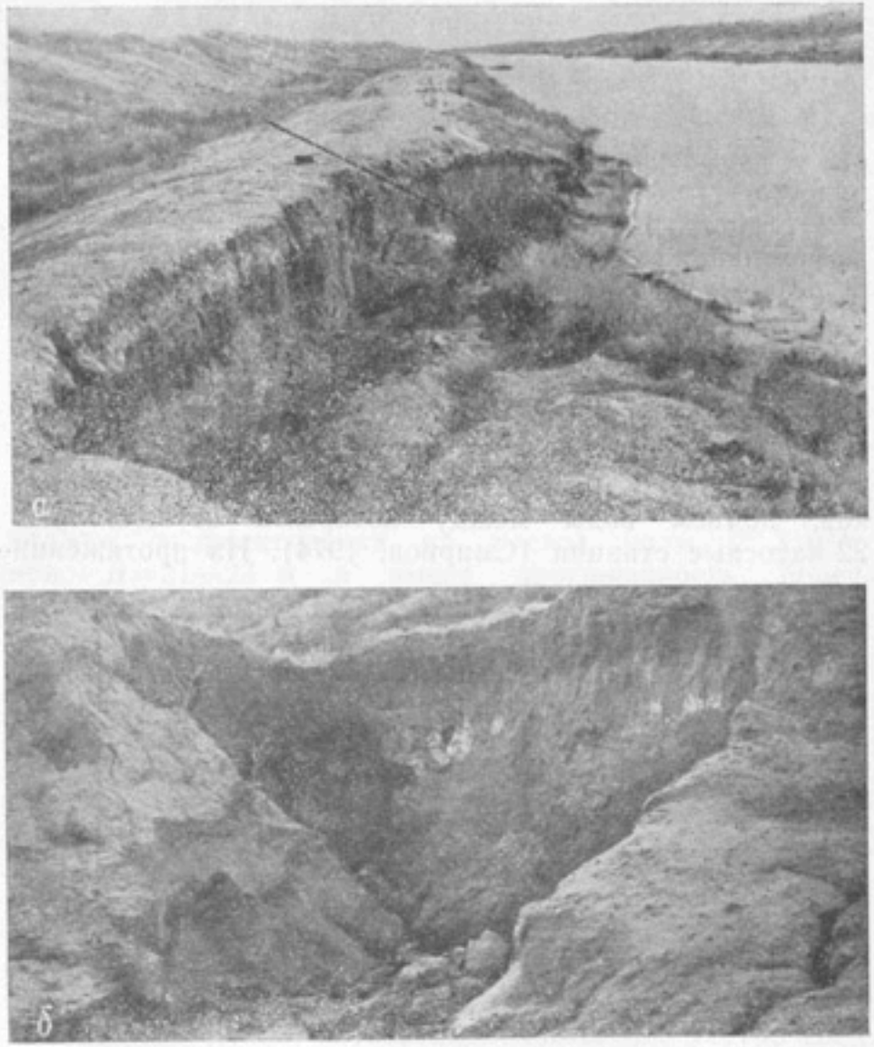


Рис. 25. Виды деформаций берегов
а — оползни; *б* — промоины; *в* — отмель,

В супесях и суглинках при неразмывающих скоростях 0,4—0,5 м/с запроектированы уклоны 0,000035—0,00006; в суглинках и глинах при неразмывающих скоростях 0,5—0,9 м/с — 0,000065—0,0001. На участках канала, проходящего в скальных грунтах, на основе технико-экономических расчетов приняты средняя скорость 0,7—1 м/с и уклоны 0,0001—0,0002.

В течение 1974—1977 гг. расходы воды в канале не превышали $Q=30$ м^3/с, то есть не достигали половины расчетного расхода, равного 70 м^3/с. Несмотря на это, на канале появились деформации, а на ряде участков они получили интенсивное развитие. Наиболее характерные размывы берегов достигают 5—7 м от первоначального очертания береговой линии. Вместо откоса с коэффициентом заложения $m=2{,}5$—3 нередко образуется почти вертикальная стенка высотой от 0,5 до 2,5 м.

Одним из основных факторов, вызывающих разрушение откосов, является ветровое волнение. Среднегодовая скорость ветра около 5,5 м/с. Средняя скорость воды в канале в период наблюдений ($v=0{,}3$ м/с) была меньше неразмывающей скорости для данных грунтовых условий.

канала Иртыш — Караганда:
заросшая камышом (фото И. Г. Нуркина).

Кавальеры, ограждающие канал, имеют берму с канавами, предназначенными для сбора и отвода ливневых и талых вод. Уклоны бермы и канавы в некоторых местах отличаются от проектных. Это приводит к тому, что ливневые и талые воды стекают по откосам канала и размывают их.

После образования глубоких подмывов у основания откоса, повреждения его поверхности талыми и ливневыми водами значительные участки берегов канала оползают. При этом вначале на берме появляются трещины, параллельные берегу (рис. 25, *а*). Этот вид деформации наиболее опасен, так как оползни понижают устойчивость оставшейся части кавальера, уменьшают живое сечение канала и отклоняют поток к противоположному берегу, что приводит к размывам на нем.

На некоторых участках отмечались оползни, вызванные подвижкой водонасыщенного грунта бермы кавальера по подстилаемому глинистому слою.

Недоработки при строительстве берм и сборных канав, а также отсутствие в некоторых местах закрепленных ливнеспусков, привели к образованию глубоких промоин, прорезающих кавальер до внешнего края бермы. Эти промоины глубиной 5—6 м от уреза воды в канале (рис. 25, *б*) развиваются дальше, как овраги.

В результате воздействия волн, а также ливневых и талых вод обрушаются берега. Грунт с них поступает в русло канала и образуются отмели, которые зарастают камышом (рис. 25, *в*).

Одной из причин столь интенсивного разрушения берегов канала Иртыш—Караганда является то, что суглинистые и глинистые грунты, слагающие берега канала, под влиянием выветривания теряют свою прочность.

Основные трудности при эксплуатации канала Иртыш — Караганда в зимний период возникают при заносе его сечения снегом, образовании заторов и др. Это уменьшает пропускную способность канала. Эффективное мероприятие против снежных заносов — посадка лесонасаждений по берегам канала.

2

ОБОБЩЕНИЕ ОПЫТА ПРОЕКТИРОВАНИЯ И ОСОБЕННОСТИ ЭКСПЛУАТАЦИИ БОЛЬШИХ ЗЕМЛЯНЫХ КАНАЛОВ

ОПИСАНИЕ ТРАССЫ КАРАКУМСКОГО КАНАЛА

Каракумский канал имеет бесплотинный водозабор из р. Амударьи в ее верхнем течении. Подводящие каналы-отстойники соединяются в нижнем бьефе головного сооружения, расположенного в 4 км от реки. Один из подводящих каналов — судоходный со шлюзом.

От головного сооружения на протяжении 30 км под канал использовано русло Бассага-Керкинского канала, построенного в 1925—1929 гг. и проходящего по надпойменной террасе р. Амударьи. На этом участке русло в основном сложено из пылеватых супесей, местами встречаются легкие суглинки и глины. Эти грунты простираются на глубину до 5—8 м и подстилаются мелкозернистыми песками на глубину до 25 м. Бассага-Керкинский канал на 31-м километре отходит вправо с расходом 25—35 м^3/с. Местный водозабор по всей трассе Каракумского канала осуществляется передвижными насосными станциями и самотечными каналами. Магистральный канал на участке от 31 до 41 км проходит по руслу Келифского сброса через мелкозернистые пески, а на участке от 41 до 100 км — по естественным солончаковым понижениям русла древней р. Балх. В результате обвалования этих понижений и заполнения их водой образовались так называемые Келифские озера, которые были соединены прокопами через естественные песчаные перемычки. Озера использовали для отстоя взвешенных наносов. Малые озера, расположенные на участке от 50 до 70 км канала, до заиления представляли собой вытянутые водоемы длиной 2—5 км, шириной 400—700 м и глубиной 2—3 м, соединенные между собой прорезями шириной 40—60 м.

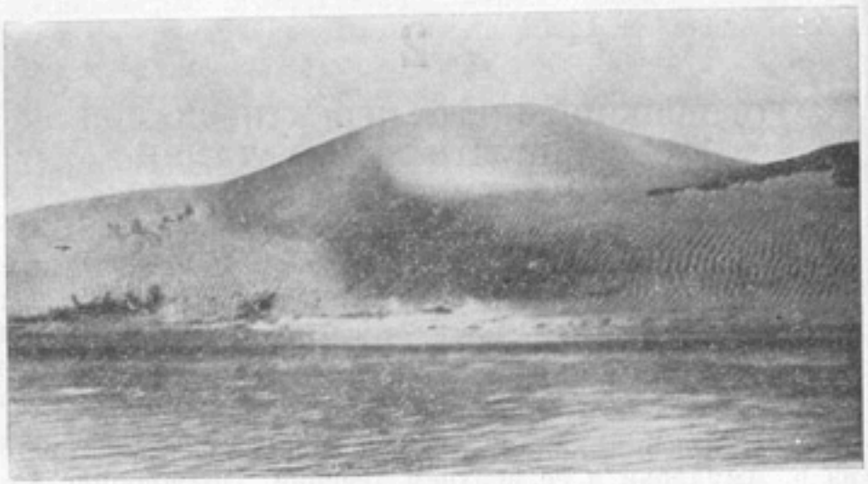


Рис. 26. Барханы на берегах Каракумского канала в зоне пустыни Каракумы.

Далее трасса канала проходит по большим озерам, сливающимся почти в одно сплошное озеро. Ширина озер 1,5—2 км, глубина 5—10 м. Ширина прорезей, соединяющих озера, составляет 100—200 м.

На участке от 204 до 308 км канал проходит по песчаной пустыни Каракумы через крупные барханы высотой до 15—25 м (рис. 26), сложенные из легкоподвижных тонкозернистых песков, которые залегают на глубину до 15—35 м. Дамбы и берега канала на этом участке неустойчивые. Их надводная часть подвержена интенсивному выветриванию, а подводная — размыву. В начальный период эксплуатации (1958—1960 гг.) канал в результате использования на этом участке межбарханных понижений представлял собой цепь озер небольших размеров и причудливых очертаний. Так, площадь водной поверхности самого большого озера, расположенного на 286 км, была равна 2,2 км^2.

От 308 км канал проходит в аллювиальных отложениях р. Мургаба. На 400-м километре он соединяется с ней. До Хаузханского водохранилища (457-й километр трассы канала) на трассе канала встречаются в основном мелкозернистые пески. Длина Хаузханского водохранилища 18 км, под его чашу использована естественная низина, обвалованная дамбой с двух сторон.

Средние диаметры грунтов русла Каракумского канала приведены в таблице 5.

Таблица 5. **Средний диаметр грунтов русла Каракумского канала**

Расстояние от головного водозабора, км	Грунт	Средний диаметр $d_{ср}$, мм	Расстояние от головного водозабора, км	Грунт	Средний диаметр $d_{ср}$, мм
0,7	Суглинок	0,06	310	Супесь	0,08
31	Супесь	0,06	326	»	0,06
50	Глина	0,03	389	Песок	0,20
100	Супесь	0,08	756	Глина	0,03
180	»	0,08	790	Мелкозернистый песок	0,12
256	Мелкозернистый песок	0,12	1115	Суглинок	0,06
295	Тонкозернистый песок	0,14			

До 1115-го километра канал следует по предгорной равнине Копетдага. Местами встречаются русла селевых потоков. В концевой части канала — галечниковые грунты. На 837-м километре канал подходит к Копетдагскому водохранилищу.

По всей длине канал проходит в земляном русле, за исключением отдельных участков, облицованных асфальтобетоном.

Большинство гидротехнических узлов включают в себя перегораживающее сооружение (рис. 27), судоходный шлюз и сбросное сооружение с отводящим каналом, которое позволяет быстро опорожнить канал в случае аварии или ремонта. Расчетные расходы воды приняты равными половине перспективных расходов с учетом того, что одновременно будут работать два сброса, и составляют для первых трех сбросов (от головы канала) по 150 м^3/с, четвертого 144 м^3/с и пятого 135 м^3/с.

Перегораживающие сооружения создают незначительный подпор, так как работают в основном при полном открытии щитов. Почти все перегораживающие сооружения были рассчитаны для пропуска расходов воды I очереди канала. В связи с этим в последующем для пропуска расходов II и III очередей канала были

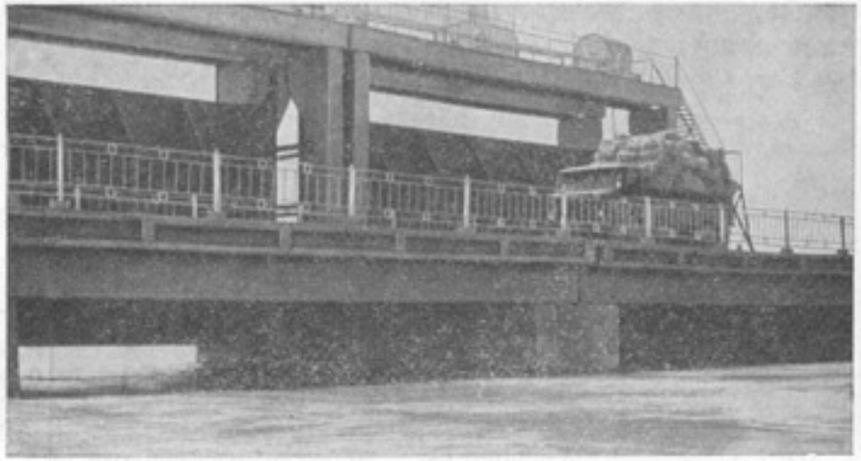


Рис. 27. Перегораживающее сооружение на Каракумском канале.

построены дополнительные водопропускные сооружения.

В проекте I очереди канала сечение было принято полигональным, близким к параболическому. Принятое в проекте I очереди сечение с коэффициентом откоса $m=2$—4 для связных грунтов и $m=2{,}5$—5 для песчаных грунтов оказалось неустойчивым, так как в зоне действия волн происходит интенсивное выполаживание откосов. Учитывая это, в проекте II очереди, на участке от р. Амударьи до р. Мургаба, где предусмотрено судоходство, принята сложная форма сечения канала с выположенным откосом в зоне волнового воздействия.

На участке канала в междуречье Мургаб — Теджен, где судоходство временно не предусматривается, принята трапецеидальная форма сечения с коэффицентом $m=3{,}5$.

В 1960—1961 гг. через головное сооружение канала в межень (ноябрь — февраль) из р. Амударьи поступало 86 м³/с, а в паводок (июнь — сентябрь) — 172 м³/с. В 1962—1963 гг. расход несколько увеличился и в межень составлял 110—120 м³/с, а в половодье доходил до 194 м³/с. Режим уровней воды в основном повторяет режим расходов. Максимальный расход водозабора в Каракумский канал составлял в 1968 г. 300 м³/с, в 1969 г. 315 м³/с, в 1970 г. 350 м³/с, в 1971 г. 365 м³/с, в 1972 г. 380 м³/с, в 1976 г. 430 м³/с, в 1977 440 м³/с. Так как с 1960 г. стали пропускать по каналу бóльшие расходы воды, чем предусмотрено было проектом I очереди строительства, то это вызвало повышение скоростей течения в канале. В результате этого размыв русла на криволинейных участках с малыми радиусами закругления стал проходить более интенсивно. Наряду с размывом русла и разработкой канала в ширину наблюдались размыв дна и снижение проектных уровней на всем протяжении канала (Гринберг, 1963; Аннаев, 1966). Этот процесс иллюстрируется данными таблицы 6.

Таблица 6. **Расходы и уровни воды на различных участках I очереди Каракумского канала**

Участок канала, км	Проектный		Фактический в июле 1960 г.		Фактический в июле 1961 г.	
	расход, м³/с	уровень, м	расход, м³/с	уровень, м	расход, м³/с	уровень, м
Головной	130,0	57,5	162,7	51,9	167,0	51,9
31	107,3	47,8	135,0	47,2	142,0	47,0
100	85,5	36,8	111,0	36,7	125,0	36,8
178	82,5	32,5	104,0	32,3	122,0	32,2
256	74,0	28,5	87,0	28,8	100,0	28,8
284	65,0	27,2	85,0	27,1	96,0	27,2
323	59,3	24,0	66,0	24,0	80,0	24,0

При очистке подводящих каналов-отстойников часть наносов сбрасывалась в реку, что способствовало образованию огромной отмели у левого берега, ниже водозабора, и прижатию речного потока к правому скальному берегу (1966—1969 гг.). Подпор, вызванный отложением наносов и повышением отметок дна реки ниже водозабора, привел к повышению уровней воды у сооружений и переливу воды через щиты шлюза и головных регуляторов. Так, в ночь с 19 на 20 мая 1969 г. при расходе воды в реке 5500 м³/с уровень воды в районе водозабора поднялся выше того уровня, который соответствует паводковому расходу $Q=14\,600$ м³/с, и произошел перелив воды через щиты регулирующего сооружения в канал. Впервые такой перелив был в июне 1966 г.

Обработка материалов съемок, проводившихся гидрологическими партиями Куйбышевского филиала

(1966—1968 гг.) и Среднеазиатского отделения Гидропроекта (1962 г.), показала, что за 1962—1968 гг. средняя отметка дна реки на участке ниже начала водозабора Каракумского канала поднялась в среднем на 1 м. На первых 5 км отложилось 1,9 млн. м³ наносов, на последующих 9,9 км — 6 млн. м³. В многоводный 1969 г., близкий к 1—5%-ной обеспеченности, когда измеренные расходы достигали в паводок 9200—9400 м³/с, в районе водозабора был размыт левый берег на ширину до 700 м, и средняя отметка дна в этом месте несколько повысилась.

Сопоставление уровней воды в канале при одинаковых расходах близких по водности лет (1951 и 1965 гг., 1952 и 1968 гг., 1953 и 1969 гг.) показало, что они повысились в 1965, 1968 и 1969 гг. на 0,4—0,8 м и в отдельные периоды на 1 м (Гринберг, 1963, и др.).

В исключительно маловодный 1970 г. динамическая ось речного потока в районе водозабора переместилась к правому берегу. Этому в значительной мере способствовал сброс пульпы при очистке первого подводящего канала в левобережную протоку. Уровни свободной поверхности в канале в маловодном 1970 г. были почти на протяжении всего года на 0,5—1 м выше, чем в очень близком к нему по водности 1955 г. Учитывая специфические условия прохождения трассы в песках, в проекте предусматривается круглогодичный режим работы канала. Это обеспечивает судоходство, устраняет необходимость сработки огромной емкости канала (около 400 млн. м³), неизбежной при перерыве в его работе. Кроме того, заполнение этой емкости потребовало бы дополнительный забор воды, особенно сложный при низких уровнях воды в реке (Гринберг, 1963; Аннаев, 1966).

Постоянный пропуск воды положительно сказывается также на устойчивости откосов канала. Полное осушение канала нежелательно также потому, что в период заполнения канала на участке песчаной пустыни будут большие потери воды на фильтрацию.

Для борьбы с песчаными заносами со стороны господствующего ветра (правый берег) вдоль всего канала запроектировано создание защитной лесной полосы шириной 60 м. Защитные устройства, способствующие зарастанию берега растительностью, показаны на рисунке 28.

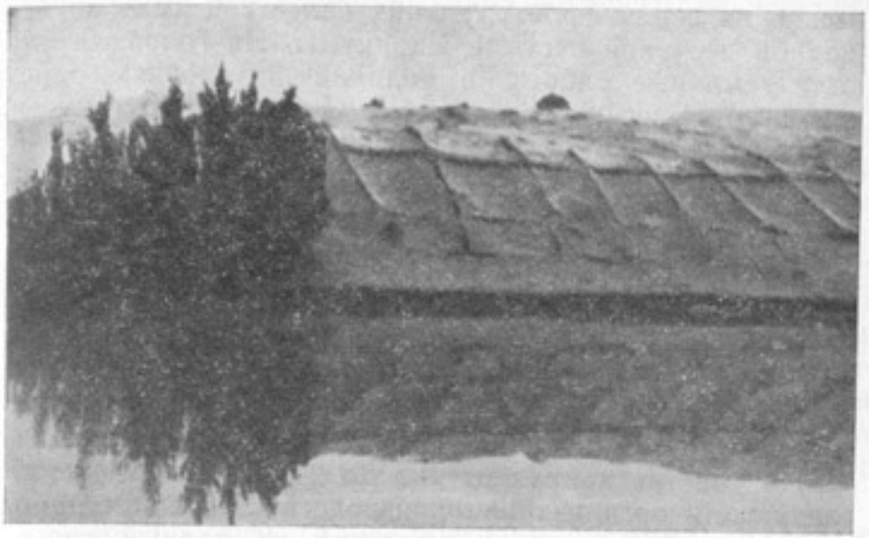


Рис. 28. Закрепление песчаного откоса канала клеточными защитными устройствами.

Организация работы на территории безводной пустыни предусматривала разработку канала в два этапа.

На первом этапе с левой стороны отрывали пионерный канал шириной по дну 9 м (его дно выше проектного на 2,5 м). С правой стороны для формирования откосов устраивали канал шириной 2,6 м. Эти каналы разрабатывали сухопутными снарядами (Гринберг, 1963).

На втором этапе землесосами разрабатывали профиль канала до проектных размеров. По мере окончания строительства пионерного канала сухопутные снаряды переходили на следующий участок, а на законченный участок пускали воду для работы на нем землесосов. Длина участка пионерного канала зависела от водопроницаемости грунтов. На участках с малой водопроницаемостью грунтов она составляла 12—15 км, а на участках с большей водопроницаемостью — 4—8,5 км. Таким образом, на участке песчаной пустыни канал был разработан так называемым мокрым способом, при котором воду строители вели за собой (Гринберг, 1963).

На участке канала от станции Захмет до р. Мургаба земляные работы выполняли сухопутными снарядами. Канал протяженностью 400 км строили одновре-

менно по всему фронту, из них более 250 км — по безводной песчаной пустыне Каракумы. На головном участке земляные работы выполняли в условиях действующего Бассага-Керкинского канала. Поэтому на уширенных участках из-за уменьшения скоростей течения воды и транспортирующей способности потока отлагалось большое количество наносов. За два года в Бассага-Керкинском канале отложилось около 1 млн. м³, что резко уменьшило пропускную способность этого участка канала, и в дальнейшем в процессе уширения пришлось проводить дополнительную очистку.

Л. М. Гринберг (1963) отмечает, что земляные сооружения, выполненные на Каракумском канале способом гидромеханизации, по качеству выше насыпных.

На участке канала от 100 до 244 км была принята следующая организация производства земляных работ: на первых 15 км канал выполнен на полный проектный профиль скреперами и бульдозерами, а дальше построен преимущественно на полный профиль способом саморазмыва (Аннаев, 1966; Сарыев, 1971).

Канал с выемкой глубиной до 7 м строили сразу на полный профиль. При выемках более 7 м экскаваторами разрабатывали пионерную траншею с последующей доработкой на полный профиль землесосами. На участках, где канал проходил в насыпи, приканальные дамбы возводили бульдозерами с коэффициентом откосов $m=4$. В процессе эксплуатации такие откосы оказались неустойчивыми, что вызвало необходимость выполаживания их до $m=8$. Материалом для дамб служили мелкозернистые пески. В процессе эксплуатации канала откосы всех дамб переформировались.

Участок с 308 км до р. Мургаба строили скреперами и экскаваторами.

Гидравлические характеристики I очереди Каракумского канала приведены в таблице 7.

Сечение канала и размещение дамб запланированы с учетом перспективного уширения и углубления канала. Уширение предполагалось только в левую сторону, поэтому правая дамба проектировалась постоянной, с учетом последующего повышения уровней воды в канале. Высокие дамбы возводили сразу на пропуск перспективных расходов воды.

Для обеспечения пропуска расходов II и III очередей канала в 1965 г. было построено новое головное

сооружение, подводящий канал которого на большей части совмещен с судоходным каналом.

Проект II очереди предусматривал продление канала от р. Мургаба до р. Теджена на 140 км с расходом около 55 м³/с, уширение канала I очереди на участке от 308 до 395 км для пропуска бо́льших расходов и строительство водохранилища емкостью 435 млн. м³ с полезным объемом 395 млн. м³.

По проекту II очереди Каракумского канала общая длина его от р. Амударьи до р. Теджена составила 535 км. На участке от р. Амударьи до р. Мургаба длиной около 400 км трасса проходит по каналу I очереди, который уширен и углублен на всем протяжении, при этом также отсечена часть разливов. На участке рек Мургаба и Теджена длиной 140 км канал построен заново.

Особенностью гидравлического режима Каракумского канала как I, так и II очереди является его нестабильность по длине вследствие различных топографических условий на трассе и характера формирования потока в озерной части канала и на разливах. Поэтому гидравлические расчеты были проведены проектным институтом «Туркменгипроводхоз» для характерных его участков.

Так, первый участок канала от р. Амударьи до озерной части был запроектирован с уклоном, равным 0,000115, что обеспечивало транспорт наносов в озеро.

Второй участок был выделен в пределах озерной части канала, где еще продолжаются руслоформирующие процессы, вызванные размывом и отложениями наносов. Озера интенсивно заиляются, причем наносы откладываются в виде конуса выноса, который по мере заиления вышележащих участков перемещается вниз. В процессе заиления озер уровни воды в них повышаются.

Третий участок канала от 100 км (при выходе из Келифских озер) пропускает осветленную воду, поэтому средние скорости ($v=0{,}5$—$0{,}7$ м/с) и продольный уклон ($I=0{,}000055$) запроектированы минимальными.

В таблице 8 приведены проектные гидравлические характеристики II очереди Каракумского канала.

При назначении уклонов II очереди исходили из условий неразмываемости и незаиляемости канала, командования над орошаемыми площадями и макси-

Таблица 7. Гидравлические характеристики I очереди Каракумского канала (по проекту)

Участок канала, км	Расход, м³/с	Уклон i, ‰	Ширина, м		Наполнение, м	Средняя скорость, м/с	
			по дну b	по урезу воды B		максимальная	минимальная
0,7—50	65—130	0,122	23—28	42—48	3,6	0,97	0,93
100—178	52—88	0 050	15	47	4,5	0,60	0,57
178—350	59—83	0,055—0,06	6—11	35—40	4,2—4,4	0,68—0,80	0,65—0,76
350—391	34—44	0,065	6—9	25—30	3,6	0,64	0,57

Таблица 8. Гидравлические характеристики II очереди Каракумского канала

Участок канала, км	Расход, м³/с	Уклон i, ‰	Ширина по дну b, м	Наполнение, м	Средняя скорость, м/с	
					максимальная	минимальная
0,7—50	103—198	0,0115	17—20	5,05—5,15	0,97	0,88
100—178	93—164	0,055	22	5,60—5,65	0,70	0,51—0,56
178—283	87—156	0,045	24	5,24—5,65	0,67	0,51—0,58
283—326	72—138	0,055	21	4,58—5,24	0,66	0,53—0,54
326—357	66—131	0,055	22	5,0	0,65	0,52
357—397	64—95	0,06	17	4,50—4,58	0,59—0,66	0,54
397—405	26—76	0,065	16	4,50	0,58	0,42
405—455	21—70	0,05	14	3,57—4,50	0,40—0,50	0,35
455—535	29	0,05	3,5—6,0	3,20—3,57	0,42—0,48	0,30

мального использования построенных сооружений и дамб I очереди канала.

На участке канала от 178 до 308 км продольные уклоны свободной поверхности в прорезях благодаря разливам получены значительно бо́льшие, чем уклоны дна. Так, при продольном уклоне дна на этом участке 0,000045 уклоны свободной поверхности для группы прорезей составляют 0,00007—0,000074.

Учитывая, что разливы значительно увеличивают потери воды из канала и что происходит интенсивное зарастание их водной растительностью, усложняющее эксплуатацию канала, в проекте II очереди намечено отсечь часть разливов, где не требуется большого объема земляных работ.

Глубина наполнения канала назначалась из условия судоходства и незарастания водной растительностью. Канал не будет зарастать водной растительностью, если наполнение его в летнее время (которому отвечает максимум пропускного расхода) составит не менее 5,5 м, а мутность — не менее 0,1 кг/м³. В соответствии с этим глубина наполнения II очереди канала на участке выхода его из Келифских озер при максимальном расходе принята равной 5,5 м. Эта глубина постепенно уменьшается по длине канала пропорционально потере уровней на перегораживающих сооружениях.

В зоне судовой волны канала II очереди $m=8$, а на нижележащей части откоса $m=3{,}5$. Такое заложение откосов обеспечивает их устойчивость без защитных одежд при воздействии судовых воли, возникающих при скорости движения водного транспорта на канале от 4,6 до 7,6 км/ч. Откосы выше уровня воды назначены из расчета их устойчивости в зависимости от грунтов: для связных грунтов $m=2$, с разгрузочными бермами по высоте через 5 м и при ширине 2 м; для песчаных грунтов $m=4$ (из условия производства работ бульдозерами). При проектировании низовых (сухих) откосов приканальных дамб коэффициент откоса был принят из условия устойчивости от ветровой эрозии: для несвязных грунтов $m=6$; для связных $m=2$.

В 1961 г. институт «Туркменгипроводхоз» составил проектное задание III очереди Каракумского канала. Схема регулирования мутности, принятая для I очереди, сохранена; при этом в подводящих каналах-отстойниках оседало в соответствии с транспортирующей спо-

собностью магистрального канала примерно от 60% (0,7 км) до 30% (31 км) твердого стока наносов. Остальная часть наносов осаждалась в естественных отстойниках Келифских озер. Суммарный объем наносов, поступающих в канал, составлял более 13 млн. м³/год, из них в отстойниках оседало в среднем 30—40%, а объем очистки достигал 5 млн. м³.

В проекте III очереди канала было предусмотрено осуществить водозабор из реки двумя подводящими каналами-отстойниками в зимний период (межень) и одним каналом — в летний период.

Основные гидравлические элементы третьей очереди канала приведены в таблице 9 (по проекту).

На остальных участках (между 972 и 1000, 1014 и 1022, 1100 и 1115 км) сечение полигональной формы. В зоне воздействия судовых и ветровых волн на участках р. Амударьи до 474 км $m=12$, а на участке от 537 до 756 км $m=8$. Высота этой выположенной части откоса около 1 м.

Сейчас ведется строительство IV очереди канала с головным расходом водозабора около 580 м³/с. После осуществления IV очереди протяженность канала будет равна 1115 км. В проекте незначительно увеличена глубина наполнения канала, несколько уменьшены его продольные уклоны и средние скорости потока на участке ниже Келифских озер.

В настоящее время в Каракумский канал ежегодно поступает около 30 млн. т наносов: в весенне-летний период 75—80%, в осенне-зимний 20—25%. Эти наносы частично (примерно $^1/_5$ часть общего количества поступающих при водозаборе наносов) осаждаются в головных отстойниках. Почти полностью поток осветляется в Келифских озерах, которые играют роль естественных отстойников. Большая часть из этих озер уже заилена, и в ближайшее время ожидается поступление амударьинских наносов на участки Каракумского канала, лежащие ниже этих озер.

Чтобы поддерживать запроектированную трассу канала, а также производить уширения и спрямления русла для пропуска бóльших расходов воды, на Каракумском канале постоянно работают земснаряды (табл. 10).

Суммарные затраты на очистку и ремонт каналов после строительства (в период начальной эксплуата-

Таблица 9. Гидравлические элементы III очереди Каракумского канала

Участки канала, км	Расход, м³/с	Уклон i, ‰	Ширина по дну, м	Наполнение, м	Средняя скорость, м/с		Сечение
					минимальная	максимальная	
0—50	225—317	0,0115	36	4,2—5,3	1,0	1,15	Полигональное
100—178	210—271	0,054	42	5,0—5,6	0,64	0,84	Полигональное
178—326	202—261	0,045	24	5,0—5,6	0,61	0,68	Параболическое
326—405	170—212	0,060	34	4,7—5,2	0,73	0,82	Полигональное
405—474	114—172	0,050	20	4,0—4,8	0,53	0,63	Параболическое
535—650	49—90	0,050	33—23	3,0—4,5	0,42	0,71	Полигональное
650—756	46—83	0,050	22	3,0—4,2	0,54	0,69	»
756—784	42—57	0,057	45	3,3—3,9	0,53	0,58	Параболическое
784—792	42—57	0,060	43—35	4,3—4,6	0,75	0,82	Полигональное
792—837	42—57	0,060	45	3,2—3,9	0,53	0,59	Параболическое

Таблица 10. **Число земснарядов и объемы вынутого грунта**

Год	Число земснарядов	Объем вынутого грунта, млн. м³	Год	Число земснарядов	Объем вынутого грунта, млн. м³
1960	82	23,3	1967	103	37,4
1961	76	15,0	1968	99	39,9
1962	81	13,4	1969	102	35,0
1963	94	41,5	1970	115	41,9
1964	111	26,0	1971	115	35,1
1965	142	37,9	1972	124	43,2
1966	111	86,5			

Примечание. Приведены только работы, производимые до 535-го километра трассы канала в основном в три смены; стоимость 1 м³ грунта в среднем 0,4—0,5 руб.

ции) в десятки раз больше, чем в последующие годы (период установившейся нормальной эксплуатации). Поэтому важно изучить основные особенности формирования земляных каналов в первые годы эксплуатации.

ОСОБЕННОСТИ ФОРМИРОВАНИЯ УСТОЙЧИВОГО РУСЛА КАНАЛА В ПЕРВЫЕ ГОДЫ ЭКСПЛУАТАЦИИ

В первые годы эксплуатации Каракумского канала на его отдельных участках наблюдались интенсивные русловые переформирования: местные локальные уширения, меандрирование, движение осередков и побочней, образование островов и др. (Гринберг, 1963; Аннаев, 1966; Сарыев, 1971; Алтунин, Аннаев, Аширов, 1975).

Наиболее ярко эти руслоформирующие процессы происходят на песчаных участках канала. При этом характер этих процессов в период строительства I очереди канала (до 1960 г.) и в настоящее время несколько различен.

В строительный период на песчаных участках сразу же после пропуска воды происходили интенсивный размыв, обрушение откосов канала на всем его протяжении и возникновение перемещающихся плесов и перекатов, что вызывало потерю устойчивости в плане и образование меандр. Наибольшие обрушения и русловые переформирования отмечались на участках, где канал проходил в барханных прорезях. На ряде участков канала перекаты образовывались из тех масс песка, которые осыпались при деформации невыровненных отвалов.

Л. М. Гринберг (1963) отмечал, что при уклоне канала $I=0{,}000055$ и средней скорости 0,7—0,75 м/с глубина в канале устанавливалась порядка 1,6—1,7 м и канал при этом разрабатывался в ширину. При том же уклоне канала, но скорости 0,4—0,5 м/с глубина сохранялась в пределах расчетной (3,7 м).

Начиная с 1956 г. в Келифских озерах из-за интенсивного отложения наносов начали образовываться отмели и рукава и происходило, как правило, зарастание тростником, приведшее к повышению потерь на испарение.

В процессе строительства и эксплуатации Каракумского канала происходило также интенсивное зарастание берегов. Кроме того, имелись благоприятные условия и для развития водорослей: пропуск в канал осветленной воды, взвешенные наносы которой отлагались в озерах; незначительные скорости потока (около 0,3 м/с) и небольшие глубины (до 3 м).

Зарастание живого сечения канала водорослями приводило к резкому увеличению коэффициента шероховатости и как следствие этого к уменьшению пропускной способности канала. На заросших участках канала коэффициенты шероховатости значительно изменялись во времени в зависимости от фаз развития растительности. В летний период коэффициенты шероховатости превышали проектную величину и достигали значения 0,04 и более. В наиболее холодный период года (ноябрь — февраль), когда вегетация водной растительности прекращается и она, отмирая, опускается на дно канала, коэффициенты шероховатости уменьшались до 0,03 и менее (Аннаев, 1966).

В конце 1957 г. русло, сформированное на заилившемся участке озера Двадцатка (47—50 км) сбросными водами Бассага-Керкинского канала при расходе воды около 10 м³/с, имело по урезу 14—16 м и продольный уклон 0,00065. До 1957 г. вода из Бассага-Керкинского канала сбрасывалась в озера; образовалось множество мелководий, поросших камышом. После включения цепи озер в трассу Каракумского канала (1958 г.) уровень воды в озерах поднялся. На мелководных озерах, где глубина не превышала 2,5 м, растительность существенно повлияла на процесс заиления.

Отсутствие перепадного сооружения в створе 50 км канала вызвало интенсивный размыв его ложа, а продукты размыва в виде наносов поступили в озера. Только с июня 1958 г. по декабрь 1961 г. количество таких наносов достигло примерно 7 млн. м³ и с января 1962 г. по декабрь 1963 г. — 5 млн. м³. В основном это были песчаные фракции с диаметром 0,1—0,25 мм, так как наиболее интенсивному размыву подвергались участки канала, сложенные песчаным грунтом.

На всех участках канала имели место значительные уширения русла. За 1956—1970 гг. на I очереди канала на песчаных участках ширина русла увеличилась на 50—70 м, на супесчаных участках — на 40—50 м и на глинистых участках — на 20—30 м (Аннаев, 1966; Сарыев, 1971).

В результате искривления динамической оси потока на прямолинейных участках Каракумского канала при колебаниях уровней воды наблюдались интенсивные плановые уширения в виде воронок, как при дейгише в условиях р. Амударьи (Сарыев, 1971; Алтунин, Аннаев, Аширов, 1975). Такие размывы берегов (типа дейгиша, характерного для р. Амударьи) возникали и в нижних бьефах перегораживающих сооружений и мостовых переходов. Особенно активно такого рода деформации происходили в первые годы эксплуатации канала.

В настоящее время на участках интенсивных переформирований русла стремятся сохранить запроектированную трассу канала. С этой целью производятся искусственные уширения и спрямления русла для пропуска больших расходов воды (более 400 м³/с).

Общая площадь зеркала воды по Каракумскому каналу (I очередь) равна 117 км², в том числе по озерам 82 км². Общая сумма испарения по каналу в летний период составила около 18 м³/с, в том числе по озерам примерно 12 м³/с.

Общие потери на фильтрацию и испарение по каналу достигают 42 м³/с при водозаборе 65 м³/с (в первые годы эксплуатации) и примерно 55 м³/с при водозаборе 130 м³/с (Гринберг, 1963).

Средняя мутность воды при входе в канал в первые годы эксплуатации (в створе 0,7 км) колебалась примерно от 5 до 9 кг/м³ (рис. 29). В створах 31-го, 50-го и 70-го километров она составляла соответственно 0,8—5,8, 1—5,4 и 0,7—3 кг/м³. Мутность воды во всех

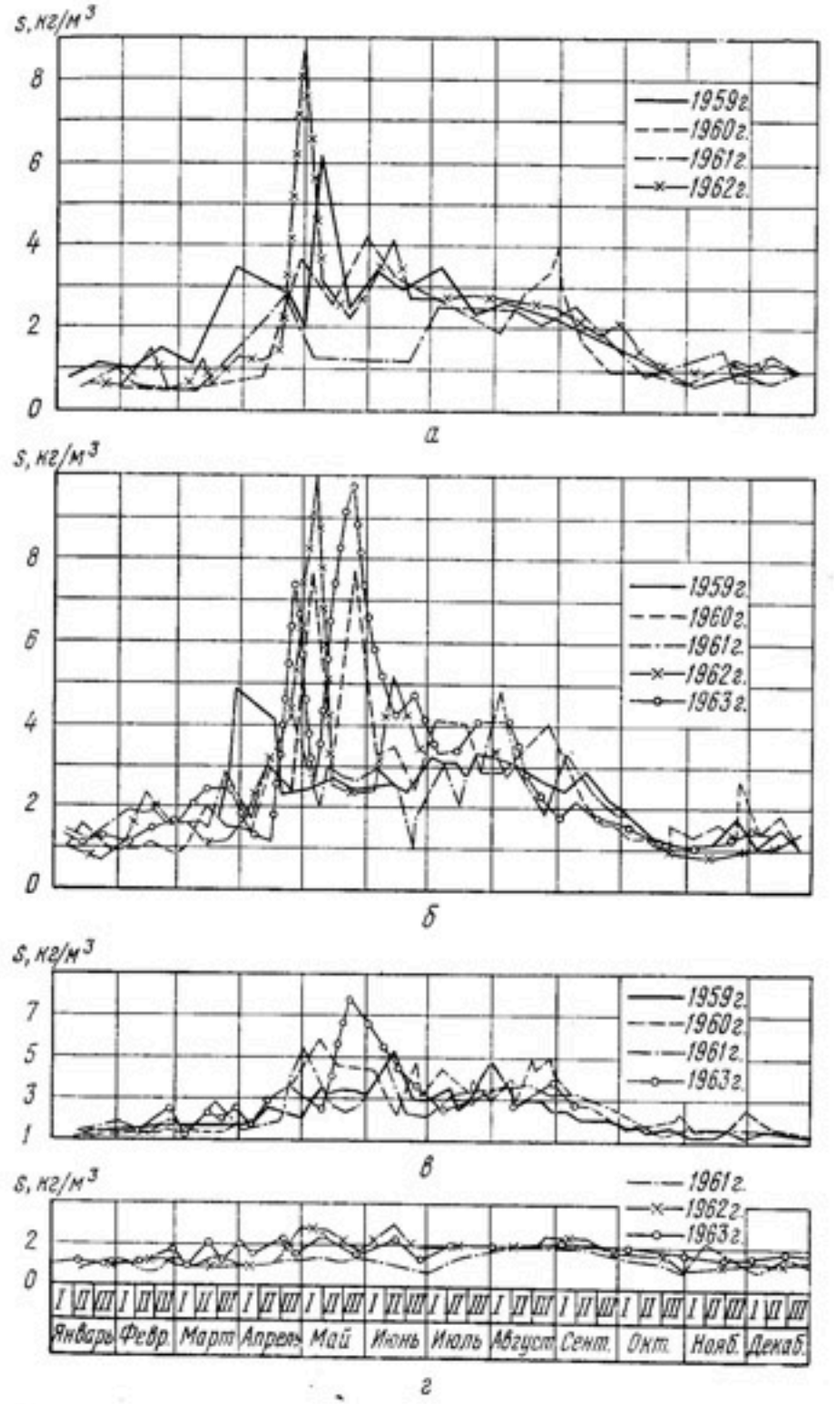


Рис. 29. Ежегодные изменения средней мутности потока по длине Каракумского канала:

а — 0,7-й километр; *б* — 31-й километр; *в* — 50-й километр; *г* — 70-й километр.

створах в весенне-летний период увеличивается, а в осенне-зимний — уменьшается в соответствии с изменением расхода воды (Аннаев, Андов, 1973; Балакаев, 1978).

В наносах на участках от головы до Келифских озер в основном преобладают частицы диаметром 0,01—0,05 мм. В межень (ноябрь — февраль) содержание фракций диаметром больше 0,05 мм несколько увеличивается, а диаметром меньше 0,01 м уменьшается. Количество наносов фракций диаметром больше 0,05 мм несколько повышается (март — октябрь) по длине канала на расстояние до 50 км. Средняя мутность воды также возрастает на этом участке вследствие размыва в основном берегов русла.

Заметное изменение стока наносов наблюдалось на 50-м километре канала за 1959—1963 гг. — от 9 до 13,5 млн. т. Постоянное увеличение стока наносов в конце головного участка (70 км) объясняется уменьшением осаждения наносов в вышерасположенных малых озерах и возрастанием расходов воды в канале. Так, если в 1959 г. сток наносов был равен 0,7 млн. т, то в 1963 г. он уже приближался к 10,8 млн. т. При этом наблюдалось его увеличение вниз по течению канала. Если на 0,7 км канала сток наносов был равен 7,3 млн. т, то на 31 км — 8,3, а на 50 км — 10,5 млн. т. (Алтунин, Аннаев, Аширов, 1975; Балакаев, 1978).

За 1958—1961 гг. произошло заиление всех малых озер и узкой части озера Каргалы, расположенной на трассе канала до 75 км. В дальнейшем зона заиления продвинулась вниз по течению к широкой части озера Каргалы и к цепи нижерасположенных крупных озер. Объем всех озер в июне 1958 г. был равен 236 млн. м³, площадь водного зеркала составляла 53 км². К январю 1962 г. свободный объем уменьшился до 211 млн. м³, а площадь зеркала сократилась до 51 км². В 1961 г. на заиленном участке озер в период больших расходов (май — сентябрь) площадь мелководий с глубиной 0,2—0,4 м составляла 15,4 км². Большая часть этой площади поросла тростником. За 1958—1963 гг. в озера поступило 41,9 млн. м³ наносов, которые почти полностью осели в малых озерах и в озере Каргалы. В 1965 г. мелкие наносы транспортировались уже до 85 км. К началу 1966 г. свободная емкость Келифских озер равнялась только 125 млн. м³.

Взвешенные наносы, которые транспортировал поток на участке от 105 до 184 км, полностью оседали в Средних озерах (184—204 км). На 205-м километре поток уже содержит незначительное количество взвешенных наносов, несмотря на то что озера к настоящему времени почти полностью заилились и на их месте образовалось русло, несколько извилистое в плане.

ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РЕЖИМ ДИНАМИЧЕСКИ УСТОЙЧИВОГО КАНАЛА И ПРОЦЕССЫ РУСЛОФОРМИРОВАНИЯ

Расходы воды в канале начиная с марта — апреля плавно увеличиваются и доходят до максимума в июле — августе, а затем начиная с конца сентября идет значительное их уменьшение в связи с окончанием вегетационного периода и падением уровней воды в р. Амударье. Это подтверждается хронологическими графиками измерения расходов и уровней воды по створам 0,7 и 210 км канала за 1960 и 1970 гг. (рис. 30). Ежегодно расходы воды увеличиваются на 10—30 м³/с (табл. 11).

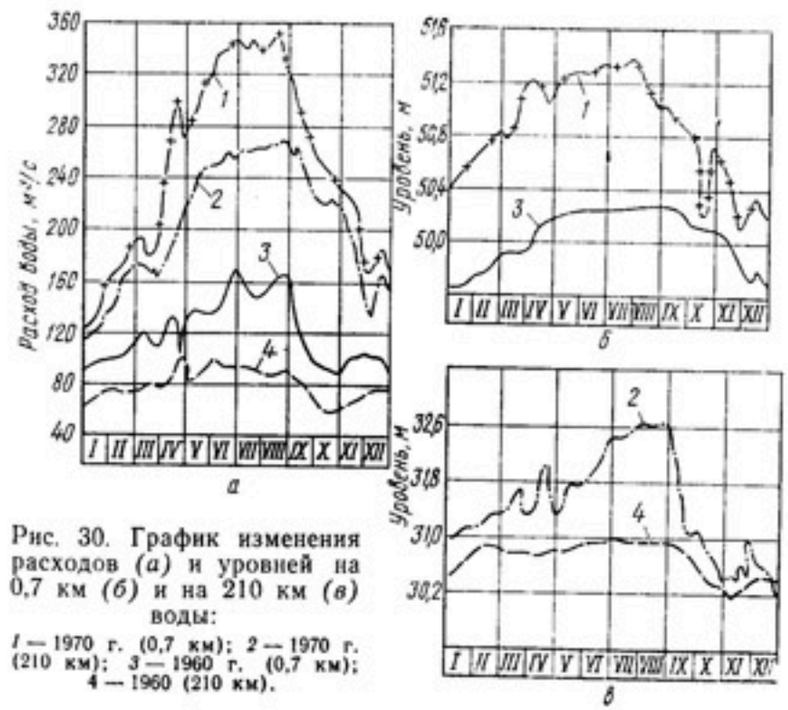


Рис. 30. График изменения расходов (*а*) и уровней на 0,7 км (*б*) и на 210 км (*в*) воды:

1 — 1970 г. (0,7 км); *2* — 1970 г. (210 км); *3* — 1960 г. (0,7 км); *4* — 1960 (210 км).

Таблица 11. **Фактические максимальные** (числитель) **и минимальные** (знаменатель) **расходы воды**

Гидроствор, км	Расход, м³/с										
	1959 г.	1960 г.	1961 г.	1962 г.	1964 г.	1965 г.	1967 г.	1969 г.	1970 г.	1973 г.	1976 г.
0,7	150 / 80	165 / 90	174 / 100	178 / 110	202 / 120	223 / 140	284 / 170	315 / 155	335 / 170	400 / 150	430 / 175
210	90 / 60	100 / 65	113 / 65	116 / 85	146 / 100	163 / 105	212 / 125	235 / 120	260 / 130	325 / 160	310 / 155

Примечание. Натурные исследования русловых процессов на Каракумском канале проводит ТуркменНИИГиМ (Аннаев, 1966).

В настоящее время расход воды колеблется от 150—200 до 400 м³/с и более в летний период в зависимости от уровней и расходов воды в р. Амударье. Многочисленные водовыделы и насосные установки, расположенные на участке от головы до 50-го километра канала, в период вегетации забирают до 35—40 м³/с воды. Из них наиболее крупный водовыдел — Бассага-Керкинский магистральный канал.

В связи с большой аккумулирующей емкостью Келифских озер в отдельные периоды, особенно при падении расходов воды, поступающих в озера, расходы, выходящие из озер, были больше поступающих. Поэтому колебание расходов воды ниже этих озер незначительное.

За Средними озерами колебание расходов воды также небольшое, так как большие водовыделы имеются только ниже 310 км канала, где и начинается более значительное изменение расхода воды по длине канала.

Амплитуды колебаний уровней воды достигают на начальном участке канала (0,7 км) 1—1,8 м, на 31-м километре — 0,7—1 м, на 50-м километре — 0,9—1,1 м, в концевой части Келифских озер 0,2—0,3 м и на участке 100—210 км — 0,4—1 м. В районе 210 км наблюдалось резкое снижение уровней воды при уширении и углублении русла для пропуска больших расходов воды. В последующие годы амплитуда колебаний расхода и уровня воды по всей длине канала не претерпела заметного изменения по сравнению с начальным периодом эксплуатации канала.

Продольные уклоны, сформированные в процессе русловых деформаций и отвечающие предельному состоянию динамически устойчивого русла Каракумского канала, имеют следующие значения (Аннаев, 1966; Алтунин, Аннаев, Аширов, 1975):

для глинистых грунтов . .	0,00013—0,00018
для легких суглинков и супесей	0,00009—0,00013
для мелкопесчаных грунтов	0,00004—0,00009

Изменение в течение года режима работы канала влияет на размеры и форму русла. Происходит непрерывный процесс переформирования русла, поэтому можно рассматривать только его относительную устойчивость, то есть на отдельных участках канала при постоянных расходах воды продольный уклон, средняя глубина и ширина практически во времени не изменяются.

Средняя скорость, соответствующая относительно устойчивому состоянию русла канала, в значительной степени зависит от мутности потока и грунтовых условий. Так, на супесчаных участках средняя скорость потока, несущего значительное количество взвеси, изменялась в пределах 0,7—1,4 м/с, а при $s<1$—2 кг/м³ $v=0{,}7$—1,1 м/с. Пределы изменения скорости на глинистых участках несколько повышались ($v=0{,}9$—1,5 м/с), а на песчаных участках канала значительно уменьшались ($v=0{,}5$—0,8 м/с).

Почти на всех участках канала к 1961—1963 гг. выработались относительно стабильные формы русла, которые образуются тем раньше, чем подвижнее грунты (рис. 31).

В течение 1975—1976 гг. совместные экспедиции Туркменского научно-исследовательского института гидротехники и мелиорации (ТуркменНИИГиМ), Московского института инженеров железнодорожного транспорта (МИИТ), Государственного гидрологического института (ГГИ), Ленинградского политехнического института (ЛПИ) и Московского гидромелиоративного института (МГМИ) провели комплексные натурные исследования на трассе Каракумского канала с применением аэрофотосъемки и эхолотов. Они установили, что длина гряд $l_г=30$—50 м (по длине канала), высота $h_г=0{,}4$—0,6 м. Это свидетельствует о том, что общая

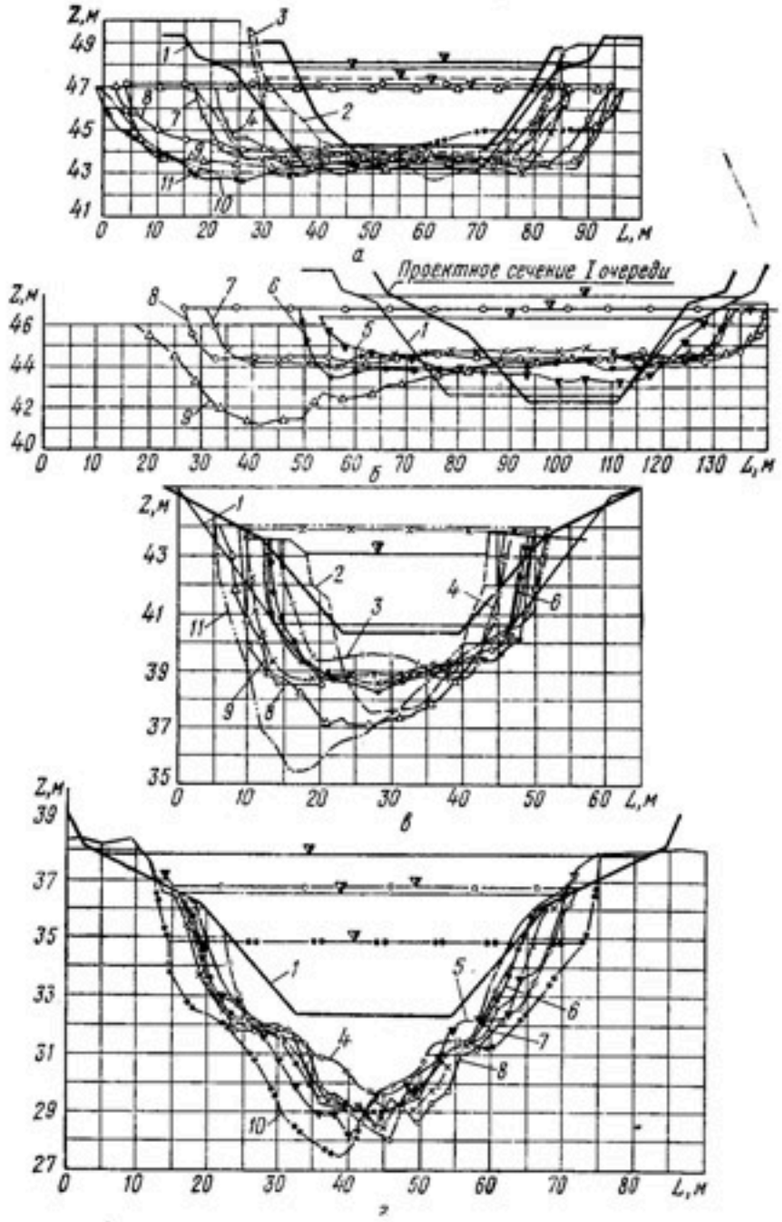
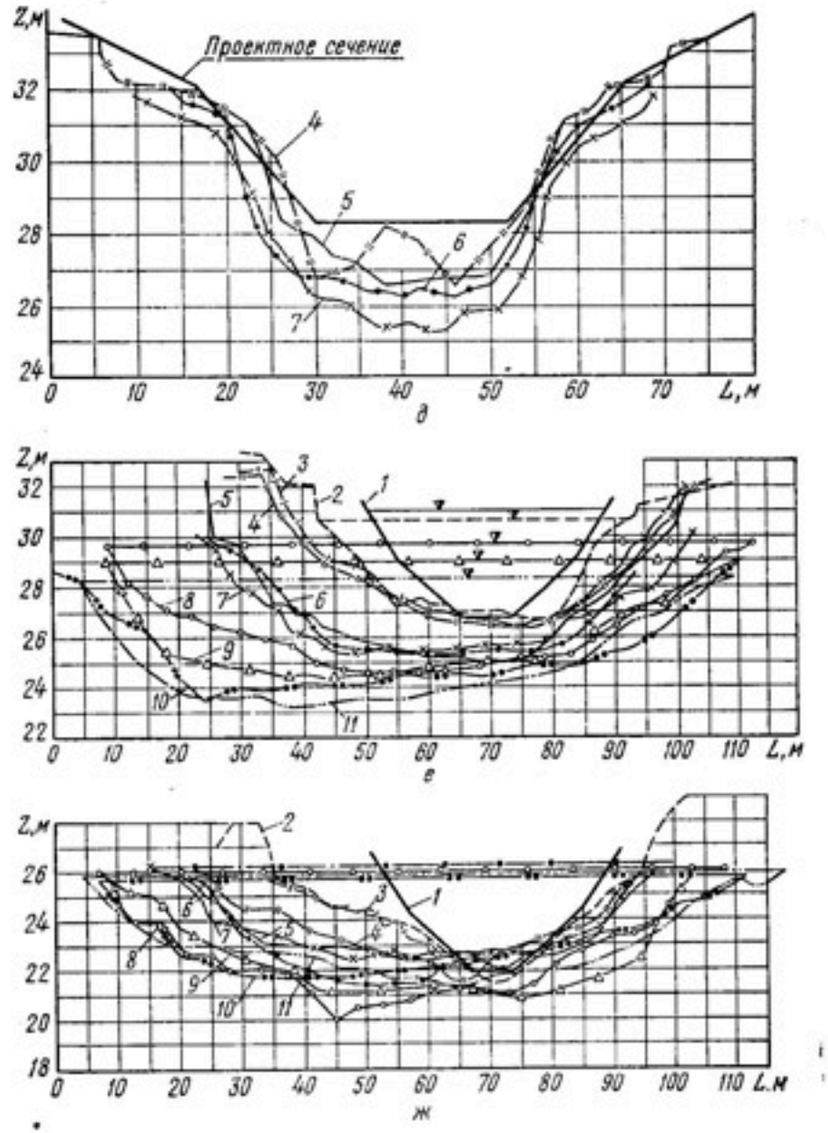


Рис. 31. Поперечные сече

а — 31-го километра; *б* — 33-го километра; *в* — 50-го километра; *г* — 101-го
1 — проектное сечение III очереди строительства канала; *2* — июнь, 1960 г.;
7 — август, 1965 г.; *8* — июль, 1966 г.; *9* — июнь, 1968 г.; *10* — август,



ния канала в створах:

километра; *д* — 175-го километра; *е* — 210-го километра; *ж* — 295-го километра;
3 — декабрь, 1961 г.; *4* — июль 1962 г.; *5* — ноябрь, 1963 г.; *6* — ноябрь, 1964 г.;
1969 г.; *11* — июнь, 1970 г.; *z* — условные отметки; *L* — расстояние.

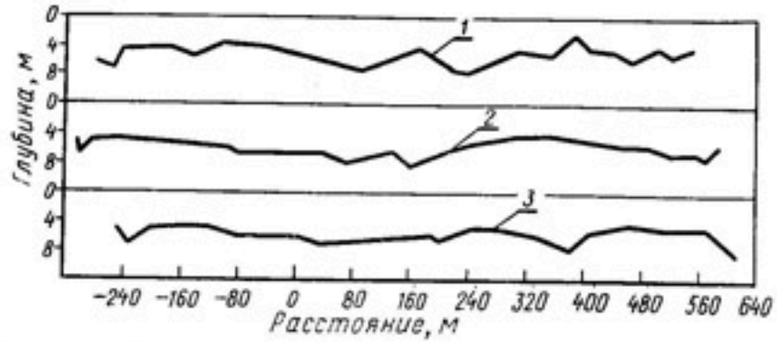


Рис. 32. Продольные профили канала в мелкопесчаных грунтах:

1 — на расстояние 20 м от уреза правого берега; *2* — по динамической оси потока; *3* — на расстоянии 25 м от уреза левого берега.

неустойчивость русла связана с образованием гряд на дне канала.

Характерные продольные профили для различных участков Каракумского канала, сложенных несвязными грунтами, приведены на рисунке 32. Грядовые образования, снятые с помощью эхолота (рис. 33) на Каракумском канале, были зафиксированы также на мелких и средних земляных каналах в различных грунтовых условиях (Саратовский, Палласовский каналы и др.).

Для прогнозирования основных гидравлических характеристик (параметра формы русла $B/h_{ср}$, коэффициента шероховатости n и допускаемой скорости $v_{доп}$) были использованы натурные данные по земляным каналам бассейна р. Амударьи (Аннаев, Аидов, 1973; Алтунин, Аннаев, Аширов, 1975).

Рисунок 34 показывает, что четкого влияния формы русла на коэффициент шероховатости не наблюдается, причем здесь использованы данные по каналам, бассейна р. Амударьи и ее дельтовым протокам.

На рисунке 35 приведены графики зависимости $n=n(Q)$ для каналов и дельтовых протоков, проходящих в различных грунтовых условиях. Анализ этого графика показывает, что коэффициент шероховатости обратно пропорционален расходу воды.

На рисунке 36 по натурным и лабораторным данным (см. главу 5) построен график зависимости (максимальных и минимальных) коэффициентов шероховатости n при различных расходах воды Q. Необходимо от-

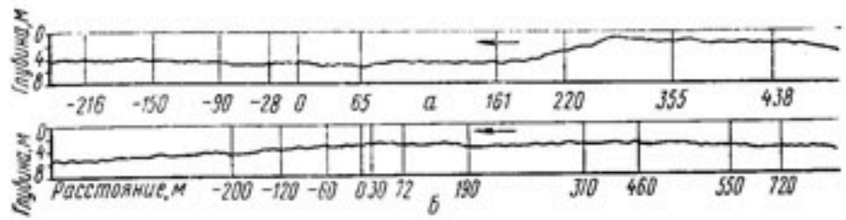


Рис. 33. Характер грядового строения дна для участков канала, сложенных связными (*а*) и несвязными (*б*) грунтами.

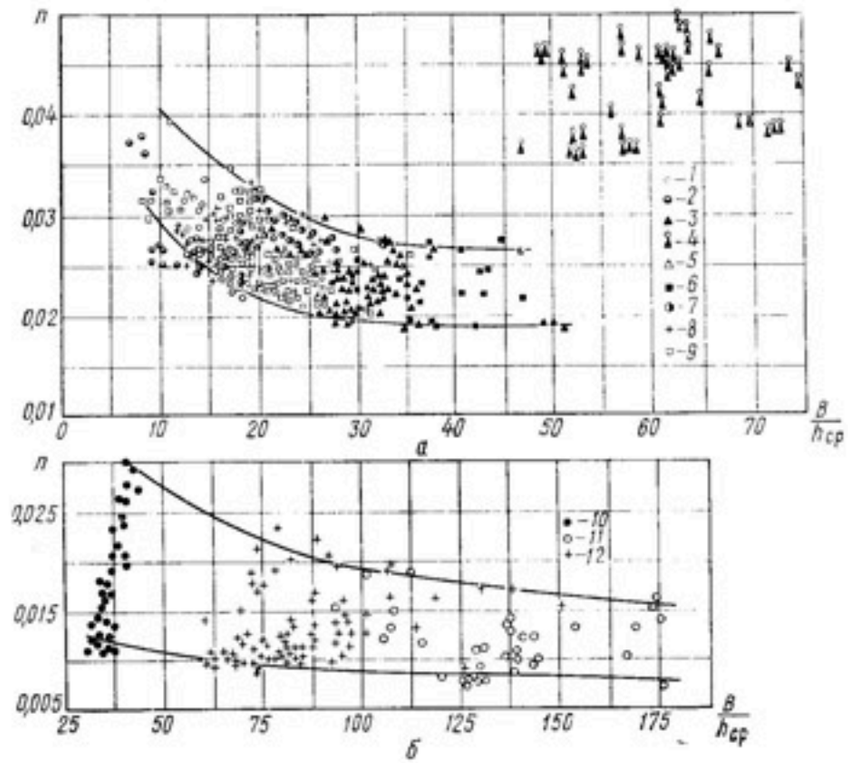


Рис. 34. График зависимости $n=n(B/h_{ср})$ для каналов (*а*) и дельтовых протоков р. Амударьи (*б*):

1, 2, 3, 4 — Каракумский канал (*1* — супесчаный участок, *2* — глинистый участок, *3* — песчаный участок, *4* — то же, после работы землесосов); *5* — канал Клычниязбай; *6* — канал Шават; *7* — канал Советяб (*5, 6, 7* — сугликистые участки); *8* — канал им. В. И. Ленина; *9* — канал Кызкеткен (*8, 9* — гликистые участки); *10* — проток Кипчакдарья; *11* — проток Акдарья; *12* — проток Инженер-Узяк.

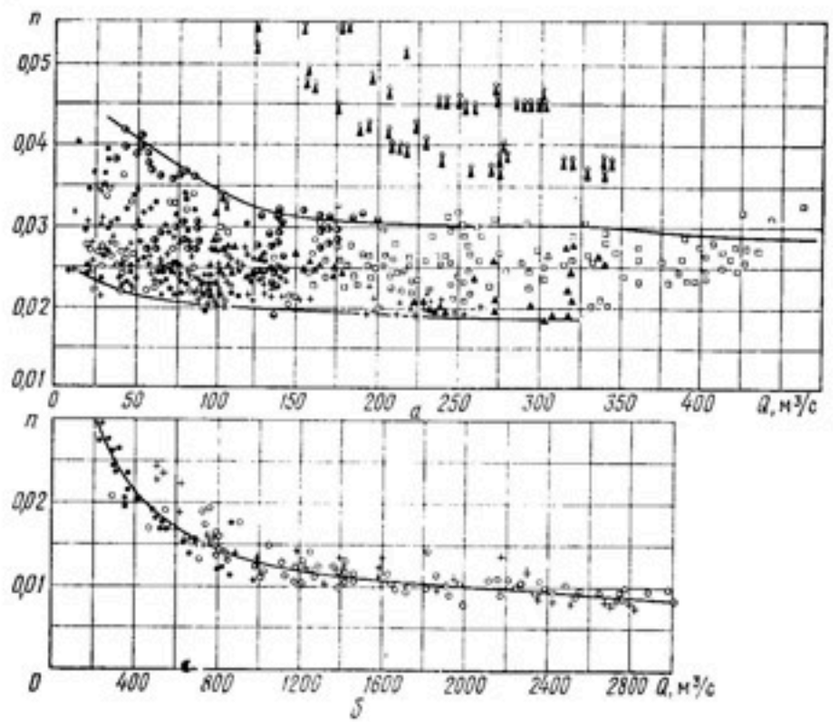


Рис. 35. График зависимости $n=n(Q)$ для каналов (*а*) и дельтовых протоков (*б*) (обозначения те же, что и на рис. 34).

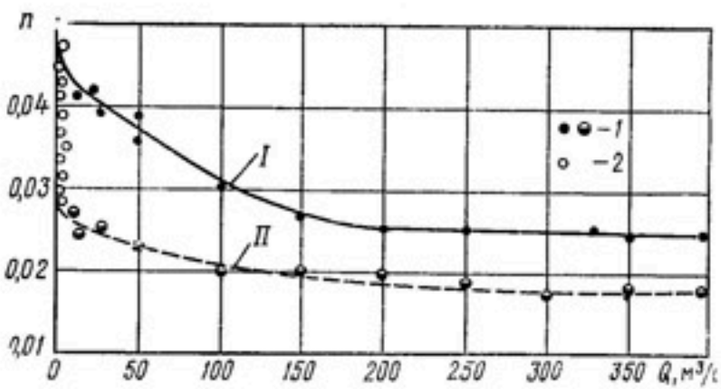


Рис. 36. График зависимости максимальных (*I*) и минимальных (*II*) коэффициентов шероховатости n при различных расходах воды Q:

1 — натура; *2* — модель.

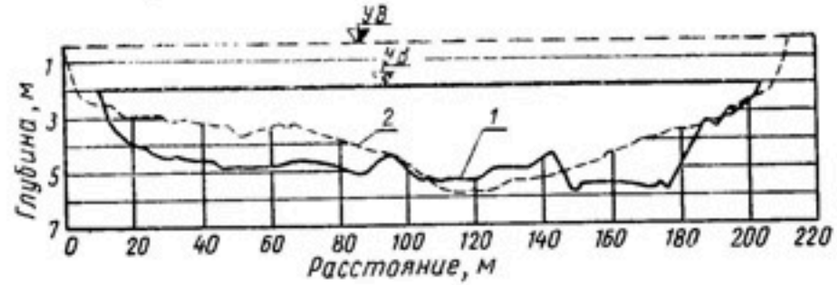


Рис. 37. Переформирование живого сечения Каракумского канала (223 км), сложенного мелкопесчаными грунтами, после землечерпательных работ:

1 — поперечное сечение в мае 1976 г.; *2* — то же, в июле 1976 г.

метить, что полученные значения n при расходах $Q>200$ м³/с соответствуют рекомендациям кафедры гидравлики ЛПИ для устойчивых сечений каналов в мелкопесчаном грунте (Троицкий, 1976).

Анализ графика, приведенного на рисунке 36, показывает различный характер изменения коэффициента шероховатости n в зависимости от пропускаемого расхода воды Q. До $Q\leqslant 50$ м³/с максимальные значения коэффициента n стремительно уменьшаются, хотя минимальные уменьшаются меньше, особенно при $Q>1$—2 м³/с. Такие земляные каналы можно отнести к мелким. Для средних каналов ($Q=50$—200 м³/с) диапазон значений n с увеличением расхода Q начинает сужаться, а для больших каналов ($Q=200$—400 м³/с) кривая зависимости $n=n(Q)$ уполаживается. Если привлечь данные по дельтовым протокам р. Амударьи и рассматривать их как русла, находящиеся в предельной динамической устойчивости, то к большим каналам можно отнести водотоки с расходами воды примерно до 1000 м³/с, а дальше, при $Q>1000$ м³/с, четкого влияния расхода воды на коэффициент шероховатости не наблюдается, и эти водотоки можно отнести к очень большим каналам. Поэтому для таких каналов ($Q\geqslant 1000$ м³/с) можно принимать лимитные значения коэффициента n независимо от Q примерно одинаковые (например, для $Q=1000$ м³/с $n=0{,}011$—$0{,}016$, а для $Q=2400$ м³/с $n=0{,}01$—$0{,}014$).

Интересно проследить влияние уширения каналов способом гидромеханизации на коэффициент шерохо-

ватости $n_г$ и форму русла. После такого искусственного уширения и углубления, как правило, скорость меньше неразмывающей и, кроме того, образуются значительные неровности дна, которые сравнительно быстро сглаживаются (рис. 37). Но в первый период коэффициент шероховатости $n_г \gg n$.

В процессе руслоформирования таких искусственно разработанных сечений с помощью земснарядов (сечение *1*, рис. 37) возникали значительные колебания отметок дна, но за короткий период (5 мая — 26 июля 1976 г.) произошло значительное сглаживание этого сечения (сечение *2*, рис. 37).

Рассмотрев некоторые общие вопросы проектирования мелиоративных каналов в земляных руслах и сформулировав основные требования к проектированию устойчивых каналов, необходимо разработать методику гидравлического расчета таких каналов.

Первая задача — изучение кинематической структуры потока в статически и динамически устойчивых руслах. Решение этой задачи позволит связать проблему движения наносов с кинематической структурой потока размываемого русла и получить расчетные зависимости для основных гидравлических параметров, необходимых при проектировании каналов без защитных покрытий.

ВОПРОСЫ ПРОЕКТИРОВАНИЯ И ЭКСПЛУАТАЦИИ ВОДОСБРОСНЫХ КАНАЛОВ-КОЛЛЕКТОРОВ

В современных условиях многие водосбросные каналы-коллекторы, особенно в бассейне р. Амударьи, отводят воду за пределы водных бассейнов в различные понижения и впадины, где вода испаряется.

В настоящее время намечаются мероприятия, обеспечивающие отвод коллекторно-сбросных вод с орошаемых территорий в водотоки с последующим их использованием. Для этого предусмотрено сооружение водосбросных каналов-коллекторов значительной протяженности (рис. 38).

В таблице 12 даны основные параметры больших водосбросных каналов-коллекторов.

При проектировании и эксплуатации сбросных каналов-коллекторов надо также учитывать те особенности гидравлического режима, которые характерны для мелиоративных каналов в земляных руслах.

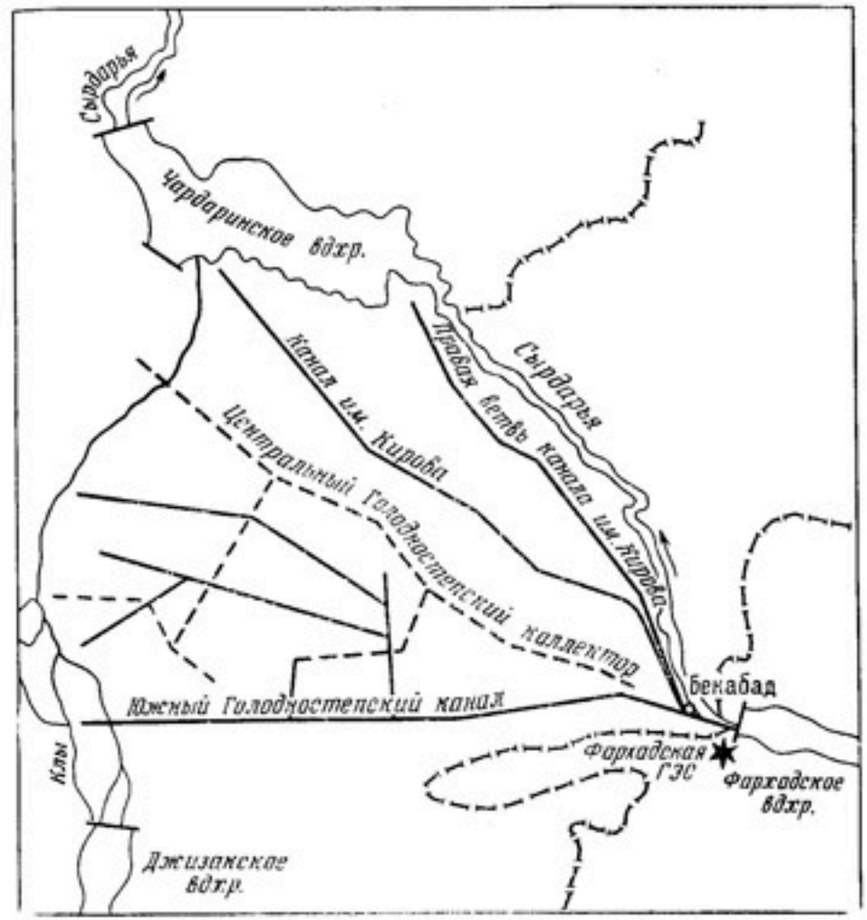


Рис. 38. Схема Центрального Голодностепского водосбросного канала-коллектора.

В качестве примера можно привести магистральный коллектор Дарьялык протяженностью 295 км с пропускной способностью 267 м³/с. Дарьялыкский коллектор образуется от слияния Диванкульского и Шаватанреевского коллекторов. В магистральный коллектор Дарьялык впадают многочисленные коллекторы (Чабатабентский и др.). Дарьялыкский коллектор соединяется с Озерным коллектором и впадает в Сарыкамышское озеро.

Дарьялыкский коллектор периодически реконструируют для того, чтобы увеличить его пропускную способность.

Таблица 12. **Большие водосбросные каналы-коллекторы Средней Азии**

Зона и каналы-коллекторы	Пропускная способность, м³/с	Протяженность, км
Верховья р. Амударьи:		
Водосбросной тракт	200	22
Кашкадарьинская и Каршинская области:		
Центральный	90	300
Бухарская область:		
Главный Каракульский	10	45
Западный	10	70
Параллельный	12	60
Низовья р. Амударьи:		
Озерный	100	150
Дарьялык	267	275
Дельта р. Амударьи:		
Кунградский сброс	200	275
Верховья р. Сырдарьи:		
Сох-Исфаринский	40	36
Северо-Багдадский	70	72
Язбяванский	44	46
Ачикульский	180	88
Сохский	40	36
Сырыджуга	50	52
Среднее течение р. Сырдарьи:		
Центральный	20	124
Акбулакский	25	20

Коллектор проходит по территории древней дельты р. Амударьи, сложенной песками, покрытыми толщей из глин, суглинков и супесей. Толщина этих покрытий увеличивается по мере удаления от реки в сторону плато Устюрт и Сарыкамышского озера и в основном колеблется от 2—3 до 5—7 м.

В 1974—1975 гг. экспедиция ТуркменНИИГиМ провела натурные исследования процессов переформирования русла Дарьялыкского коллектора (Аннаев, Аидов, Халыклычев, 1978).

На отдельных участках коллектора, сложенных песчаными и супесчаными грунтами, в результате размыва берегов вода становится мутной. При максимальных расходах воды, часть из которых сбрасывалась после весенней промывки полей, мутность колебалась от 0,1—0,2 (сентябрь — декабрь) до 0,6—1,2 кг/м³ (апрель—август). В основном с июня до апреля 140-километровый участок этого коллектора заиляется (около

Рис. 39. Общий вид канала-коллектора Дарьялык.

3,5 млн. м³). В остальной период начальный 17-километровый участок коллектора заиляется немного (11 тыс. м³), а остальная часть участка размывается (0,8 млн. м³).

При заилении сбросных каналов-коллекторов возникают значительные интенсивные размывы русла в плане. Так, на участке коллектора, где русло сложено смесью мелкозернистого песка и супесей ($d_{ср} \approx 0{,}1$ мм), возникла избыточная ширина русла $\left(\frac{B}{h_{ср}} > 100\right)$ и постепенно образовались характерные для рек перекатные формы русла. Эти интенсивные деформации наблюдались особенно на повороте русла. Уменьшение пропускной способности на этом участке привело к возникновению подпоров перед ним.

На рисунке 39 дан общий вид канала-коллектора Дарьялык, который наглядно иллюстрирует интенсивные русловые деформации, характерные для водосбросных каналов в земляных руслах.

В таблице 13 приведены гидравлические характеристики для участка Дарьялыкского коллектора, сложен-

Таблица 13. **Гидравлические характеристики магистрального канала-коллектора Дарьялык**

Q, м³/с	Ширина по урезу B, м	Средняя глубина $h_{ср}$, м	$B/h_{ср}$	Средняя скорость v, м/с	Продольный уклон I, ‰	Коэффициент шероховатости, n
63,7	78,8	1,50	52,6	0,54	0,079	0,022
72,6	105,3	1,06	99,2	0,65	0,077	0,014
76,1	108,2	0,99	109,2	0,71	0,077	0,012

ного мелкопесчаными грунтами, при относительной динамической устойчивости русла.

В Дарьялыкском коллекторе при расходах воды от 4 до 110 м³/с коэффициент шероховатости на участке длиной 140 км при различных грунтовых условиях изменялся от 0,012 до 0,034. Причем значение коэффициента шероховатости несколько снижается с увеличением расхода воды.

Для относительно устойчивого состояния $n=0{,}017$—$0{,}019$ (при $Q=20$—110 м³/с) и $n=0{,}018$—$0{,}025$ (при $Q=10$—20 м³/с) независимо от грунтовых условий (Аннаев, Аидов, Халыклычев, 1978).

Деформации каналов-коллекторов, проходящих в земляных руслах, характерны и для крупных оросительных каналов, например Каракумский канал имени В. И. Ленина, опыт эксплуатации которого рассмотрен в главе 2.

3

КИНЕМАТИЧЕСКИЕ ЗАКОНОМЕРНОСТИ ПОТОКА В РАЗМЫВАЕМЫХ РУСЛАХ

РАСПРЕДЕЛЕНИЕ СКОРОСТЕЙ В КАНАЛАХ С НЕОБЛИЦОВАННЫМИ СТЕНКАМИ

Распределение продольных скоростей на вертикали в открытых потоках достаточно хорошо подчиняется степенной формуле распределения (Образовский, 1952; Никитин, 1963; Bogardi, 1974) в таком виде:

$$\frac{u}{u_{\text{п}}}=\left(\frac{z}{h}\right)^{x}, \qquad (1)$$

где x — показатель степени.

Известно, что в формуле (1) показатель степени x (Образовский, 1952; Алтунин, 1972) представляет собой соотношение элементарных площадей эпюры дефицита продольных скоростей $\omega_{\text{э}}$ к эпюре продольных скоростей ω_{u} (рис. 40).

Исходя из формулы (1), значение средней скорости потока на вертикали

$$u_{\text{в}}=\int_0^h \frac{u\,dz}{h}=\frac{u_{\text{п}}}{h^{1+x}}\int_0^h z^{x}dz=\frac{u_{\text{п}}}{x+1}, \qquad (2)$$

откуда

$$x=\frac{u_{\text{п}}-u_{\text{в}}}{u_{\text{в}}}. \qquad (3)$$

Анализ графика, изображенного на рисунке 40, показывает, что параметр x, подсчитанный по формуле (3), равен 0,24.

Для открытых потоков при турбулентном режиме

откуда

$$x=\frac{u_{\text{п}}-u_{\text{в}}}{u_{\text{в}}}. \qquad (3)$$

Анализ графика, изображенного на рисунке 40, показывает, что параметр x, подсчитанный по формуле (3), равен 0,24.

Для открытых потоков при турбулентном режиме

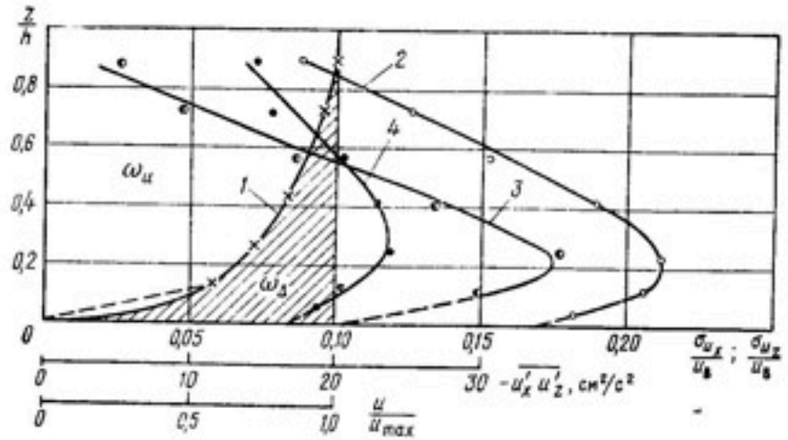


Рис. 40. Безразмерные эпюры распределения продольных скоростей *(1)* и изменения интенсивности турбулентности $\sigma_{u_x}/u_в$ (2), $-\overline{u'_x u'_z}$ (3) и $\sigma_{u_z}/u_в$ (4) по глубине потока.

роховатости стенок в установленных пределах. Для размываемого русла диапазон изменения x сужается (Алтунин, Селяметов, Мулюкова, 1978).

В. Н. Гончаров (1962) рассмотрел уравнение движения возмущения в дифференциальной форме и получил известную логарифмическую формулу распределения продольных скоростей:

$$\frac{u}{u_*} = \frac{1}{\kappa} \ln\left(1 + \frac{z}{\Delta}\right), \qquad (4)$$

где Δ — линейная характеристика шероховатости; κ — параметр логарифмической формулы распределения продольных скоростей, который можно определить так:

$$\kappa = \frac{u_*}{u_п - u_в}. \qquad (5)$$

Этот параметр, по исследованиям В. Н. Гончарова, характеризует вертикальную скорость вихреотделений.

По данным, приведенным в таблице 14 для рек Советского Союза с различным типом руслового процесса и широкими пределами изменения расхода воды, средней скорости, уклона свободной поверхности, коэффициента Шези, диапазон изменения кинематического показателя на вертикали x сравнительно незначителен. Значения x_D для всего потока изменяются еще в меньших пределах. Параметр логарифмической формулы

распределения продольных скоростей на вертикали κ для речных потоков изменяется в более широких пределах, причем бóльшие значения относятся к горным и предгорным участкам рек.

Для построения эпюры распределения продольных скоростей по формуле (4) надо задаться значением этого параметра и, следовательно, надо знать продольный уклон, если определять κ по выражению (5). Для размываемых русл местный продольный уклон $I_м$ при построении эпюры распределения скоростей на вертикали будет отличаться от общего продольного уклона I_o (на участке значительной протяженности) и, кроме того, изменяться в процессе руслоформирования.

Наряду с трудностью измерения $I_м$ совершенно неопределяемой величиной является характеристика шероховатости Δ. Для каналов в земляных руслах степенная формула достаточно хорошо описывает распределение продольных скоростей, причем показатель x характеризует степень устойчивости русла как в несвязных, так и в связных грунтах.

На рисунке 41 приведены эпюры распределения продольных скоростей на вертикалях, построенные в безразмерном виде по измерениям в земляных каналах, проходящих в различных грунтовых условиях. По натурным данным, кинематический показатель x изменяется в пределах 0,05—0,4; при $x<0{,}15$ размываются песчаные, а при $x<0{,}1$ — суглинистые и глинистые грунты. При изменении x в пределах 0,25—0,35 происходит отложение продуктов размыва в каналах и процесс заиления, если в потоке двигались взвешенные наносы.

Зона *А* на рисунке 41 характеризуется таким гидравлическим режимом в каналах, при котором деформации при пропуске расчетных расходов воды не наблюдались. Этой зоне соответствует значение $x \geqslant \frac{1}{6}$.

В лабораторных условиях возможно зафиксировать картину отрыва частиц и связать распределение скоростей с интенсивностью отрыва этих частиц.

В гидрофизической лаборатории Московского государственного университета им. М. И. Ломоносова были проведены опыты (Алтунин, Селяметов, Мулюкова, 1978) с вольским песком ($d_{ср}=0{,}7$ мм). Для измерения интенсивности отрыва частиц с откоса с коэффициен-

Таблица 14. Кинематические характеристики основных рек СССР

Река	Расход Q, м³/с	Средняя скорость, м/с	Уклон водной поверхности I, ‰	Коэффициент Шези C, м^{0,5}/с	$x=\frac{u_п-u_в}{u_в}$	$x_р=\frac{v_п-v}{v}$	$\kappa=\frac{u_*}{u_п-u_в}$	Коэффициент шероховатости
Амударья — протока Кипчакдарья	78,4—388	0,32—0,98	0,018—0,087	48,6—105,2	0,08—0,22	0,11—0,16	0,27—0,59	0,011—0,023
Амударья — протока Акдарья	427—2060	0,67—2,35	0,066—0,22	48,6—101,5	0,09—0,225	0,12—0,16	0,26—0,41	0,012—0,024
Амударья	328—3310	0,77—2,3	0,098—0,33	30,8—102	0,02—0,22	0,1—0,14	0,31—0,65	0,012—0,036
»	213—5910	0,54—2,28	0,06—0,14	28,5—71,3	0,05—0,26	0,11—0,14	0,25—1,0	0,015—0,039
»	215—6670	0,69—2,17	0,079—0,26	31,1—111,1	0,08—0,16	0,11—0,13	0,26—0,91	0,01—0,036
»	524—8410	0,72—2,6	0,06—0,3	41,2—115,0	0,06—0,36	0,11—0,15	0,18—0,59	0,01—0,028
Ангрен	16,6—62,3	0,89—1,78	2—11	22,1—26,6	0,03—0,34	0,15—0,2	0,71—0,79	0,039—0,043
Ангара	10 400—19 200	1,2—1,56	0,08—0,16	53,2—68,0	0,03—0,4	0,13—0,19	0,28—0,39	0,019—0,025
Большой Пит	71,3—1760	0,44—2,2	0,37—0,7	21,9—43,8	0,07—0,33	0,12—0,19	0,45—0,75	0,026—0,046
Волга	24,3—599	0,51—1,6	0,12—0,46	27,9—64	0,02—0,33	0,12—0,26	0,34—0,66	0,018—0,037
»	163—1070	0,53—1,23	0,11—0,26	33,7—47,3	0,06—0,35	0,12—0,22	0,41—0,71	0,026—0,036
Гавасай	3,15—17,0	0,65—1,75	15—18	8,7—15,1	0,07—0,45	0,18—0,31	1,16—1,27	0,062—0,111
Дашнабад	7,17—27,3	1,24—2,29	11—17	15,6—24,7	0,05—0,41	0,17—0,25	0,75—0,8	0,038—0,062
Енисей	7620—28 800	1,18—1,75	0,063—0,088	55,0—67,2	0,02—0,22	0,1—0,14	0,33—0,52	0,018—0,022
Карадарья	33,2—708	1,34—3,2	0,6—5,0	20,7—64,1	0,03—0,2	0,12—0,18	0,33—0,84	0,017—0,047
Кассан-Сай	4,93—58,3	0,73—2,17	1,9—4,2	25,0—28,1	0,04—0,26	0,12—0,2	0,7—0,93	0,034—0,037
Кашкадарья	23,1—39,5	0,66—0,86	0,7—0,8	33,7—35,7	0,03—0,37	0,12—0,18	0,55—0,73	0,026—0,027
Нарын	87,7—800	0,56—2,08	0,37—1,4	23,7—30,4	0,06—0,31	0,13—0,23	0,57—0,79	0,038—0,047
Ока	101—3510	0,42—1,25	0,03—0,09	38—73,9	0,01—0,35	0,1—0,16	0,26—0,66	0,014—0,028
»	329—7720	0,52—1,09	0,009—0,091	42,6—128,2	0,01—0,37	0,09—0,17	0,26—0,53	0,014—0,026
Сох	12,9—60,1	0,96—3,46	2,0—6,1	28,8—33,2	0,04—0,36	0,13—0,23	0,15—0,77	0,031—0,035
Сырдарья	146—1450	0,46—1,39	0,053—0,2	39,3—46,5	0,02—0,19	0,11—0,13	0,56—0,69	0,025—0,028
»	171—1540	1,2—2,37	0,44—1,7	28,9—58,8	0,06—0,28	0,1—0,2	0,27—1,06	0,017—0,039
»	188—2270	0,78—1,67	0,067—0,34	36,3—105,9	0,07—0,2	0,11—0,18	0,2—0,64	0,011—0,03
Сурхандарья	23,6—249	0,79—2,17	0,54—1,4	33,2—83,7	0,02—0,29	0,12—0,15	0,31—0,73	0,012—0,032
Сурхандарья	8,96—339	0,6—1,79	0,34—1,6	21,1—44,7	0,04—0,3	0,12—0,18	0,39—0,82	0,021—0,044
Туполангдарья	5,74—128	0,43—2,29	0,37—5,5	24,2—32,3	0,03—0,35	0,13—0,23	0,43—0,91	0,027—0,04
Ходжабакирган	7,83—326	1,16—2,26	0,72—8,4	20,9—26,2	0,12—0,5	0,18—0,3	0,5—0,67	0,037—0,038
Чирчик	81,1—966	0,77—2,69	0,18—2,4	23,5—36,3	0,03—0,22	0,12—0,15	0,58—0,95	0,032—0,052
Минимальное значение	4,93	0,32	0,009	8,7	0,01	0,09	0,15	0,01
Максимальное значение	28 000	3,46	18	115	0,5	0,31	1,27	0,111

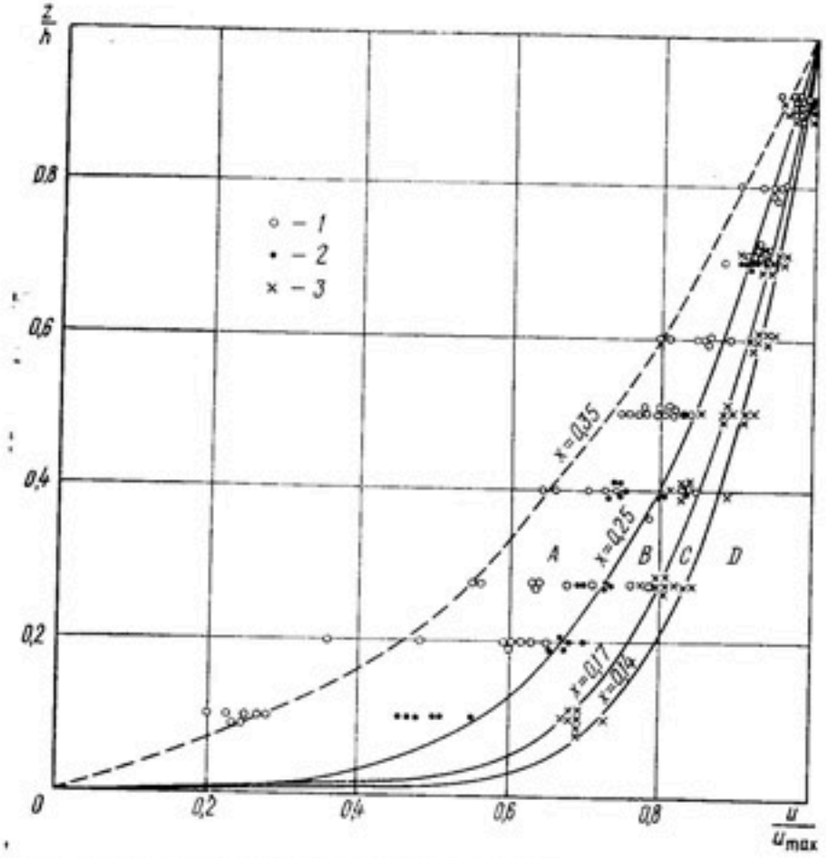


Рис. 41. Безразмерные эпюры распределения продольных скоростей на Саратовском *(1)*, Палласовском *(2)* каналах и каналах Астраханской области *(3)*.

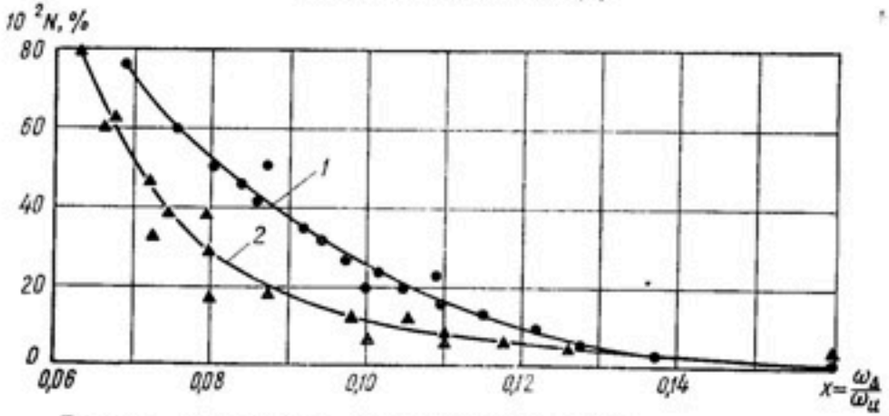


Рис. 42. Зависимость характеристики вероятности отрыва частиц N от кинематического показателя x:
1 — плоское дно; *2* — откос с $m=1{,}5$.

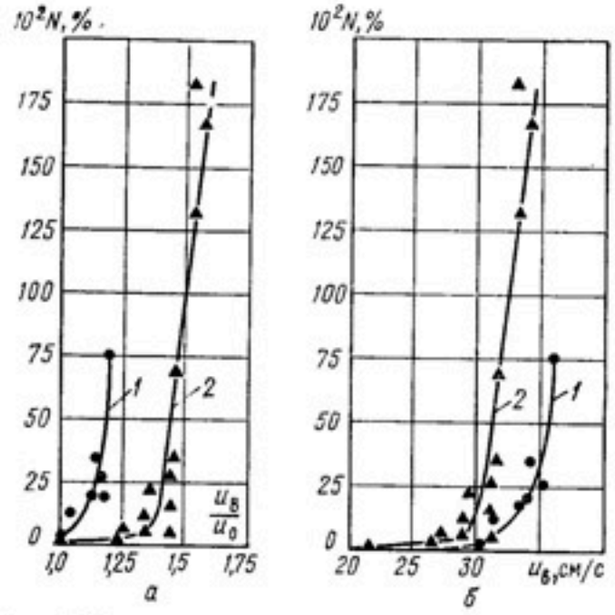


Рис. 43. Зависимости характеристики N от относительной скорости $u_в/u_0$ (*а*) и средней скорости на вертикали $u_в$ (обозначения те же, что и на рис. 42).

том $m=1{,}5$ и плоского дна использовали киносъемку (скорость — 24 кадра в 1 с).

Количество сдвигаемых и пришедших в движение частиц определялось процентным отношением отрывающихся частиц к общему числу частиц на площадке размером 7,2×7 см. Для удобства подсчета площадку разбивали на 18 равных частей.

На рисунке 42 показан график зависимости характеристики вероятности отрыва частиц N (%) на различных вертикалях размываемого русла с 1 см² за 1 с от кинематического показателя x.

Опыты показали, что потеря устойчивости, приводящая к возникновению рифелей на откосе, наступает при $N>0{,}03\%$ и $x<0{,}10$. При вероятности срыва частиц $N>0{,}15\%$ и $x<0{,}075$ на откосе образуются гряды.

На дне образование рифелей происходит при вероятности срыва $N>0{,}19\%$ и $x<0{,}0805$, а гряды образуются при $N>0{,}35\%$ и $x<0{,}073$. Из рисунка 42 видно, что при одном и том же распределении продольной скорости и прочих равных условиях потеря устойчивости

на дне наступает иначе, чем на откосе. Это происходит от различного влияния шероховатости стенок лотка и дна. Кроме того, при срыве частиц с откоса и скатывания их на дно увеличивается глубина на вертикали, а вынос мелких частиц способствует процессу самоотмостки.

Чтобы определить, насколько требуется увеличить скорость $u_в$ по отношению к несдвигающей u_0, для образования рифелей и гряд построена зависимость (рис. 43, *а*). Сопоставляя объемы частиц, движение которых приводит к образованию гряд, и данные рисунка 42, с помощью этой зависимости можно определить, какому отношению $u_в/u_0$ эти объемы соответствуют.

Можно выделить три зоны: I — сохранение общей устойчивости; II — образование рифелей и III — интенсивный срыв частиц, увеличение рифелей и образование гряд.

На рисунке 43, *б* приведена зависимость интенсивности срыва частиц от действительных значений продольной скорости на вертикали как на откосе, так и на дне. Из рисунка 43, *б* видно, что для откоса неразмывающая скорость $u_0=21{,}6$ см/с, а для дна $u_0=30{,}2$ см/с.

Изучение кинематической структуры потока в придонной области размываемого русла позволило ввести понятие теоретического дна, на уровне которого продольная скорость равна нулю. На рисунке 44 приведены следующие четыре схемы деформации плоского дна (u_d — донная скорость на уровне фактического дна; Δ — абсолютная высота выступов шероховатости; d — диаметр частицы):

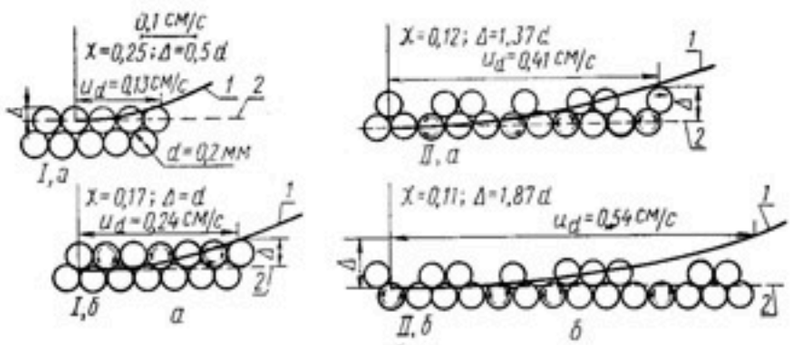


Рис. 44. Схема к определению теоретического дна для начального периода деформаций плоского песчаного дна:

1 — эпюра распределения продольной скорости; *2* — теоретическое дно.

схема *I, а* соответствует полной статической устойчивости; частицы грунта всех крупностей неподвижны ($x=0{,}35$; $\Delta=0{,}5\,d$);

схема *I, б* — предельная статическая устойчивость; незначительные колебания отдельных частиц, не приводящие к потере устойчивости; эта форма предельной статической устойчивости соответствует понятию неразмывающей скорости ($x=0{,}25$; $\Delta=d$);

схема *II, а* — полная гидродинамическая устойчивость; колебания и перекатывания отдельных частиц ($x=0{,}17$; $\Delta=1{,}37\,d$);

схема *II, б* — предельная гидродинамическая устойчивость; интенсивное перемещение частиц ($x=0{,}14$; $\Delta=1{,}87\,d$).

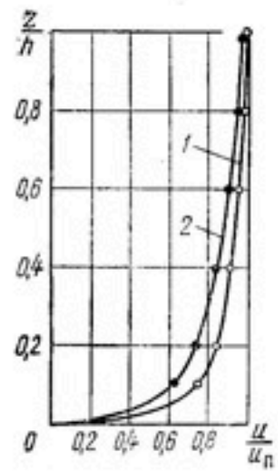


Рис. 45. Эпюры распределения продольных скоростей на вертикали:

1 — поток без взвешенных наносов ($x_с=0{,}09$); *2* — взвесенесущий поток ($s_д \approx 15$ кг/м³) при $x_в=0{,}18$.

Изучение кинематической структуры потока на откосах и дне каналов в лабораторных и натурных условиях подтвердило кинематическую классификацию режима движения наносов, предложенную В. С. Алтуниным (1972).

Лабораторные и натурные измерения (Никитин, 1963) показали, что при транспортировании потоком русловых наносов (к русловым наносам относятся все фракции, для которых $W/u_п>0{,}004$) коэффициент сопротивления λ и турбулентность потока увеличиваются, а показатель степени x уменьшается даже в условиях, когда геометрическая шероховатость русла не изменяется.

Кинематический показатель x характеризует различные стадии деформации русла и, кроме того, четко реагирует на наличие взвеси в потоке. На рисунке 45 показаны эпюры распределения продольных скоростей на вертикалях, построенные по натурным данным при одинаковых удельном расходе воды и грунтах (мелкозернистый песок, $d_{ср}=0{,}25$ мм). Одна эпюра распределения продольных скоростей измерена в канале без взвешенных наносов, но с интенсивным грядовым движением наносов и $x_с=0{,}09$, а другая — во взвесенесущем

потоке в протоке р. Амударьи с придонной мутностью $S_д \approx 15$ кг/м³ и $x_в = 0{,}18$.

До настоящего времени в гидравлических расчетах не учитывали того важного положения, что эпюра распределения продольных скоростей и, следовательно, кинематический показатель x, характеризующий форму этой эпюры, дает точную картину явлений, происходящих в размываемом русле.

Проведенные исследования позволяют дополнить кинематическую классификацию движения наносов (Алтунин, 1972) и охарактеризовать устойчивые русла каналов следующим образом:

$\frac{1}{3} \geqslant x > \frac{1}{4}$ — заиление в случае движения взвешенных наносов в потоке;

$\frac{1}{4} \geqslant x > \frac{1}{6}$ — статическая устойчивость русла;

$\frac{1}{6} > x > \frac{1}{8}$ — динамическая устойчивость русла;

$\frac{1}{8} > x \geqslant \frac{1}{10}$ — предельная динамическая устойчивость.

Приведенные значения кинематического показателя x характеризуют различные стадии деформации русла на вертикали. При $x = 0{,}125$—$0{,}17$ на этих вертикалях наблюдается движение гряд, а при $x = 0{,}17$—$0{,}25$ это движение отсутствует. Это положение подтверждается натурными данными на ряде каналов (Каракумском, Саратовском, Палласовском и др.), проходящих в различных грунтовых условиях.

Изучение кинематической структуры потока позволило охарактеризовать различные стадии деформации русла эпюрой распределения продольных скоростей. Прежде чем разрабатывать методику гидравлического расчета устойчивых русл каналов, необходимо также рассмотреть процессы, происходящие в турбулентном придонном слое, и получить его характеристики.

ХАРАКТЕРИСТИКИ ПРИДОННОГО СЛОЯ ОТКРЫТОГО ПОТОКА В ШЕРОХОВАТОМ РУСЛЕ

При изучении движения потока воды и наносов в реках и больших каналах необходимо рассмотреть процессы, проходящие в турбулентной придонной области размываемого русла.

В пристенном слое турбулентного потока наблюдается примерно линейное распределение продольных скоростей, причем верхняя граница этого пристенного слоя $\delta_д$ совпадает с максимумом продольной пульсации скорости.

Результаты опытов И. К. Никитина (1963), В. И. Ефремова и С. А. Яхонтова показали, что продольная скорость на верхней границе пристенного слоя $\delta_д$ определяется только динамической скоростью u_* и выражается соотношением:

$$u_{\delta_д} = N_\delta u_*, \qquad (6)$$

где $u_{\delta_д}$ — скорость на границе пристенного слоя толщиной $\delta_д$; N_δ — параметр стабильности пристенного слоя.

Для шероховатого неразмываемого русла И. К. Никитин (1963) принимает $N_\delta = 5, 6$, а В. И. Ефремов — 7,4. Опыты В. И. Ефремова как для спокойного, так и для бурного потоков при изменении шероховатости русла в больших пределах были проведены по методике И. К. Никитина, и результаты его исследований хорошо согласуются с данными И. К. Никитина.

С увеличением числа Рейнольдса в спокойном потоке толщина пристенного слоя $\delta_д$ уменьшалась и асимптотически приближалась к высоте выступов шероховатости. При бурном состоянии потока, по данным В. И. Ефремова и С. А. Яхонтова, с увеличением числа Рейнольдса толщина $\delta_д$ увеличивалась.

По данным Д. И. Гринвальда, толщина пристенного слоя $\delta_д \approx 0{,}05\,h$ и пульсации скорости в этом слое не подчинялись нормальному закону распределения Гаусса, а автокорреляционные функции быстрее стремились к нулю.

Натурные измерения Б. Ф. Снищенко, А. В. Клавена и Ю. М. Корчоха характеристик турбулентности над грядой, проведенные на р. Поломети в период половодья при расходе воды $Q = 34$ м³/с, показали, что на напорном склоне гряды, примерно на расстоянии $0{,}2\,h$ (0,3 м) от дна наблюдается максимум значений интенсивности турбулентности, достигающей здесь 1,8. Градиенты осредненной скорости в пределах этой области у дна имели наибольшее значение, и размах пульсации достигал максимального значения на уровне верхней

границы области. С удалением от этой границы к поверхности потока значения интенсивности уменьшались, достигая минимального значения на поверхности потока.

На гребне гряды наблюдалось более равномерное распределение этих характеристик. Над подвальем гряды вид распределения характеристик скорости по вертикали близок к распределению их на напорном склоне, а на некоторой высоте (примерно 0,1 м) от дна все характеристики принимали нулевое значение. Для анализа механизма турбулентного потока можно связать характеристики x и κ с параметром стабильности пристенного слоя.

При $z \approx \delta_д$ местная скорость $u = u_{\delta_д}$, и тогда для параметра N_δ из формул (4) и (6) получим выражение:

$$N_\delta = \frac{u_{\delta_д}}{u_*} = \frac{\ln\left(1 + \frac{\delta_д}{\Delta}\right)}{\kappa}. \qquad (7)$$

Для определения толщины пристенного слоя $\delta_д$, связанной с максимумом продольной пульсации скорости и линейной характеристикой шероховатости, можно воспользоваться существующими рекомендациями (Образовский, 1952; Никитин, 1963).

В настоящее время большое внимание уделяется параметру κ и в ряде работ доказывается положение о том, что этот параметр является переменной величиной. Предложен ряд эмпирических формул, связывающих этот параметр с коэффициентом Шези. Если рассмотреть совместно логарифмическую и степенную формулу распределения продольных скоростей, то можно записать приближенное равенство между коэффициентом Шези и параметрами потока x и κ в виде:

$$C = \frac{\sqrt{g}}{\kappa x}. \qquad (8)$$

Анализ этого выражения показывает, что эмпирические связи типа $\kappa = \kappa(C)$ не характеризуют различные стадии деформации русла, так как эти стадии определяет только x, являющийся переменной величиной.

Построение графиков зависимости $\kappa = \kappa(C)$ для рек с различным типом руслового процесса подтверждает

только то, что логарифмическая формула распределения продольных скоростей может быть принята для открытых потоков, но параметр

$$\kappa = \frac{u_*}{u_п - u_в} = \frac{\sqrt{ghI}}{u_п - u_в}$$

не характеризует какие-либо стадии деформации русла.

Изучение кинематической структуры потока в придонной области (Алтунин, 1972) позволяет в гидравлические расчеты ввести толщину придонного слоя, как характеристику шероховатости размываемого русла, и кинематический показатель x, как характеристику распределения продольных скоростей, определяющую стадию деформации русла (заиление, размыв, статическую или динамическую устойчивость).

Это позволяет пересмотреть существующие формулы средней скорости потока и по-новому подойти к методике гидравлического расчета земляных каналов.

ФОРМУЛЫ СРЕДНЕЙ СКОРОСТИ ПОТОКА

Существующие формулы для определения средней скорости безнапорного потока рассматриваются отдельно для жесткого и размываемого русла. На основе проведенных исследований получена формула для средней скорости открытого потока на вертикали как в жестких, так и в размываемых руслах.

Теоретическими и экспериментальными исследованиями было установлено, что до границы пристенного слоя ($z \geqslant \delta_д$) можно принять распределение продольных скоростей на вертикали по уравнению (1), определяя x по формуле (3). Тогда для придонной скорости $u_{\delta_д}$ на границе этого слоя $\delta_д$ при $z = \delta_д$ можно записать:

$$u_{\delta_д} = u_п \left(\frac{\delta_д}{h}\right)^x. \qquad (9)$$

Так как средняя скорость на вертикали из формулы (3) равна

$$u_в = \frac{u_п}{1 + x}, \qquad (10)$$

то, подставив в уравнение (10) значение $u_п$ из формулы (9), запишем:

$$u_в = \frac{u_{\delta_д}}{1 + x}\left(\frac{h}{\delta_д}\right)^x. \qquad (11)$$

Придонная скорость по выражению (6) $u_{\delta_д} = N_\delta u_*$, и тогда можно получить теоретическое выражение для средней скорости потока на вертикали

$$u_в = \frac{N_\delta}{1+x}\left(\frac{h}{\delta_д}\right)^x u_*. \qquad (12)$$

Так как для открытых потоков динамическая скорость $u_* = \sqrt{ghI}$, то уравнение (12) можно представить так:

$$u_в = \frac{N_\delta}{1+x}\left(\frac{h}{\delta_д}\right)^x \sqrt{ghI}. \qquad (13)$$

Наибольший интерес представляет применение этого выражения для расчета турбулентных русловых потоков. Необходимо отметить, что зависимость (13) написана в более общем виде, чем известные формулы скорости для жесткого и размываемого русла. В формуле Н. Н. Павловского (1965) для коэффициента Шези показатель y определяется по эмпирической зависимости, в которую входит коэффициент шероховатости n и гидравлический радиус R. Поэтому приравнивать безразмерную характеристику x в формуле (13) к показателю y, имеющему размерность, не представляется возможным, хотя можно отметить, что численные значения x близки к y и изменяются в тех же пределах.

При выводе формулы (13) главное надо было показать, что можно получить теоретически обоснованное выражение для определения средней скорости открытого потока на вертикали, в которое будут входить физически обоснованные характеристики потока: параметр стабильности N_δ, толщина пристенного слоя $\delta_д$ и кинематическая характеристика x.

Так как основное внимание уделяется турбулентным русловым потокам, то выразим толщину пристенного турбулентного слоя $\delta_д$ через характерный диаметр грунтов, слагающих русло.

Учитывая близкое к линейному распределение продольных скоростей в пристенном турбулентном слое, можно отношение $\delta_д$ к диаметру руслоформирующих наносов d записать так:

$$\frac{\delta_д}{d} = \frac{u_{\delta_д}}{u_д}, \qquad (14)$$

где $u_д$ — донная скорость на высоте выступов руслоформирующих наносов диаметром d.

По исследованиям В. Н. Гончарова (1962), для руслоформирующих наносов характерна однозначная связь расходов их перемещения и концентрации с основными характеристиками потока и крупностью перемещаемых зерен. Поток одновременно может переносить и более мелкие наносы, которые не будут вызывать деформаций русла, если их количество не будет превышать критическое, соответствующее наибольшей способности потока транспортировать эти неруслоформирующие наносы. При превышении этого критического количества происходит отложение наносов. Расход перемещения этих наносов не является однозначной функцией гидравлических характеристик потока и крупности этих наносов.

На основе динамической классификации наносов, разработанной В. Н. Гончаровым (1962), можно определить средневзвешенную крупность наносов d. Для смеси зерен разной крупности принимается крупность d_5 наиболее крупной фракции смеси, доля которой составляет 5%.

По данным В. Н. Гончарова, местная скорость на высоте выступов шероховатости u_Δ больше скорости касательного напряжения u_* в 7,1 раза, а по данным В. И. Ефремова, в 7,4 раза.

Следовательно, если сравнить рекомендации В. Н. Гончарова и В. И. Ефремова, то получается, что $u_{\delta_д} \approx u_\Delta$.

Необходимо отметить, что начальная скорость вихреотделений (по терминологии В. Н. Гончарова) в 5,65 раз больше u_*. В то же время И. К. Никитин определил, что скорость на границе придонного слоя $u_{\delta_д} = 5{,}6\,u_*$, то есть начальная скорость вихреотделений и скорость $u_{\delta_д}$ численно равны. Исследования (Алтунин, 1972) показали, что нельзя принимать $N_\delta = \text{const}$. В общем случае для размываемых русл параметр $N_\delta = u_{\delta_д}/u_*$ изменяется в зависимости от фазы движения наносов.

Обозначим в отличие от $N_\delta = u_{\delta_д}/u_*$ отношение $u_д/u_*$ через N_d, то есть

$$N_d = u_д/u_*. \qquad (15)$$

Тогда зависимость (14) можно представить так:

$$\frac{\delta_д}{d} = \frac{u_\delta}{N_d u_*} = \frac{N_\delta}{N_d}. \qquad (16)$$

Подставляя значение $\delta_д$ из формулы (16) в (13), получаем выражение для средней скорости потока на вертикали в размываемом русле в таком виде:

$$u_в = \frac{N_\delta^{1-x} N_d^x}{1+x} \left(\frac{h}{d}\right)^x \sqrt{ghI}. \qquad (17)$$

Для определения неразмывающих и сдвигающих скоростей потока в размываемом русле получим формулы, в которых продольный уклон не учитывается в явном виде. Для этого, принимая в квадратичной области сопротивления динамическую скорость $u_* \sim \sqrt{\rho' g d}$ записываем:

$$u_* = f_0 \sqrt{\rho' g d}, \qquad (18)$$

где f_0 — параметр, учитывающий подъемную силу потока, сопротивление трения и условия обтекания частиц; $\rho' = (\rho_н - \rho)/\rho$.

Тогда для размываемого русла зависимость (17), используя выражение (18), представляем так:

$$u_в = \frac{f_0 N_\delta^{1-x} N_d^x}{1+x} \left(\frac{h}{d}\right)^x \sqrt{\rho' g d}. \qquad (19)$$

Формулу (19) можно записать для неразмывающей скорости в общеизвестном виде:

$$u_0 = f' h^x d^{0.5-x}, \qquad (20)$$

если принять, что

$$f' = \frac{f_0 N_\delta^{1-x} N_d^x \sqrt{\rho' g}}{1+x}. \qquad (21)$$

В частном случае из выражения (20) получаем при $x=0{,}2$ и $f'=3{,}6$ зависимость Г. И. Шамова, при $x=0{,}2$ и $f'=5$ зависимость А. М. Латышенкова (Каналы систем водоснабжения и ирригации, 1972) и при $x=0{,}25$ и $f'=3{,}6$ зависимость Б. И. Студеничникова (1964).

Существует несколько определений неразмывающей скорости. Наиболее распространено определение, данное В. Н. Гончаровым (1962). Согласно этому определению, за неразмывающую скорость рекомендуется принимать ту наибольшую скорость потока, при которой отдельные частицы на дне еще не перемещаются и не сдвигаются и наибольшие пульсационные значения подъ-

емной силы еще не превосходят веса отдельной частицы в воде.

Естественный песок (неотсеянный для лабораторных опытов) имеет различные гранулометрический состав и форму частиц при одинаковом среднем $d_{ср}$ диаметре. Поэтому колебание и перемещение по дну отдельных частиц даже в лабораторных условиях зависят не только от начальных и граничных условий на модели, но и от плотности укладки частиц, замочки, степени турбулентности и др.

В натурных условиях от способа производства работ зависит размер макрошероховатостей, которые определяют в период наполнения каналов размеры возникающих при этом микроформ. Так, при скорости меньше неразмывающей могут возникнуть рифели, которые будут почти неподвижны. При возрастании же расходов воды в земляном канале и увеличении скорости из рифелей могут образоваться гряды, которые будут передвигаться. Однако при незначительном уменьшении скорости они остановятся. Поэтому за неразмывающую скорость при расчете каналов должна быть принята та наибольшая скорость, при которой рифели или гряды остаются неподвижными.

В мелиоративные каналы при водозаборе или по трассе может поступать какое-то количество наносов (водная или ветровая эрозия). В этом случае при скорости, близкой к неразмывающей, рифели или гряды могут двигаться все время. Если же поток содержит мельчайшие илистые частицы, то при колебании расходов или уровней воды в канале эти частицы могут закольматировать эти микроформы и движение их приостановится (если не будет дальнейшего увеличения скорости).

В том случае, когда в канал поступает вода без наносов, а боковое поступление их по трассе незначительно, после передвижения рифелей или гряд в первый период отметки дна понижаются и возникают условия статической устойчивости русла (при грядовых руслообразованиях на откосах и дне канала).

Лабораторные данные о неразмывающей скорости и, следовательно, расчеты по формулам не могут учесть все те особенности, которые встречаются в натуре. Поэтому при назначении допустимой скорости, если возможно, надо базироваться на натурных данных и вно-

сить коррективы в результаты лабораторных исследований.

В лабораторных условиях В. Н. Гончаров установил, что между срывающей u_c и неразмывающей u_0 скоростями существует следующее соотношение: $u_c \approx 1{,}4\,u_0$. Это соотношение было уточнено другими исследованиями, и в настоящее время принято считать, что $u_c \approx (1{,}3—1{,}5)\,u_0$, но при скорости в канале $u_{гр} \approx (1{,}5—1{,}8)\,u_0$ рифели или гряды, которые образовались при наполнении канала и пропуске расхода (даже несколько меньше расчетного), будут передвигаться. Поэтому за допустимую скорость в канале с необлицованными стенками, при которой не будет возникать деформаций дна, можно считать $u_{доп} = (1{,}3—1{,}4)\,u_0$. Значение u_0 определяется для условий плоского дна (без начальных макрошероховатостей) по формулам или справочникам.

Это соотношение справедливо для осевой вертикали (по динамической оси потока), и, следовательно, средняя скорость для устойчивых русл по осевой вертикали следующая:

статически устойчивое сечение

$$u_{0\,ст} < 1{,}4u_0,$$

динамически устойчивое сечение

$$1{,}4u_0 \leqslant u_{0\,дин} < 1{,}8u_0,$$

предельно динамически устойчивое сечение

$$u_{0\,пр} \approx 1{,}8u_0.$$

Эти соотношения справедливы на прямолинейных участках канала при равномерном движении воды и отсутствии боковых деформаций русла.

Если при водозаборе поступает значительное количество взвеси и русло кольматируется, то неразмывающую скорость в этих неравенствах надо определять с учетом кольматации. Для этого надо подставить вместо u_0 скорость $u_к \approx (1{,}1—1{,}3)\,u_0$. Тогда скорость, характеризующая статически устойчивое русло, $u_{к.\,ст} < 1{,}5\,u_0$.

Средняя скорость по оси потока, характеризующая динамически устойчивое закольматированное русло, $u_{к.\,дин}$ изменяется в пределах $1{,}8\,u_0 < u_{к.\,дин} < 2\,u_0$.

При неравномерном движении (в результате колебания уровней в месте водозабора в соответствии с графиком водопотребления и др.) или при несимметричном распределении скоростей в плане, а также при боковых деформациях русла (воздействие волн на откосы, оползание и др.) могут возникнуть дополнительные факторы, влияющие на устойчивость русла, запроектированного на статическую или динамическую устойчивость (см. главу 1).

В этих условиях устойчивость канала будет нарушена и, прежде чем она будет восстановлена, возникнут необратимые деформации русла. Тогда необходимо проводить инженерные мероприятия (например, с помощью средств гидромеханизации) по восстановлению условий, характеризующих статическую или динамическую устойчивость. В первый период проще добиться динамической устойчивости канала.

Необходимо отметить, что установившаяся в течение ряда лет устойчивость канала легко может быть нарушена при его уширениях, очистке и других работах, особенно если канал транспортирует значительное количество взвешенных наносов. Значительные деформации после уширения русла для увеличения его пропускной способности возникли, например, на канале Қызкеткен.

Так как допускаемая скорость в бóльшей степени определяет геометрические размеры канала, то сравним формулы неразмывающей скорости при одинаковых исходных данных: среднем диаметре и глубине потока.

В таблице 15 приведены значения неразмывающей скорости на вертикали u_0 и для всего потока v_0 по формулам разных авторов при одинаковых значениях диаметра несвязного грунта, слагающего песчаное русло, и глубин h (гидравлические радиусы R) от 1 до 10 м.

Анализ этих данных показывает, что по формуле В. Н. Гончарова (1962) влияние глубины потока незначительное. При изменении глубины в 10 раз (от 1 до 10 м) u_0 возрастает только на 10—15%, хотя изменение диаметра d во столько же раз (от 0,1 до 2 мм) увеличивает скорость в 3 раза и более.

По формулам В. С. Кнороза (1958) влияние глубины также невелико, но больше, чем по формуле В. Н. Гончарова, а влияние диаметра меньше. Причем при наименьшем диаметре ($d = 0{,}1$ мм) значения v_0 по формуле В. С. Кнороза больше соответствующих значений по формуле В. Н. Гончарова (примерно в 2 раза), а при больших диаметрах ($d = 2$ мм) значения нераз-

Таблица 15. **Сопоставление значений неразмывающей скорости, м/с**

Автор	Формула	d, мм	h, м		
			1	5	10
В. Н. Гончаров	$u_0 = \lg\left(\frac{8{,}8h}{d_5}\right)\sqrt{\frac{2g}{3{,}5\gamma}(\gamma_н-\gamma)d}$	0,1	0,23	0,26	0,29
		0,25	0,31	0,36	0,38
		1,0	0,53	0,62	0,67
		2,0	0,70	0,83	0,89
В. С. Кнороз	$v_0 = \frac{2{,}56d}{\sqrt{0{,}008+\frac{0{,}006}{R^{0,25}}}}$	0,1	0,39	0,44	0,47
		0,25	0,41	0,47	0,50
	$v_0 = 1{,}3\lg\left(14{,}7\frac{R}{d^{0,75}}\right)\sqrt{gd}$	1,0	0,52	0,61	0,65
		2,0	0,63	0,79	0,84
И. И. Леви	$v_0 = \frac{100R^{0,125}}{\sqrt{7{,}5+R^{0,25}}}$	0,1	0,54	0,61	0,66
		0,25	0,54	0,61	0,66
	$v_0 = 3{,}5d^{0,25}\left(\lg 7{,}5\frac{R}{d}-6d\right)$	1,0	0,65	0,81	0,84
		2,0	0,74	0,90	0,87
	$v_0 = 1{,}4\sqrt{gd}\lg\frac{12R}{d_к}$				
Г. И. Шамов	$u_0 = 4{,}6\sqrt{d}\left(\frac{h}{d}\right)^{1/6}$	0,1	0,21	0,28	0,31
		0,25	0,29	0,38	0,42
		1,0	0,46	0,60	0,68
		2,0	0,58	0,75	0,96
А. М. Латышенков	$u_0 = 1{,}6\sqrt{gd}\left(\frac{h}{d}\right)^{1/5}$	0,1	0,31	0,43	0,49
		0,25	0,42	0,57	0,66
		1,0	0,64	0,87	1,0
		2,0	0,78	1,06	1,22
Б. И. Студеничников	$u_0 = 1{,}15\sqrt{gd}\left(\frac{h}{d}\right)^{1/4}$	0,1	0,36	0,53	0,65
		0,25	0,45	0,68	0,80
		1,0	0,64	0,95	1,14
		2,0	0,76	1,14	1,35
Ц. Е. Мирцхулава	$u_0 = \lg\left(\frac{8{,}8h}{d_5}\right)\sqrt{\frac{2gm}{0{,}44\gamma_п}(\gamma_н-\gamma)}$	0,1	0,37	0,39	0,41
		0,25	0,39	0,45	0,48
		1,0	0,55	0,65	0,69
		2,0	0,70	0,83	0,89
В. Е. Коротков	$u_0 = \left(1{,}2\sqrt{\frac{gd(\rho_н-\rho)}{\rho}}+\frac{6\nu}{d}\right)\left(\frac{h}{d}\right)^x$	0,1	0,44	0,55	0,62
		0,25	0,35	0,44	0,49
		1,0	0,45	0,56	0,63
		2,0	0,66	0,85	0,96

мывающей скорости по этим формулам сближаются (особенно при глубинах $h \geqslant 5$ м).

По формулам И. И. Леви (1967) влияние R на v_0 также незначительно по сравнению с d и при $d<0{,}25$ мм, что соответствует области гидравлически гладкого русла, значения неразмывающей скорости отличаются от значений, полученных по формулам В. Н. Гончарова и В. С. Кнороза, но с увеличением d ($d>0{,}25$ мм) эта разница сглаживается, особенно при $h \geqslant 10$ м.

По формулам А. М. Латышенкова (Каналы систем водоснабжения и ирригации, 1972) и Б. И. Студеничникова (1964) на u_0 больше влияет d, чем h. Причем наибольшие значения скорости при $d=2$ мм по сравнению с формулами разных авторов получаются по формулам А. М. Латышенкова и Б. И. Студеничникова.

Формула Ц. Е. Мирцхулавы (1967) для несвязных грунтов по своей структуре одинакова с формулой В. Н. Гончарова, поэтому она дает близкие результаты.

В. Е. Коротков (1976) получил формулу неразмывающей скорости на основе обработки опытного материала В. С. Кнороза по определению неразмывающей скорости равномерного потока для однородных несвязных грунтов, которая справедлива при турбулентном движении для всех трех областей сопротивления. При этом $u_0 \sim \left(\frac{h}{d}\right)^x$, где x — постоянная величина, равная $^1/_7$, в случае, если $\mathrm{Re}_d = \frac{d\sqrt{g\rho' d}}{\nu} \leqslant 10^2$, и зависит от числа Рейнольдса, если $\mathrm{Re}_d > 10^2$. Значение $x = \frac{1}{7}$ получено также в гидрофизической лаборатории МГУ экспериментально при переходе от статической устойчивости к начальной фазе колебания и отрыве отдельных частиц.

По формуле В. Е. Короткова прослеживается влияние температуры на величину u_0 (табл. 16).

Таким образом, начальные условия в опытах, положенные в основу определения неразмывающей скорости, будут определять ее численные значения, но форма эпюры распределения продольных скоростей на вертикали и, следовательно, численные значения показателя степени x будут однозначно определять различные фазы движения наносов. Поэтому при вычислении значений показателей степени в формулах неразмывающих скоростей надо учитывать, что кинематический показа-

Таблица 16. **Значение скорости u_0 по формуле В. Е. Короткова при различной температуре**

h, м	d, мм					
	0,10		0,15		0,20	
	5 °С	30 °С	5 °С	30 °С	5 °С	30 °С
0,5	0,45	0,32	0,37	0,29	0,35	0,29
1,0	0,50	0,36	0,42	0,33	0,38	0,32
2,0	0,55	0,39	0,46	0,36	0,43	0,36
3,0	0,59	0,42	0,49	0,39	0,45	0,38
4,0	0,61	0,44	0,51	0,40	0,48	0,40
5,0	0,63	0,45	0,53	0,42	0,49	0,41

Продолжение

h, м	d, мм					
	0,25		0,37		0,50	
	5 °С	30 °С	5 °С	30 °С	5 °С	30 °С
0,5	0,34	0,29	0,34	0,31	0,35	0,33
1,0	0,38	0,32	0,38	0,34	0,39	0,37
2,0	0,42	0,36	0,42	0,38	0,43	0,41
3,0	0,44	0,38	0,44	0,41	0,46	0,43
4,0	0,46	0,40	0,46	0,42	0,48	0,45
5,0	0,48	0,41	0,48	0,41	0,50	0,47

Примечание. За неразмывающую скорость u_0 принята средняя скорость потока, соответствующая началу срыва и переноса отдельных частиц.

тель $x = \frac{u_п - u_в}{u_в}$ может быть подсчитан на основе непосредственных измерений в опыте.

При проведении эксперимента по непосредственному определению неразмывающей скорости на размываемой модели необходимо установить границы начального участка. Для этого надо измерить эпюры распределения продольных скоростей на входном участке модели, и если $x < \frac{1}{10}$, то на этом участке произойдет размыв. При закреплении начального участка размываемой модели (например, мелким гравием, вкрапленным в цемент) надо добиваться такого распределения продольных скоростей на выходе потока на размываемую часть модели,

чтобы $x > \frac{1}{6}$. Только тогда можно добиться таких условий, когда на размываемой части модели можно определить непосредственными измерениями неразмывающую скорость. В натурных условиях такое многообразие факторов (различное геологическое строение берегов и дна канала, неравномерность движения, поступление наносов со склонов и др.), что идеальная схема, характерная для лабораторных условий, всегда будет нарушена. Поэтому необходимо вносить поправку в результаты опытов и анализировать только структуру формулы, а численные значения коэффициентов уточнять по натурным данным.

Большое количество разнообразных по структуре зависимостей с различными числовыми значениями коэффициентов и показателей можно привести к формулам (17) и (20).

Следовательно, показатели степени в зависимостях для средней скорости потока в размываемом русле по структуре одинаковых с выражениями (17) и (20) связаны с распределением скоростей и могут быть непосредственно измерены и подсчитаны по формуле (3). В коэффициенты пропорциональности, численные значения которых подбирают на основании экспериментальных данных, должны входить в явном виде параметр стабильности пристенного слоя N_δ и отношение донной скорости на высоте выступов руслоформирующих наносов к динамической скорости, то есть N_d.

На основе исследований установлено влияние кинематических характеристик на среднюю скорость потока в размываемом русле. Следовательно, можно рассмотреть взаимосвязь гидравлических сопротивлений русла с этими характеристиками и распределением скоростей в открытом потоке.

ГИДРАВЛИЧЕСКИЕ СОПРОТИВЛЕНИЯ РАЗМЫВАЕМОГО РУСЛА

При проектировании мелиоративных каналов необходимо рассчитать гидравлические сопротивления в зависимости от шероховатости русла и степени его устойчивости. Решение этой задачи осложняется тем, что при определении коэффициента Шези, характеризующего гидравлические сопротивления, надо принимать значение коэффициента шероховатости n в размываемом рус-

ле. На величину n большое влияние оказывает режим движения наносов, их крупность, наличие взвеси в потоке, а также способ производства работ (в первые годы эксплуатации или при реконструкции канала).

Для открытых потоков при $\frac{B}{h_{ср}} > 10$ гидравлический радиус $R \approx h_{ср}$. Тогда значение коэффициента n можно получить по известной формуле $n = h_{ср}^{x_р}/C$, но значение $x_р = \frac{v_п - v}{v}$ надо рассчитывать на основе гидрометрических данных ($v_п$ — средняя поверхностная скорость; v — средняя скорость потока).

Для девятнадцати рек Советского Союза с различным типом руслового процесса и широкими пределами изменения расхода воды, средней скорости, уклона свободной поверхности, коэффициента Шези коэффициент шероховатости $n = h_{ср}^{x_р}/C = 0{,}01—0{,}111$ (см. табл. 14).

Исходя из формулы (17) для коэффициента шероховатости размываемого русла n можно получить такую зависимость:

$$n = \frac{(1 + x)\, d^x}{N_\delta^{1-x} N_d^x \sqrt{g}}, \tag{22}$$

которую можно представить в общеизвестном виде:

$$n = c_d d^x, \tag{23}$$

если принять, что

$$c_d = \frac{1 + x}{N_\delta^{1-x} N_d^x \sqrt{g}}. \tag{24}$$

Если в формулу (23) подставить численные значения коэффициента $c_d = 0{,}047$, приняв показатель степени $x = 1/6$, то получим известную зависимость А. Штриклера, полученную им на основании лабораторных опытов в жестком русле с приклеенными по дну песчинками. Оставляя песчинки свободными, Чан Ю-лин в лабораторных опытах получил $c_d = 0{,}052$ при $x = 1/6$.

Согласно лабораторным данным (Алтунин, 1972), частное значение $x = 1/6$ характеризует начальную стадию деформации песчаного русла (колебание отдельных частиц). Если принять рекомендуемое И. К. Никитиным (1963) значение $N_\delta = 5{,}6$, то при $N_d = 1$ и $x = 1/6$ из формулы (22) можно получить зависимость В. М. Маккавеева и А. В. Караушева (1969):

$$n = 0{,}09 d^{1/6}. \tag{25}$$

По этой зависимости при изменении d от 0,0001 до 0,001 м коэффициент шероховатости n колеблется от 0,02 до 0,03.

На основе формулы (17) коэффициент Шези в размываемом русле

$$C = \frac{N_\delta^{1-x} N_d^x}{1 + x} \left(\frac{h}{d}\right)^x \sqrt{g}. \tag{26}$$

Эту формулу можно записать так:

$$C = C_р \left(\frac{h}{d}\right)^x \sqrt{g} \tag{27}$$

при условии, что

$$C_р = \frac{N_\delta^{1-x} N_d^x}{1 + x}. \tag{28}$$

Применительно к опытам А. Штриклера $C_р = 6{,}0$, Чан Ю-лина $C_р = 6{,}1$, а для естественных русл В. М. Маккавеев рекомендовал $C_р = 3{,}4$. Причем эти авторы принимали $x = 1/6$.

Доу Го-жень обобщил большое число лабораторных данных при различных режимах движения наносов и получил $C_р = 7{,}5$ при $x = 1/8$. Для речных потоков при колебаниях средней скорости от 0,2 до 2 м/с, глубины потока от 0,1 до 7 м, уклона свободной поверхности от 0,00005 до 0,004 и крупности донных отложений от 0,005 до 100 мм Доу Го-жень получил $C_р = 4{,}7$ при $x = 1/8$.

Для размываемых русл зависимость типа $C \sim \left(\frac{h}{d}\right)^m$ с переменными m предложена М. А. Великановым, а типа $C \sim \left(\frac{h}{d}\right)^{1/5}$ — В. Н. Гончаровым.

Если коэффициент Шези в размываемом русле определять по формуле (27) с постоянным значением коэффициента и показателя x, то получается, что коэффициент Шези зависит только от относительной шероховатости русла h/d. Это является частным случаем, так как при различных фазах движения наносов $N_d \neq 1$ и, кроме

того, численное значение x оказывает влияние на коэффициент Шези C. Поэтому в общем случае коэффициент Шези необходимо определять по выражению (26), а коэффициент шероховатости — по формуле (22).

Формулу (22) с учетом зависимости (15) можно записать так:

$$n = \frac{(1+x)\,d^x}{N_6^{1-x}\left(\frac{u_d}{u_*}\right)^x \sqrt{g}}. \qquad (29)$$

Из этой формулы принимая $u_* = \sqrt{ghI}$ и $x = 0{,}5$, получаем, что $n \sim I^{0,5}$, то есть эмпирическую зависимость, принятую М. Ф. Срибным для составления известной классификации коэффициентов шероховатости для естественных водотоков.

Анализ уравнения (29) показывает, что $n \sim I^{0,5x} d^x$. Такая связь установлена П. Ф. Васильевым на основании обработки натурных данных по рекам Средней Азии.

В таблице 17 приведены значения коэффициента шероховатости для несвязных грунтов, полученные по

Таблица 17. **Коэффициенты шероховатости для русл, сложенных несвязными грунтами** ($d_{ср} > 0{,}3$ мм)

Продольный уклон водотока, ‰	Диаметр руслоформирующих фракций, мм								
	0,32	0,63	1,25	2,5	5	10	20	40	80
0,0002	0,025	0,028	0,030	0,033	0,036	0,039	0,043	0,046	0,050
0,0004	0,028	0,030	0,033	0,036	0,039	0,043	0,046	0,050	0,055
0,0006	0,029	0,032	0,035	0,038	0,041	0,045	0,049	0,053	0,058
0,008	0,030	0,033	0,036	0,039	0,043	0,046	0,051	0,055	0,060
0,001	0,031	0,034	0,037	0,040	0,044	0,048	0,052	0,057	0,062
0,002	0,034	0,037	0,040	0,044	0,048	0,052	0,058	0,062	0,068
0,004	0,037	0,040	0,044	0,048	0,052	0,056	0,062	0,068	0,073
0,006	0,039	0,042	0,046	0,050	0,055	0,060	0,065	0,071	0,078
0,008	0,040	0,044	0,048	0,052	0,057	0,062	0,068	0,074	0,080
0,010	0,041	0,045	0,049	0,054	0,058	0,064	0,070	0,076	0,083
0,020	0,045	0,049	0,054	0,058	0,064	0,070	0,076	0,082	0,090
0,040	0,049	0,054	0,059	0,064	0,069	0,076	0,083	0,091	0,096
0,060	0,052	0,056	0,061	0,067	0,073	0,080	0,087	0,095	0,103
0,080	0,054	0,059	0,064	0,070	0,076	0,083	0,090	0,098	0,107
0,100	0,055	0,060	0,066	0,071	0,078	0,085	0,093	0,101	0,110
0,200	0,060	0,066	0,071	0,078	0,085	0,093	0,101	0,110	0,120

Таблица 18. **Гидравлические характеристики каналов в связных грунтах**

Участок и створ, пикет	Расход воды Q, м³/с	Средняя скорость v, м/с	Максимальная скорость v_{max}, м/с	Средняя глубина $h_{ср}$, м	Продольный уклон I, ‰	Коэффициент шероховатости n
Саратовский канал (июнь 1975 г.)						
Участок 1, створ 1	15,7	0,56	0,59	1,55	0,08	0,018
створ 2	18,3	0,66	0,71	1,54	0,08	0,019
Участок 2, створ 1	17,0	0,44	0,72	1,76	0,05	0,018
створ 2	13,5	0,35	0,56	1,68	0,05	0,018
Участок 3, створ 1	18,3	0,50	0,70	1,83	0,05	0,018
створ 2	17,6	0,53	0,60	1,66	0,05	0,016
Саратовский канал (август 1975 г.)						
Участок 1, створ 1	16,3	0,53	0,82	1,71	0,08	0,019
Участок 2, створ 1	16,0	0,44	0,55	1,68	0,05	0,019
Участок 3, створ 1	17,3	0,48	0,58	1,79	0,05	0,017
Палласовский канал (июль 1975 г.)						
ПК 11	15	0,35	0,51	2,16	0,015	0,017
ПК 13	15	0,39	—	1,86	0,015	0,013
ПК 15	15	0,39	0,59	1,88	0,015	0,014
ПК 17	15	0,42	—	1,79	0,015	0,013
ПК 19	15	0,39	0,56	1,91	0,015	0,014
ПК 21	15	0,41	—	1,83	0,015	0,013
ПК 23	15	0,35	0,46	1,95	0,015	0,016
ПК 25	15	0,39	—	1,90	0,015	0,014
ПК 27	15	0,36	0,51	1,84	0,015	0,016
ПК 28	15	0,40	—	1,80	0,015	0,013

Таблица 19. **Гидравлические характеристики динамически устойчивых участков Каракумского канала**

Расход воды Q, м³/с	Средняя скорость v, м/с	Максимальная скорость v_{max}, м/с	Средняя глубина $h_{ср}$, м	Продольный уклон I, ‰	Коэффициент шероховатости n
Мелкозернистый песок					
77	0,57	0,80	2,50	0,089	0,030
113	0,62	0,84	2,94	0,094	0,032
159	0,55	0,73	3,36	0,060	0,033
165	0,51	0,76	3,50	0,055	0,033
179	0,49	0,60	3,60	0,048	0,033
292	0,60	0,98	3,90	0,040	0,026
Супесь					
90	0,82	1,14	2,25	0,120	0,023
128	0,91	1,22	2,64	0,150	0,026
188	0,93	1,20	3,04	0,140	0,027
260	0,95	1,28	3,71	0,120	0,028
359	1,03	1,33	4,50	0,130	0,030
366	1,06	1,38	4,50	0,150	0,031

Таблица 20. **Гидравлические характеристики индо-пакистанских каналов**

Канал	Расход Q, м³/с	Средняя скорость v, м/с	Гидравлический радиус R, м	Продольный уклон I, ‰	Коэффициент шероховатости n	Диаметры донных отложений d_{65}	Диаметры донных отложений d_{50}	Диаметры донных отложений d_{35}	Коэффициент c_d	v_0, м/с	$\frac{v}{v_0}$
Леобанд	5,14	0,60	0,91	0,200	0,022	0,190	0,185	0,170	0,092	0,34	1,7
Лухари	2,71	0,54	0,75	0,433	0,032	0,200	0,192	0,180	0,132	0,33	1,6
Хардой	145,33	0,93	2,13	0,222	0,027	0,190	0,184	0,170	0,113	0,39	2,4
»	127,57	0,88	2,08	0,227	0,028	0,190	0,184	0,170	0,117	0,38	2,3
»	139,69	0,93	2,12	0,222	0,026	0,190	0,186	0,170	0,108	0,39	2,4
»	130,11	0,91	2,05	0,231	0,027	0,220	0,211	0,200	0,110	0,39	2,3
»	74,32	0,82	1,88	0,167	0,024	0,210	0,201	0,190	0,099	0,37	2,2
»	66,01	0,78	1,76	0,167	0,024	0,200	0,190	0,180	0,100	0,36	2,2
»	70,73	0,81	1,82	0,167	0,024	0,290	0,179	0,170	0,101	0,26	2,2
»	77,74	0,83	1,98	0,138	0,022	0,200	0,189	0,180	0,091	0,37	2,2
»	74,35	0,78	1,96	0,138	0,024	0,200	0,191	0,180	0,100	0,37	2,1
Лакноу	68,25	0,93	1,68	0,176	0,020	0,200	0,188	0,180	0,083	0,35	2,6
»	69,32	0,86	1,82	0,200	0,025	0,210	0,188	0,170	0,103	0,37	2,3
Лоува Ганда	92,79	0,64	2,14	0,198	0,037	0,220	0,191	0,160	0,158	0,37	1,7
» »	81,89	0,60	2,01	0,204	0,038	0,190	0,177	0,150	0,165	0,36	1,7
» »	77,20	0,59	1,94	0,202	0,037	0,210	0,203	0,170	0,153	0,38	1,6
» »	88,64	0,57	2,26	0,196	0,042	0,245	0,239	0,190	0,168	0,39	1,5
Фарукхабад	18,36	0,55	1,44	0,215	0,034	0,170	0,156	0,140	0,146	0,38	1,4
Сарда	227,35	0,97	2,05	0,149	0,021	0,200	0,190	0,180	0,087	0,38	2,5
Расалпур	0,357	0,25	0,43	0,250	0,036	0,170	0,160	0,150	0,157	0,26	1,0
Лабхера	0,174	0,27	0,28	0,213	0,023	0,083	0,078	0,070	0,111	0,24	1,1
Джарампур	0,112	0,32	0,19	0,311	0,018	0,084	0,079	0,070	0,087	0,24	1,3
Хардава	0,336	0,33	0,37	0,182	0,022	0,055	0,050	0,041	0,121	0,27	1,2
Беджамау	0,234	0,42	0,27	0,561	0,024	0,080	0,075	0,062	0,120	0,24	1,7
Мадхапур	0,396	0,40	0,48	0,152	0,019	0,088	0,082	0,070	0,092	0,26	1,5
Тоди	0,312	0,34	0,35	0,437	0,031	0,108	0,103	0,095	0,144	0,25	1,4
Джимана	0,224	0,31	0,29	0,317	0,026	0,098	0,093	0,081	0,123	0,25	1,2
»	0,255	0,25	0,37	0,130	0,023	0,030	0,25	0,015	0,135	0,26	1,0
»	0,793	0,28	0,52	0,130	0,021	0,045	0,040	0,030	0,114	0,30	0,9
»	0,538	0,35	0,40	0,140	0,021	0,040	0,034	0,025	0,117	0,31	1,1
Хафизабад	0,630	0,43	0,41	0,330	0,023	0,270	0,265	0,250	0,090	0,29	1,5
Джаргина	0,820	0,41	0,41	0,280	0,023	0,238	0,232	0,222	0,093	0,28	1,5
Кхадр	0,140	0,46	0,48	0,290	0,023	0,222	0,218	0,208	0,094	0,29	1,6
Джамал Джатти	0,770	0,40	0,39	0,330	0,028	0,226	0,222	0,210	0,114	0,28	1,4
Кханан	0,160	0,33	0,24	0,330	0,019	0,155	0,151	0,140	0,083	0,25	1,3
Пинди	0,450	0,41	0,38	0,270	0,021	0,190	0,186	0,175	0,088	0,27	1,5
Бурала	0,540	0,42	0,39	0,270	0,021	0,204	0,199	0,186	0,088	0,27	1,6
Силланвали	0,220	0,33	0,27	0,340	0,023	0,175	0,171	0,166	0,100	0,25	1,1
Гул-Шах	0,450	0,46	0,42	0,307	0,022	0,173	0,168	0,157	0,096	0,25	1,8
Джалал	0,278	0,31	0,35	0,475	0,035	0,140	0,135	0,125	0,155	0,26	1,3

формуле (29) на основании обработки натурных данных по рекам (Алтунин, Курганович, 1975).

Для каналов, сложенных связными грунтами, диапазон измерения коэффициента шероховатости значительно снижается (табл. 18) по сравнению с каналами в песчаных и супесчаных грунтах (табл. 19).

Полученные формулы не только объяснили структуру эмпирических зависимостей для определения скорости потока, коэффициента Шези и шероховатости в размываемых руслах, но и позволили проанализировать численные значения этих коэффициентов на основе измеренных кинематических характеристик потока.

Большинство авторов значения x и c_d в формуле (23) принимают постоянными. Однако коэффициент c_d является переменным. Так, для земляных каналов (табл. 20) в песчаных грунтах он изменяется в широких пределах: $c_d = 0{,}083—0{,}168$.

Многообразие факторов, влияющих на характеристики c_d, N_δ и N_d, не позволяет рекомендовать формулы типа $n \sim d^x$, по которым можно определить коэффициент шероховатости n и провести гидравлический расчет земляного канала. Причем значение этих характеристик изменяется даже в бóльших пределах, чем n. Кроме того, в гидравлических расчетах важно знать максимальные и минимальные значения коэффициента шероховатости для расчета пропускной способности канала и назначения устойчивой формы русла. Эти предельные значения n, которые послужили основой для создания гидротехнической классификации, приведенной в главе 6, были получены в результате обобщения натурных данных по земляным каналам и лабораторных данных по крупномасштабным размываемым моделям. Гидротехническая классификация позволяет в зависимости от расхода воды назначать предельные значения коэффициента шероховатости.

В целом исследования по кинематике открытого потока и гидравлическим сопротивлениям размываемого русла позволяют установить кинематико-морфологические закономерности, характеризующие устойчивое состояние необлицованных русл каналов, и предложить критерии плановой и продольной устойчивости.

4

ГИДРОМОРФОЛОГИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ЗЕМЛЯНЫХ КАНАЛОВ И РЕК

ОСОБЕННОСТИ РУСЛОВОГО ПРОЦЕССА В ЗЕМЛЯНЫХ КАНАЛАХ И РЕКАХ

В несвязных грунтах, слагающих ложе земляного канала, при взаимодействии потока и русла вырабатываются закономерные формы русла, типичные как для отдельных участков этого канала, так и для целого ряда каналов, находящихся в подобных условиях.

Если поток взаимодействует со связными грунтами, то форма русла в той или иной мере утрачивает типичность, приобретает специфические черты, свойственные слабодеформируемым участкам; причем формы дна и берегов зависят от относительной прочности различных участков ложа. Хотя для таких участков морфологические закономерности носят более индивидуальный характер, но и здесь можно выделить характерные участки с определенным типом русловых переформирований.

В зависимости от гидравлического режима потока в канале, поступления наносов при водозаборе, длины канала и наличия гидротехнических сооружений (перегораживающие, сопрягающие и др.), ограничивающих как глубинные, так частично и плановые деформации русла, на канале могут наблюдаться отдельные явления, характерные для руслового процесса в реках (Алтунин, Аннаев, Аширов, 1975).

Но канал — это инженерное сооружение с четко регламентированными расходами и медленно изменяющимися уровнями воды, с определенным режимом движения наносов в отличие от естественных водотоков с резко меняющимися во времени фазами перемещения наносов в различной форме и характерными нестационарными русловыми деформациями.

Поэтому в каналах процесс руслоформирования проходит длительный период. В тех случаях, когда во времени расходы воды в канале изменяются незначительно

и правильно была запроектирована форма русла, соответствующая этому расходу, то русловой процесс может не возникнуть вообще, если не будет дополнительных факторов, вызывающих сначала образование микроформ, а потом макроформ.

Интенсивность руслового процесса также в значительной степени будет определяться наличием взвешенных наносов, поступающих в канал при водозаборе. Закольматированное русло канала также меньше расположено к возникновению руслового процесса, тем более если в канале будет поддерживаться равномерное движение.

Разрушения берегов канала и дополнительное поступление грунта со склонов канала, из которых образуются наносы и возникают мезоформы, и даже могут получиться крупные русловые формы (макроформы), являются основной причиной, способствующей возникновению руслового процесса и вызывающей неравномерность движению потока. При этом не следует, конечно, забывать, что уже во внутренней структуре турбулентного потока заложены основные причины потери устойчивости даже при строго прямолинейном направлении движения. Размываемое русло способствует возникновению общей неустойчивости потока, так как возникают такие формы его ложа, которые уже приводят к общей неустойчивости русла. И этот процесс длится до тех пор, пока не наступает какое-то динамическое равновесие.

В условиях неустановившегося движения потока в результате взаимодействия потока и русла возникают нестационарные деформации русла, соответствующие строго определенному типу руслового процесса. Многообразие форм этого процесса зависит от водности — расхода воды Q, типа гидрографа паводка, характеризующего изменение Q во времени, геологического строения долины, ее залесенности и связанной с ним интенсивности эрозии склонов долины и берегов, рельефа местности — продольного и поперечного уклонов водотока, направления течения (с севера на юг или наоборот), вызывающего кориолисовое ускорение.

На большинстве рек Советского Союза (особенно в среднем течении) происходит процесс меандрирования, а на некоторых — блуждание русл (особенно в нижнем течении).

На каналах такие типы руслового процесса допускать нельзя. В случае возникновения мезоформ надо проводить инженерные мероприятия по поддержанию трассы канала, близкой к проектной.

Известны методы регулирования русла (Алтунин, 1964), которые служат для создания относительно устойчивого в плане участка реки обычно небольшой длины — (6—8) $B_р$, где $B_р$ — ширина основного русла.

В земляных же каналах необходимо создавать такой гидравлический режим, при котором будут устранены причины, вызывающие интенсивные русловые переформирования, а тем более определенный тип руслового процесса, приводящий к общей потере устойчивости канала в плане.

Основная причина неустойчивости канала — возникновение крупных грядовых образований на дне, вызывающих плановую неустойчивость. Эти грядовые образования наблюдались на больших земляных каналах (Каракумский), проходящих в различных грунтовых условиях, на средних (Саратовский, Палласовский) и мелких (каналы Астраханской области), проходящих в связных грунтах.

По данным Д. Я. Рашкевича (1966), для рек в случае образования трехмерных кучевидных гряд (барханов) отношение их длины $l_г$ к высоте $h_г$ примерно одинаковое: $l_г/h_г \approx 70$. В отличие от этого в каналах (Алтунин, Селяметов, Мулюкова, 1978) четко наблюдалось влияние параметра формы $B/h_{ср}$ на отношение $l_г/h_г$ (рис. 46).

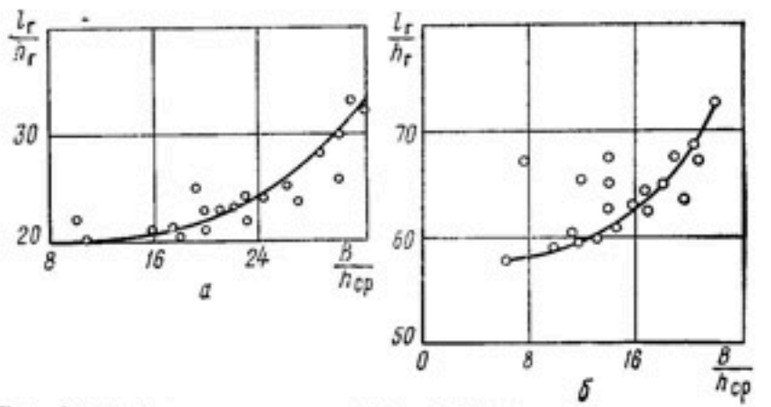


Рис. 46. График зависимости $l_г/h_г = f(B/h_{ср})$ для несвязного (*а*) и связного (*б*) грунтов.

В каналах и реках, по данным Б. Ф. Снищенко и З. Д. Копалиани (1978), для гряд, продольный разрез которых меняется в диапазоне $(1\div1{,}5)h<l_г<(15\div20)h$, отношение $v_0/c_г=341$—$75\,000$, число $Fr=0{,}09$—$0{,}53$ при $h_г/h=0{,}06$—$0{,}36$ и $l_г/h=2$—$11{,}5$ ($c_г$ — скорость движения гряд).

Влияние формы русла на рельеф дна показывает, что причиной неустойчивости русла при определенных соотношениях $B/h_{ср}$ является макрошероховатость ложа, размеры которой в виде отношения $l_г/h_г$ характеризуют переход от устойчивого состояния к неустойчивому.

При этом микроформы в виде песчаных гряд и рифелей, возникновение которых связано с макротурбулентностью потока, в основном характерны для каналов, сложенных песчаными грунтами.

Интенсивные плановые деформации русла (например, в условиях Каракумского канала) возникают при стеснении потока средними формами (крупными песчаными скоплениями), соизмеримыми с размерами русла.

На речных потоках интенсивные русловые переформирования могут проходить за сравнительно короткий период времени (например, за период паводка, проходящего несколько дней) и за сравнительно длительный период (в течение года или нескольких лет). Бытовое состояние русла может восстановиться до начала этих интенсивных русловых переформирований. На отдельных участках (например, нижнее течение и дельты рек) можно выделить однонаправленные необратимые деформации (повышение базиса эрозии, движение бара и др.).

На канале, если его строили сразу на проектное сечение, необратимые деформации допускать нельзя. Но при строительстве каналов в несвязных грунтах (обычно мелко- и среднезернистый песок) и при наличии местных понижений, создающих большие уклоны, практикуется способ саморазмыва. При этом способе производства работ вначале выкапывают пионерную траншею гораздо меньших размеров, чем нужно для канала, чтобы пропустить заданный расчетный (нормальный) расход $Q_р$. Так как уклоны больше, чем требуется для пропуска $Q_р$, то в пионерной траншее возникают скорости $u_с$, значительно превышающие размывающие $u_р$ ($u_с>1{,}5\,u_р$). В этом случае возникают необратимые плановые и глубинные деформации, разрушающие пионерную траншею. Причем плановые деформации русла происходят интенсивнее, чем глубинные, хотя весь период формирования русла в процессе саморазмыва характеризуется интенсивным движением наносов.

В зависимости от первоначально заданного гидравлического режима в пионерной траншее наблюдаются различные фазы движения наносов (взмучивание и транспорт взвешенных наносов, появление антидюн, гряд и др.). В процессе саморазмыва значительно уширяется русло и уполаживаются продольные уклоны.

В период стабилизации деформаций (после саморазмыва), характеризующих предельную динамическую устойчивость русла, сечение канала может в значительной степени отличаться от расчетного и не обеспечивать пропуск заданных расходов воды. Тогда русло углубляют до таких размеров, чтобы обеспечить пропуск расчетных расходов.

Способ саморазмыва на каналах удешевляет строительство канала в первый период, но приводит к значительным эксплуатационным затратам в дальнейшем.

Создать динамически устойчивое русло, а тем более статическое без искусственного вмешательства невозможно, так как скорости потока в канале после саморазмыва значительно выше неразмывающих, а ширина канала больше той, которая требуется для пропуска расчетного расхода воды. Поэтому в канале после саморазмыва создаются все условия для дальнейшего руслового процесса, не затухающего длительное время. Так, на Каракумском канале более 20 лет продолжается интенсивный процесс русловых переформирований, хотя на отдельных участках (после водохранилищ, где поток несет малое количество взвеси, на участках, перехватывающих наносы и др.) наблюдается гидравлический режим, характерный для динамически устойчивых сечений канала.

Некоторые особенности процесса саморазмыва можно наблюдать в лабораторных условиях, но при этом на пространственных размываемых моделях возникают крупные гряды, соизмеримые с глубиной потока. Поэтому относительная шероховатость на модели $(h/h_г)_м>(h/h_г)_н$, хотя на малых протоках р. Амударьи можно наблюдать такие крупные грядовые образования, для которых соблюдается равенство $(h/h_г)_н=(h/h_г)_м$.

Лабораторные данные, полученные на модели из мелкопесчаных грунтов после формирования динамически устойчивого русла с крупными грядами, соответствуют натурным данным, полученным на реках с бóльшим коэффициентом шероховатости и параметром формы $B/h_{ср}$ (Алтунин, Селяметов, Мулюкова, 1978). Поэтому при моделировании процесса руслоформирования каналов, сложенных мелкопесчаными грунтами, необходимо подбирать заменители на модели, чтобы добиться подобных натуре фаз движения наносов и геометрических размеров микроформ.

Задача физического моделирования может упроститься, если рассматривать только статически или динамически устойчивое состояние земляного канала, когда скорости в нем не превышают размывающих $u_р$, при которых начинается интенсивное движение и разрушение гряд. По данным В. С. Кнороза (1958, 1959), $u_р/u_0>2$. По натурным данным, для больших земляных каналов предельная динамическая устойчивость $u_{0\,пр}\approx 1{,}8\,u_0$; причем $u_р \geqslant u_{0\,пр}$. Эти соотношения справедливы на прямолинейных участках канала при равномерном движении воды и отсутствии боковых деформаций русла. Если при водозаборе поступает значительное количество взвеси и происходит кольматация русла, то неразмывающую скорость u_0 в этих неравенствах надо определять с учетом кольматации, то есть $u_{0\,к}\simeq(1{,}1—1{,}3)\,u_0$ и тогда $u_{0\,ст}<1{,}8\,u_0$, а $u_{0\,дин}$ изменяется в пределах $1{,}8\,u_0 \leqslant u_{0\,дин}<2\,u_0$ и $u_{0\,пр}\approx 2\,u_0$.

Поэтому особенности руслового процесса надо изучать на больших земляных каналах, а причины, приводящие к потере статической устойчивости канала, можно исследовать на крупномасштабных физических моделях.

Учитывая вышеизложенное, в главе 5 дана методика физического моделирования, основанная на кинематико-морфологических закономерностях формирования русл, но ограниченная условиями, соответствующими динамическому состоянию русла на модели.

Сильное влияние на процесс руслоформирования больших земляных каналов значительной протяженности оказывают перегораживающие сооружения, закрепляющие базис эрозии на отдельных участках, где они имеются, и места сопряжения участков с различными грунтовыми условиями.

При сопряжении канала с рекой-водоприемником (каналы для переброски воды из одной реки в другую, водосбросные каналы-коллекторы и др.) особое внимание следует обращать на место сопряжения канала с рекой.

Нельзя допускать значительного завышения или занижения базиса эрозии по сравнению с отметкой дна реки, которая изменяется по периодам (межень или паводок).

Желательно, чтобы на концевом участке канала не было подпора и спада. Однако если нельзя создать движение, близкое к равномерному, то необходимо обеспечить пропуск заданных расходов воды при минимально возможном подпоре на выходе в водоприемник.

Конечно, лучше зарегулировать участок реки в месте выхода канала или закрепить русло канала отсыпкой камня или другими способами. Можно также сделать более плавным сопряжение откосов канала с откосами русла реки и несколько уширить поперечное сечение канала в концевой части для уменьшения скорости и более плавного соединения потоков. При этом служба эксплуатации не должна допускать такой сработки емкости воды в канале в невегетационный период, при которой значительные массы воды будут поступать в канал из реки-водоприемника, создавая противоток. Отметки дамб на канале надо рассчитывать в месте сопряжения его с водотоком с учетом уровней воды в этом водоприемнике.

Желательно, чтобы канал заканчивался выше перекатов на плессовых участках. Поступление расходов воды из канала не должно в значительной степени нарушать естественный русловой процесс в реке. Трассу канала по возможности выбирают так, чтобы динамическая ось канала проходила под острым углом (меньше 60°) к динамической оси речного потока, особенно если максимальные уровни в реке и канале совпадают.

Устойчивость канала может быть в значительной степени определена условиями выхода потока из канала и поддержания постоянного базиса эрозии.

Эти некоторые особенности русловых деформаций в каналах и реках необходимо учитывать при проектировании больших каналов в земляных руслах.

Рассмотрим основные гидроморфологические характеристики таких каналов и рек.

ГИДРОМОРФОЛОГИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ УСТОЙЧИВОГО РУСЛА

Проведенные исследования (Алтунин, 1972) показали, что существует взаимосвязь морфометрических характеристик русла B, $h_{ср}$, I и крупности руслоформирующих наносов d с кинематическими характеристиками потока x, N_δ и N_d.

Задачу установления теоретической зависимости между шириной устойчивого в плане русла и средней глубиной можно решить, используя гидроморфологическое соотношение между шириной потока B и средней глубиной $h_{ср}$, полученное на основе теории подобия (Алтунин, 1972) в таком виде:

$$\frac{B^{\frac{0.5}{0.5+x_p}} d_{ср}^{\frac{x}{0.5+x_p}}}{h_{ср}} = a, \qquad (30)$$

где a — гидроморфологический параметр.

Зависимость (30) можно записать в виде, предложенном С. Т. Алтуниным (1964):

$$\frac{B^{m_p}}{h_{ср}} = A, \qquad (31)$$

считая, что $m_p = \frac{0,5}{0,5+x_p}$ и $A = \frac{a}{d_{ср}^{\frac{x_p}{0.5+x_p}}}$.

При изменении кинематической характеристики турбулентного потока в размываемом русле в пределах $0<x_p<0,35$ показатель m_p в зависимости (31) принимает те же значения (при $x_p=0$ — $m_p=1$ и $x_p=0,35$ — $m_p=0,6$), которые рекомендует С. Т. Алтунин (1964).

Значения показателя $m_p = \frac{0,5}{0,5+x_p}$ приведены ниже:

x_p	0	0,10	0,17	0,20	0,25	0,30	0,35	0,40
m_p	1,0	0,83	0,77	0,71	0,67	0,63	0,59	0,56

Гидроморфологическая зависимость С. И. Рыбкина (1952) имеет вид:

$$\frac{B^{m'_p}}{h_{ср}} = P\left(\frac{gI}{W^2}\right)^{1-m'_p}, \qquad (32)$$

где P — параметр С. И. Рыбкина; W — гидравлическая крупность руслоформирующих наносов.

Значения показателя m'_p при ширине B в этой зависимости изменяются в тех же пределах ($0,5<m'_p<1,0$), что и в выражении (31).

Следует отметить, что при значении $x_p=0,2$, которое примерно характеризует аллювиальное устойчивое русло, получается частное значение показателя $m'_p=0,7$, которое рекомендует использовать В. С. Лапшенков при нахождении взаимосвязи между B и $h_{ср}$ для устойчивого русла.

При $x_p=0,5$ из формулы (30) можно получить зависимость М. А. Великанова (1958):

$$\frac{B^{0,5} d_{ср}^{0,5}}{h_{ср}} = \Gamma_d. \qquad (33)$$

В общем случае, как показали исследования турбулентных открытых потоков, $x_p<0,5$.

При разработке методики моделирования руслового процесса М. А. Великанов (1958) рассматривает гидроморфологическую зависимость в таком виде:

$$\frac{Bd^{1/7}}{h_{ср}^{8/7}} = \text{const}. \qquad (34)$$

Если зависимость (30) запишем так:

$$\frac{Bd_{ср}^{2x_p}}{h_{ср}^{1+2x_p}} = a^{1+2x_p}, \qquad (35)$$

то при $x_p={}^1/_{14}$ формулы (34) и (35) идентичны.

Используя гидрометрические данные по Нижне-Чинабской оросительной системе (Пакистан) с максимальным расходом $Q=310$ м³/с, Л. Линдлей предложил для устойчивых сечений каналов такую зависимость:

$$\frac{B}{h_{ср}^{1,61}} = 1,9, \qquad (36)$$

которая при $x_р \approx 0{,}3$ может быть также представлена в виде формулы (35), записанной так:

$$\frac{B}{h_{ср}^{1+2x_р}} = a_d,$$

где $a_d = \frac{a^{1+2x_р}}{d_{ср}^{2x_р}} = 1{,}9$. При средней глубине показатель степени $1+2x_р = 1{,}6$.

В настоящее время имеются попытки ввести новые гидроморфологические соотношения, которые характеризуют устойчивость русла. Так, Г. В. Железняков (1950) и К. В. Гришанин (1974) предложили следующие гидроморфологические соотношения:

$$\frac{v^2 \Gamma^2}{g} = C_г \qquad (37)$$

и

$$M_г = \frac{1}{C_г^{0,25}} = \frac{g^{0,25}}{v^{0,5} \Gamma^{0,5}}. \qquad (38)$$

К. В. Гришанин последнее уравнение записал так:

$$M_г = \left(\frac{h_{ср}}{B}\right)^{3/8} \left(\frac{Qg^2}{v^5}\right)^{1/8}. \qquad (39)$$

Тогда отношение

$$\frac{B}{h_{ср}} \approx \frac{\chi}{R} = \frac{2}{M_г^{8/3}} \left(\frac{Qg^2}{v^5}\right)^{1/3}. \qquad (40)$$

где χ — смоченный периметр; R — гидравлический радиус; g — ускорение свободного падения; Q — расход воды; $M_г$ — значение инварианта (для каналов по К. В. Гришанину $M_г = 1{,}05$).

В таблице 21 приведены значения гидроморфологических параметров В. Г. Глушкова (Γ), Г. В. Железнякова ($C_г$), К. В. Гришанина ($M_г$) и С. Т. Алтунина (A) для речных русл, подсчитанные при $Q = 5$—$28\,000$ м³/с, $B = 15$—1940 м; $h_{ср} = 0{,}3$—$11{,}7$ м; $v = 0{,}42$—$3{,}5$ м/с; $I = 0{,}000009$—$0{,}017$. Анализ этих данных показал, что гидроморфологические параметры В. Г. Глушкова, Г. В. Железнякова, К. В. Гришанина и С. Т. Алтунина изменяются в широких пределах: $\Gamma = 1{,}5$—$19{,}8$; $C_г = 0{,}3$—$55{,}5$; $M_г = 0{,}4$—$1{,}3$; $A = 2{,}5$—$39{,}4$.

Диапазон изменения параметров Γ и A можно сузить, если выделить горные, предгорные, равнинные и другие участки рек и рассмотреть динамическую устойчивость отдельных участков.

Проанализируем значения $C_г$ и $M_г$, приведенные в таблице 21. Для р. Амударьи при $C_г = 5{,}5$—$5{,}6$ и примерно одинаковых грунтовых условиях ($d_{ср} \approx 0{,}2$ мм) параметр формы русла $B/h_{ср} = 52{,}8$—225, средняя скорость $v = 0{,}54$—$2{,}3$ м/с, $Q = 213$—3310 м³/с. Следовательно, этот параметр не характеризует какую-то степень устойчивости русла, а так как $M_г \sim \frac{1}{C_г^{0,25}}$, то и этот параметр, хотя он изменяется в меньших пределах, также не характеризует динамически устойчивое русло. Так, по данным таблицы 14 и 21 для протоки Акдарьи при $Q = 427$ м³/с, $B = 199$ м; $h_{ср} = 2{,}9$ м и $v = 0{,}67$ м/с параметр $M_г = 1$ и $B/h_{ср} = 69$, но при увеличении расхода воды в этой протоке до $Q = 2060$ м³/с соотношение $B/h_{ср}$ сохраняется ($B/h_{ср} = 67{,}8$), а параметр $M_г = 0{,}6$.

Для других проток, где наблюдается относительная динамическая устойчивость их русла (берега закреплены камышом, а по дну двигаются гряды и происходит, как известно, даже повышение базиса эрозии вследствие подпора и выпадение взвешенных наносов), при этом же значении параметра $M_г = 0{,}6$ отношение $B/h_{ср}$ изменяется в 6 раз ($B/h_{ср} = 52{,}8$—$327{,}3$).

Анализ данных, приведенных в таблице 21, также показывает, что значения $M_г$ одинаковы как для рек, несущих большое количество взвешенных наносов, так и для рек, сложенных гравелистым материалом, а форма русла в значительной степени определяется этими факторами. Поэтому этот параметр не отражает влияния крупности грунта и количество взвеси в потоке на форму русла.

Следовательно, задаваясь каким-либо значением $M_г$, нельзя назначить отношение $B/h_{ср}$, приняв среднюю скорость в формуле (40), равной скорости для динамически устойчивого русла, когда происходит движение гряд.

В таблице 22 приведены результаты измеренных в натуре и рассчитанных по формуле (40) значений отношения $B/h_{ср}$.

Анализ этих данных показывает, что и для каналов гидроморфологическое соотношение в виде зависимости (37) или (40) не характеризует форму русла.

Таблица 21. **Гидроморфологические и кинематико-морфологические характеристики основных рек СССР**

Река	Ширина B, м	Средняя глубина $h_{ср}$, м	$Fr=\frac{v^2}{gh_{ср}}$	$\frac{B}{h_{ср}}$	Γ	C_Γ	M_Γ	A	$a=\frac{B^{0,5}}{h_{ср}^{0,5+x_р}}$
Амударья — протока Кипчакдарья	126—146	1,9—3,1	0,01—0,02	47—65,2	3,9—5,9	0,3—1,5	0,9—1,3	6,1—13,4	6,1—7,3
Амударья — протока Акдарья	199—278	2,9—4,1	0,02—0,15	67,8—69	4,1—4,9	1,1—9,4	0,6—1	8,1—12,8	7—7,9
Амударья	224—275	1,9—5,2	0,03—0,1	52,8—118	3,2—7,9	3,7—5,5	0,6—0,7	5,6—16,9	6,1—9,8
»	270—915	1,2—2,8	0,02—0,19	225—327,3	10,8—13,7	5,6—55,5	0,4—0,7	26,2—30,3	14—15,2
»	660—736	1,3—2,7	0,03—0,18	272,5—507	10,1—19,8	19—48,1	0,4—0,5	6,5—20,7	14,9—21,7
»	238—817	1,8—3,5	0,04—0,13	132,2—233,5	8,2—8,6	3,9—46,4	0,4—0,7	20,9—27,3	10,6—13,4
Ангрен	23—23,2	0,8—2,4	0,1—0,2	9,7—28,7	2—6	1,3—2,9	0,8—0,9	3,3—11,1	2,7—5,6
Ангара	1910—1940	2,8—6,3	0,02—0,04	308,5—681,5	7—15,6	12,2—35,9	0,4—0,5	18,7—38,7	13,8—21,5
Большой Пит	149—181	1,1—4,4	0,02—0,11	41,1—135,3	3,1—11,1	2,4—4,6	0,7—0,8	5,6—28,7	5,4—11,4
Волга	53,1—100	0,9—3,7	0,03—0,4	27—59	2,7—8,1	1,7—1,9	0,8—0,9	4,7—23,2	4,5—8
»	142—195	2,2—4,5	0,01—0,03	43,2—64,6	3,1—5,4	0,9—3	0,8—1	5,9—16,2	5,6—6,9
Гавасай	12,5—13	0,4—0,8	0,12—0,42	16,3—31,3	4,5—8,8	3,3—6,3	0,6—0,7	7,6—21,5	4,2—7,4
Дашнабад	15,8—18	0,4—0,7	0,42—0,82	25,7—39,5	6,1—9,9	15,3—19,2	0,5	10,7—21,2	5,4—8
Енисей	1280—1410	4,9—11,7	0,03	120,6—261	3,2—7,3	3,2—7,6	0,6—0,7	6,7—20	8,6—13
Карадарья	14,5—125	1,0—1,8	0,04—0,59	14,5—69,5	3,8—6,2	2,6—39,7	0,4—0,8	6,3—11,3	3,8—7,9
Кассан-Сай	14,9—19	0,4—1,4	0,12—0,34	13,6—37,2	3,1—9,7	4,6—5,1	0,7	4,4—14,7	3,5—7,6
Кашкадарья	63—63,3	0,6—0,7	0,08—0,1	90,4—105	13,2—61,4	7,5—9,7	0,6	18,0—30,6	10,1—11,2
Нарын	101—115	1,5—3,4	0,02—0,14	33,8—67,4	3,2—6,7	1,4—4,5	0,7—1	6—18,7	5—7,6
Ока	220—440	1,1—6,8	0,02	64,7—220	3,1—13,5	1,5—3,3	0,7—0,9	5,1—39,4	6,6—14
»	371—891	1,6—8,0	0,015—0,02	111,8—231,8	3,7—12	1,7—4	0,7—0,9	6,9—32,9	8,8—14,2
Сох	23,7—31,2	0,6—2,0	0,02—0,61	15,6—39,6	2,8—8,1	6,2—9,5	0,6	4,3—18,2	3,6—7,1
Сырдарья	140—194	2,3—6,4	0,04—0,09	30,3—60,8	2,2—5,1	0,5—1	0,8—1	4,6—10,4	4,4—7
»	151—649	0,9—3,6	0,16—0,19	167—180,3	7,1—13,6	27,2—88,7	0,4	13,8—28	11,6—13,3
Сырдарья	170—332	1,6—4,1	0,03—0,07	81—106	4,4—8,1	4—5,5	0,7	8,3—24,4	7,9—9,5
Сурхандарья	26,2—90,7	0,3—1,5	0,02—0,24	60,5—87	6,3—17,1	18,7—19	0,5	10,9—26	7,4—11,1
»	22,1—127	0,4—1,5	0,09—0,22	55,3—84,7	7,5—11,8	5,1—18,4	0,5—0,7	12,7—26,7	8,7
Туполангдарья	30—39	0,3—1,5	0,07—0,33	26,6—100	4,2—18,3	6,3—9,4	0,6	6,8—23,4	4,9—11,6
Ходжабакирган	15,8—16,3	0,4—0,9	0,33—0,59	18,1—39,5	4,1—9,9	8,7—13,4	0,5—0,6	7,5—21,2	4,3—8,3
Чирчик	41,9—67,1	2,5—5,4	0,02—0,14	12,4—16,8	1,5—2,6	1,7—4,1	0,7—0,9	2,5—4,5	3—3,6

Таблица 22. **Сравнение измеренных значений $(B/h_{ср})_{изм}$ и расчетных $(B/h_{ср})_р$ (по К. В. Гришанину) для устойчивых участков Каракумского канала**

Грунт	Расход воды Q, м³/с	Средняя скорость v, м/с	$(B/h_{ср})_{изм}$	Фактическое значение $M_г$	$(B/h_{ср})_р$ при $M_г=1{,}05$
Мелкозернистый песок	113	0,62	21,4	0,80	10,5
	292	0,60	32,1	0,79	15,4
Супесь	260	0,95	19,4	0,71	6,9
	359	1,03	17,1	0,75	6,8
	366	1,06	16,9	0,72	6,5
Глина	283	1,29	10,0	0,77	4,3

В отличие от существующих гидроморфологических соотношений зависимость (30) раскрывает взаимосвязь кинематических и гидроморфологических характеристик потока и поэтому является кинематико-морфологической зависимостью.

Значения гидроморфологических параметров В. Г. Глушкова ($Г$), Г. В. Железнякова ($C_г$), К. В. Гришанина ($M_г$), С. Т. Алтунина (A) и кинематико-морфологических параметров a и a_d для динамически устойчивых сечений на одном участке большого канала в несвязных грунтах приведены в таблице 23.

Таблица 23. **Гидроморфологические характеристики динамически устойчивого участка Каракумского канала, сложенного мелкопесчаными грунтами**

Ширина B, м	Средняя глубина $h_{ср}$, м	$B/h_{ср}$	$Г=\frac{\sqrt{B}}{h_{ср}}$	$C_г$	$M_г$	$A=\frac{B^m}{h_{ср}}$	$a=\frac{B^{0,5}}{h_{ср}^{0,5+x_р}}$	$a_d=\frac{B^{0,5}\,d_{ср}^{x_р}}{h_{ср}^{0,5+x_р}}$
54	2,50	21,6	2,9	0,3	1,4	4,5	4,0	0,9
63	2,94	21,4	2,7	0,3	1,4	4,3	3,9	0,9
86	3,36	25,5	2,8	0,2	1,4	4,6	4,1	0,9
92	3,50	26,3	2,7	0,2	1,5	4,5	4,2	0,9
102	3,60	28,3	2,8	0,2	1,6	4,6	4,3	0,9
125	3,90	32,1	2,9	0,3	1,3	5,0	4,5	1,0

Таблица 24. **Гидроморфологические характеристики индо-пакистанских каналов**

Канал	Ширина B, м	Средняя глубина $h_{ср}$, м	Параметр формы $B/h_{ср}$	$Г$	$C_г$	$M_г$	A	$a=\frac{B^{0,5}}{h_{ср}^{0,5+x_р}}$	d_{90}, мм	$a_d=\frac{B^{0,5}\,d_{ср}^{x_р}}{h_{ср}^{0,5+x_р}}$
Леобанд	9,2	0,93	9,9	3,3	0,4	1,3	4,2	3,2	0,185	0,8
Лухари	6,4	0,78	8,2	3,3	0,3	1,3	4,1	3,0	0,192	0,7
Хардой	72,0	2,17	33,2	3,9	1,3	0,9	6,3	5,1	0,184	1,2
»	68,5	2,11	32,5	3,9	1,2	1,0	6,2	5,1	0,184	1,2
»	69,9	2,18	32,1	3,8	1,3	0,9	6,1	5,0	0,186	1,2
»	69,0	2,09	33,0	4,0	1,4	0,9	6,4	5,0	0,211	1,2
»	47,0	1,93	24,4	3,6	0,9	1,0	5,5	4,4	0,201	1,1
»	47,2	1,79	26,4	3,8	0,9	1,0	5,8	4,7	0,190	1,1
»	47,2	1,85	25,5	3,7	0,9	1,0	5,7	4,6	0,179	1,1
»	46 4	2,02	23,0	3,4	0,8	1,05	5,2	4,3	0,189	1,0
»	47,7	2,0	23,8	3,4	0,7	1,1	5,2	4,4	0,191	1,1
Лакноу	42,9	1,71	25,1	3,8	1,3	0,9	5,8	4,6	0,188	1,1
»	43,3	1,86	23,3	3,5	0,9	1,0	5,3	4,4	0,188	1,1
Лоува Ганда	66,5	2,18	30,5	3,7	0,6	1,1	5,9	4,9	0,191	1,1
То же	66,8	2,04	32,8	4,0	0,6	1,1	6,4	5,2	0,177	1,2
» »	66,8	1,96	34,1	4,2	0,6	1,1	6,7	5,2	0,203	1,3
» »	67,8	2,30	29,5	3,6	0,4	1,2	5,7	4,7	0,239	1,2
Фарукхабад	22,5	1,48	15,2	3,2	0,3	1,3	4,5	3,6	0,156	0,8
Сарда	114,5	2,05	55,7	5,2	2,6	0,8	8,8	6,6	0,190	1,6
Расалпур	3,2	0,45	7,1	4,0	0,1	1,8	4,6	3,1	0,160	0,7
Лабхера	2,2	0,29	7,4	5,1	0,2	1,5	5,6	3,3	0,078	0,7
Джарампур	1,7	0,20	8,5	4,0	0,2	1,6	4,2	4,4	0,079	0,9
Хардава	2,6	0,40	6,5	4,0	0,2	1,6	4,4	3,2	0,050	0,6
Беджамау	2,0	0,28	7,1	5,1	0,2	1,5	5,5	3,3	0,075	0,7
Мадхапур	1,9	0,53	3,6	2,6	0,1	1,7	2,8	2,1	0,082	0,4
Тоди	2,5	0,37	6,7	4,3	0,2	1,5	4,8	3,3	0,103	0,7
Джимана	2,4	0,30	8,0	5,2	0,3	1,4	5,7	3,8	0,093	0,8
»	2,6	0,40	6,4	4,0	0,1	1,8	4,4	3,2	0,025	0,5
»	5,2	0,54	9,6	4,2	0,1	1,6	5,1	3,4	0,040	0,6
»	2,9	0,53	5,5	3,2	0,1	1,7	3,6	2,6	0,234	0,5
Хафизабад	3,4	0,43	7,9	4,3	0,3	1,3	4,9	3,2	0,265	0,8
Джаргина	4,7	0,43	10,9	5,0	0,4	1,2	5,9	3,8	0,232	0,9
Кхард	5,0	0,50	10,0	4,5	0,4	1,2	5,4	3,7	0,218	0,9
Джамал Джатти	4,7	0,41	11,5	5,3	0,5	1,2	6,3	3,9	0,222	1,0
Кханан	1,9	0,26	7,3	5,3	0,3	1,3	5,7	3,4	0,151	0,8
Пинди	2,8	0,39	7,2	4,3	0,3	1,3	4,8	3,1	0,186	0,7

Продолжение

Канал	Ширина B, м	Средняя глубина $h_{ср}$, м	Параметр формы $B/h_{ср}$	Γ	C_Γ	M_Γ	A	$a=\frac{B^{0,5}}{h_{ср}^{0,5+x_р}}$	d_{50}, мм	$a_d=\frac{B^{0,5}d_{ср}^{x_р}}{h_{ср}^{0,5+x_р}}$
Бурала	3,1	0,41	7,6	4,3	0,3	1,3	5,0	3,2	0,199	0,8
Силлан-вали	2,3	0,29	7,9	5,2	0,3	1,4	5,7	3,4	0,171	0,8
Гул-Шах	2,2	0,45	4,9	3,3	0,2	1,4	3,6	2,5	0,168	0,6
Джалал	2,4	0,37	6,5	4,2	0,2	1,6	4,6	3,0	0,135	0,7

Анализ этих данных показывает, что все эти параметры являются переменными и изменяются сравнительно в небольших пределах: $\Gamma=2,7—2,9$; $C_\Gamma=0,2—0,3$; $M_\Gamma=1,3—1,6$; $A=4,3—5$; $a=3,9—4,5$ и $a_d=0,9—1$. Гидроморфологические параметры в отличие от кинематико-морфологического параметра a_d в явном виде грунты не учитывают.

Принятие зависимости (30) для характеристики взаимосвязи ширины потока B со средней глубиной потока $h_{ср}$ в размываемом русле канала обусловлено тем, что в результате взаимодействия потока и русла создаются определенные формы живого сечения потока.

Эти формы живого сечения потока характеризуются гидроморфологическим параметром a_d и распределением скоростей.

Для средних и малых каналов, проходящих в различных грунтовых условиях и при большом изменении расходов воды в них, рассматриваемые параметры изменяются в больших пределах (табл. 24). При этом $a_d=0,4—1,6$, $\Gamma=2,6—5,3$, $C_\Gamma=0,1—2,6$, $M_\Gamma=0,8—1,8$, $A=2,8—6,7$ и $a=2,1—6,6$.

Исследование гидроморфологических соотношений позволило предложить кинематико-морфологические зависимости типа $B=B(Q, I, d_{ср})$ и $h_{ср}(Q, I, d_{ср})$, в которых показатель степени $x_р=\frac{v_п-v}{v}$ и характеризует кинематическую структуру потока.

КИНЕМАТИКО-МОРФОЛОГИЧЕСКИЕ ЗАВИСИМОСТИ ДЛЯ ЕСТЕСТВЕННЫХ РУСЕЛ

Решая уравнение (30) с зависимостью (11) для всего потока и с уравнением расхода, получаем (Алтунин, 1972):

$$B=A_B\left[\frac{Q^{1+2x_р}}{(gI)^{0,5+x_р}d_{ср}^{2x_р}}\right]^{\frac{1}{2,5+3x_р}}, \qquad (41)$$

$$h_{ср}=A_h\left[\frac{Qd_{ср}^{3x_р}}{(gI)^{0,5}}\right]^{\frac{1}{2,5+3x_р}}, \qquad (42)$$

где A_B и A_h — гидроморфологические характеристики соответственно ширины и средней глубины.

Исходя из выражений (41) и (42) для средней скорости потока можно получить следующее выражение:

$$v=A_v\left[\frac{Q^{0,5+x_р}(gI)^{1+x_р}}{d_{ср}^{x_р}}\right]^{\frac{1}{2,5+3x_р}}, \qquad (43)$$

где A_v — гидроморфологическая характеристика средней скорости.

Значения показателей степени в формулах (41), (42) и (43) приведены в таблице 25.

Таблица 25. **Значения переменных показателей, входящих в формулы (41)—(43)**

$x_р$	$\frac{1+2x_р}{2,5+3x_р}$	$\frac{0,5+x_р}{2,5+3x_р}$	$\frac{2x_р}{2,5+3x_р}$	$\frac{1}{2,5+3x_р}$	$\frac{3x_р}{2,5+3x_р}$	$\frac{0,5}{2,5+3x_р}$	$\frac{1+x_р}{2,5+3x_р}$	$\frac{x_р}{2,5+3x_р}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9
0	0,40	0,20	0	0,40	0	0,20	0,40	0
0,10	0,43	0,21	0,07	0,36	0,11	0,18	0,39	0,03
0,17	0,45	0,22	0,11	0,33	0,17	0,17	0,39	0,06
0,20	0,45	0,23	0,13	0,32	0,19	0,16	0,39	0,07
0,25	0,46	0,23	0,15	0,30	0,23	0,15	0,38	0,08
0,30	0,47	0,24	0,18	0,29	0,26	0,15	0,38	0,09
0,40	0,49	0,24	0,22	0,27	0,32	0,14	0,38	0,11
0,50	0,50	0,25	0,25	0,25	0,38	0,13	0,38	0,13

На основе полученных кинематико-морфологических зависимостей можно провести анализ основных формул для определения ширины и средней глубины реки, которые установлены различными авторами на основе статической обработки значительного гидрометрического материала по различным рекам.

Кроме морфологических соотношений между шириной и глубиной потока, отражающих взаимосвязь элементов, характеризующих поперечные, продольные и плановые формы русла (в основном ширины B, средней глубины $h_{ср}$, продольного уклона I и диаметра руслоформирующих наносов $d_{ср}$), широкое распространение получили гидроморфологические зависимости между шириной и расходом воды, предложенные Т. Бленчем, G. Lacey (1930, 1935, 1958), Н. М. Павленко, А. В. Троицким, Г. С. Чекулаевым и другими, в таком виде:

$$B = KQ^{m_2}, \qquad (44)$$

где K — переменный коэффициент, имеющий сложную размерность (T^{m_2}/L^{3m_2-1}); m_2 — показатель степени, принимаемый обычно равным 0,5, а по данным, приведенным в таблице 25, показатель степени в формуле (41) при Q изменяется в зависимости от $x_р$ в пределах от 0,4 до 0,5.

Исследованиями С. И. Рыбкина и М. А. Великанова было установлено, что в зависимость вида (44) должны входить продольный уклон и характеристика грунта. Причем показатели степени, которые рекомендуются в этих гидроморфологических зависимостях при Q и I, находятся примерно в тех же пределах, которые получены в таблице 25. По данным М. А. Великанова (1958), для равнинных рек европейской части СССР $m_2 = 0{,}4$. Тогда предложенную им зависимость можно записать так:

$$B = B_1 \frac{Q^{0,4}}{(gI)^{0,2}}, \qquad (45)$$

где B_1 — постоянный коэффициент, равный 5,6.

В этом случае при $m_2 = 0{,}4$ ширина B не зависит от крупности наносов $d_{ср}$, хотя в исходных формулах М. А. Великанова средний диаметр $d_{ср}$ учитывается.

По структуре формула (45) близка к зависимости С. Т. Алтунина для устойчивой ширины русла:

$$B = A_y \frac{Q^{0,5}}{(gI)^{0,2}}, \qquad (46)$$

где A_y — переменный параметр, изменяющийся от 0,7 до 1,7.

В формуле (45) $m_2 = 0{,}4$, в формуле (46) $m_2 = 0{,}5$, а по данным таблицы 25, этот показатель m_2 зависит от $x_р$ и изменяется в пределах $0{,}4 \leqslant m_2 \leqslant 0{,}5$. Для устойчивого русла при $x_р = \frac{v_{пов} - v}{v} = 0{,}17$ показатель $m_2 = 0{,}47$, то есть примерно среднее значение между теми, что приняты в формулах (45) и (46).

Изучению и уточнению показателей степени m и коэффициентов P, Γ_d, B_1 и A_y в гидроморфологических зависимостях В. Г. Глушкова, С. И. Рыбкина, М. А. Великанова и С. Т. Алтунина посвящены работы Х. А. Андова, С. А. Аннаева, В. И. Антроповского, Н. А. Белинского, Г. П. Калинина, М. Н. Бухина, М. С. Вызго, Г. В. Железнякова, Р. М. Каримова, А. Н. Крошкина, Н. В. Лаптурева, Л. Б. Левановского, Ф. М. Мухамедова, Я. А. Никитина, И. Г. Нуриева, М. С. Похсраняна, Х. Ш. Шапиро, Н. А. Шатберашвили, В. Г. Шолохова и др. Эти зависимости для рек часто рассматривают по отношению к руслоформирующим расходам воды Q, чтобы сузить диапазон изменения морфологических параметров (коэффициентов пропорциональности между B, $h_{ср}$ и расходом Q).

За рубежом исследованию гидроморфологических зависимостей посвящены работы Т. Бленча, C. C. Ingliss (1963), Р. Кеннеди, G. Lacey (1930, 1935, 1958), L. B. Leopold, L. Maddock (1953), L. B. Leopold, M. S. Wolman, L. B. Miller (1964) и др. Так, C. C. Ingliss (1963) включил в уравнение G. Lacey (1958) член, учитывающий нагрузку потока наносами, в виде такого комплекса $\frac{\rho W}{(g\nu)^{1/3}}$ и получил, что ширина устойчивого русла

$$B \sim \frac{Q^{0,5}}{(gd)^{0,25}} \left[\frac{\rho W}{(g\nu)^{1/3}}\right].$$

При этом показатели степени при Q и d в предложенной формуле (C. C. Ingliss) близки к тем, что приведены в таблице 25, хотя и несколько завышены для диаметра d, и, кроме того, в ней в явном виде не учитывается уклон I.

На основе обработки гидрометрических данных по 119 гидростворам, расположенным на водотоках девяти различных речных бассейнов в США, с расходами воды

от 0,37 до 15 600 м³/с. L. B. Leopold и L. Maddock (1953) получили, что ширина $B \sim Q^{m_2}$, средняя глубина $h_{ср} \sim Q^{m_3}$ и средняя скорость $v \sim Q^{m_4}$, причем $m_2=0,5$, $m_3=0,3—0,44$ и $m_4=0,1—0,2$, что соответствует данным, приведенным в таблице 25. Так, показатель степени при Q в зависимости (42), по данным, приведенным в пятой графе таблицы 25, изменяется в пределах от 0,29 до 0,4 (при $x_р \leqslant 0,3$).

Анализ большинства гидроморфологических зависимостей для рек показывает, что крупность донных наносов гораздо меньше влияет на размеры русла, чем расход воды. Так, в кинематико-морфологической зависимости для устойчивого русла при $x_р = 1/6$ показатели степени равны при расходе воды 0,45, при продольном уклоне 0,22 и диаметре руслоформирующих наносов 0,11.

Следовательно, на основе предложенных кинематико-морфологических уравнений (41) и (42) дано обоснование ряда эмпирических гидроморфологических зависимостей.

Определение расхода воды Q и продольного уклона свободной поверхности речного потока встречает ряд трудностей, так как эти характеристики непрерывно изменяются во времени. Если учесть, что речной поток формирует русло непрерывно, то каждый прошедший по руслу расход воды является руслоформирующим. В процессе же руслообразования больших земляных каналов гидравлические характеристики потока изменяются во времени значительно в меньших пределах. При этом за расходы, формирующие русло больших каналов, можно принять расходы воды, соответствующие максимальному наполнению канала (чаще всего и наибольшие расходы) и проходящие длительное время. Поэтому при гидравлическом расчете динамически устойчивого сечения больших каналов надо учитывать в основном максимальные расходы воды, проходящие по руслу в течение длительного времени (например, для магистральных каналов в течение всего вегетационного периода). При колебаниях уровней и расходов воды в каналах также происходят деформации русла и даже иногда очень значительные.

При проектировании больших каналов часто рассматривают задачу создания динамически устойчивого русла, когда расход руслоформирующих наносов соответствует транспортирующей способности потока при

определенных гидравлических характеристиках и аккумуляция наносов в русле компенсируется размывом. Однако выполнить эти требования, как правило, трудно.

В процессе разработки динамически устойчивого сечения на больших каналах возникают интенсивные русловые переформирования. Ярким примером различных типов руслового процесса служит Каракумский канал им. В. И. Ленина.

На примере этого канала можно рассмотреть кинематико-морфологические закономерности формирования динамически устойчивых русл больших каналов на основе зависимости (41) и (42), но кинематические и морфологические характеристики должны учитывать различие в русловом процессе, происходящем на реках при неустановившемся движении потока и в больших каналах при установившемся движении.

Анализ большого числа фактических поперечных сечений Каракумского канала на различных по грунтовым условиям участках позволил выбрать динамически устойчивые сечения. Для таких сечений характерны незначительные плановые деформации при сохранении примерно постоянных средней глубины потока и формы русла, несмотря на грядовое движение наносов.

КИНЕМАТИЧЕСКИЕ И МОРФОЛОГИЧЕСКИЕ ХАРАКТЕРИСТИКИ ДИНАМИЧЕСКИ УСТОЙЧИВЫХ СЕЧЕНИЙ БОЛЬШИХ КАНАЛОВ

На основе формул (37) и (39) при значении $x_р = 1/6$, которое характеризует динамически устойчивое русло, получены следующие зависимости для определения ширины $B_у$, средней глубины $h_{ср.у}$ и средней скорости $v_у$:

$$B_у = a_B \frac{Q^{0,45}}{(gI)^{0,22} d_{ср}^{0,11}}, \tag{47}$$

$$h_{ср.у} = a_h \frac{Q^{0,33} d_{ср}^{0,17}}{(gI)^{0,17}}, \tag{48}$$

$$v_у = a_v \frac{Q^{0,22} (gI)^{0,39}}{d_{ср}^{0,06}}, \tag{49}$$

где a_B, a_h, a_v — кинематико-морфологические параметры, характеризующие устойчивое русло.

Для песчаных участков Каракумского канала $a_B = 0{,}05$, $a_h = 0{,}22$ и $a_v = 8{,}8$. В общем случае на эти параметры оказывают влияние количество взвеси в потоке, разнородность грунтов, слагающих русло и др.

На основе кинематико-морфологических зависимостей (41) и (42) для русл в несвязных грунтах для определения безразмерного отношения $B/h_{ср}$ можно предложить следующую формулу:

$$\frac{B}{h_{ср}} = a_р \frac{Q^{\frac{2x_р}{2{,}5+3x_р}}}{(gI)^{\frac{x_р}{2{,}5+3x_р}} d_{ср}^{\frac{5x_р}{2{,}5+3x_р}}}. \qquad (50)$$

Из этого выражения видно, что отношение $B/h_{ср}$ в большей степени характеризует диаметр грунта ($d_{ср}$ в степени $\frac{5x_р}{2{,}5+3x_р}$), чем расход воды (Q в степени $\frac{2x_р}{2{,}5+3x_р}$) и продольный уклон свободной поверхности (I в степени $\frac{x_р}{2{,}5+3x_р}$).

Известно, что на устойчивых в плане участках рек с аллювиальным руслом отношение $B/h_{ср}$ не является постоянным для всех рек: в малых реках и ручьях это отношение меньше, чем в больших реках (Алтунин, 1964; Алтунин, Аннаев, 1977).

Из уравнения (50) также получаем, что для речных потоков с ростом расхода Q отношение $B/h_{ср}$ должно возрастать.

Для одной и той же реки это отношение увеличивается вниз по течению, что видно из формулы (50), так как вниз по течению реки продольные уклоны обычно уменьшаются.

Кроме того, диаметр наносов в результате истирания и гидравлической сортировки их по длине реки также уменьшается, что влияет на увеличение отношения $B/h_{ср}$.

Исследования С. Т. Алтунина (1964) показали, что для горных, предгорных и равнинных участков рек отношение $B/h_{ср}$, которое характеризует форму русла поперечных профилей динамически устойчивого русла, в период половодья изменяется от 19 (для горных) до 265 (для неприливных устьевых участков рек). Кроме того,

для каждого участка реки существует определенное отношение $B/h_{ср}$, которое трудно изменить (например, при регулировании русла) в сторону меньших значений $B/h_{ср}$.

Для устойчивых русл, сложенных несвязными грунтами, уравнение (50) можно записать так:

$$\left(\frac{B}{h_{ср}}\right)_у = a_у \left[\frac{Q}{(gI)^{0{,}5} d_{ср}^{2{,}5}}\right]^{\frac{2x_р}{2{,}5+3x_р}}, \qquad (51)$$

где $x_р \geqslant \frac{1}{8}$.

Если сравнить формулы (47), (48) и (51), то можно также отметить, что в устойчивом русле расход воды Q и продольный уклон I оказывают большее влияние на ширину $B_у$ и среднюю глубину $h_{ср.\,у}$, чем на форму русла, которую можно охарактеризовать отношением $(B/h_{ср})_у$. Диаметр же грунта меньше влияет на $B_у$ и $h_{ср.\,у}$, чем на $(B/h_{ср})_у$.

Этот анализ полностью подтверждается натурными данными по формированию устойчивых русл рек.

Один из важных выводов гидроморфологической теории руслоформирования — установление зависимости, позволяющей ввести критерий продольной устойчивости русла в виде:

$$I = \left(\frac{Q^2}{gd_{ср}^5}\right)\left(\frac{h_{ср}}{B}\right)^{\frac{2{,}5+3x_р}{x_р}}. \qquad (52)$$

Эта формула получена из уравнения (50).

При $x_р = \frac{1}{6}$, что соответствует динамически устойчивому состоянию русла, показатель степени составит $\frac{2{,}5+3x_р}{x_р} = 18$.

Так как формула (30) при $x_р = \frac{1}{6}$ приобретает вид:

$$\frac{B^{0{,}6} d_{ср}^{0{,}4}}{h_{ср}} = a_у,$$

а $\frac{v^2}{gd_{ср}} = \mathrm{Fr}_d$,

то из формулы (52) продольный уклон

$$I=\frac{\mathrm{Fr}_d}{a_y^{10}}. \tag{53}$$

Отсюда получается, что гидроморфологический параметр a_y связан с критерием подвижности наносов Fr_d (или критерием устойчивости) и с продольным уклоном сформировавшегося устойчивого русла:

$$a_y=\left(\frac{\mathrm{Fr}_d}{I}\right)^{0,1}. \tag{54}$$

Анализ натурных и лабораторных данных по земляным каналам показал, что параметр a_y изменяется в небольших пределах $a_y=4{,}3$—5. Причем как в натуре при больших расходах воды ($Q=57$—292 м³/с), так и на модели ($Q=0{,}09$—0,106 м³/с), сложенной примерно тем же мелкопесчаным грунтом, этот параметр имеет практически одинаковые пределы: для канала $a_y=4{,}3$—5, а для модели $a_y=4{,}3$—4,8 (табл. 26). Зная величину a_y, из выражения (53) можно определить продольный уклон, соответствующий динамически устойчивому руслу.

Основное гидроморфологическое соотношение, полученное в виде зависимости (50), наряду с установлением формул типа (52) и (53), позволяет также выбирать форму динамически устойчивого русла.

Таблица 26. **Сопоставление гидравлических характеристик канала и модели и значение гидроморфологического параметра a_y**

Расход Q, м³/с	Ширина B, м	Средняя глубина $h_{ср}$, м	Максимальная глубина h_{max}, м	Средняя скорость v, м/с	Максимальная скорость v_{max}, м/с	Продольный уклон I, ‰	Гидроморфологический параметр a_y
Участок Каракумского канала, сложенный мелкопесчаным грунтом ($d_{ср}=0{,}15$ мм)							
57—292	46—110	2—3,5	2,8—5,2	0,49—0,75	0,65—1,09	0,037—0,1	4,3—5
Модель ($d_{ср}=0{,}2$ мм)							
0,09—0,106	1,74—3.84	0,09—0,13	0,122—0,192	0,28—0,39	0,42—0,61	0,01—0,02	4,3—4,8

Так как в общем случае средняя скорость

$$v=c\left(\frac{h_{ср}}{d_{ср}}\right)^{x_р}\sqrt{gh_{ср}I}, \tag{55}$$

где c — коэффициент, то, выразив продольный уклон I из этой формулы так:

$$I=\frac{v^2d_{ср}^{2x_р}}{c^2h_{ср}^{2x_р+1}g} \tag{56}$$

и приравняв $v=v_0$, где v_0 — неразмывающая скорость, определяемая в общем виде по формуле:

$$v_0=f\sqrt{\frac{\rho_н-\rho}{\rho}}\,h^{x_р}\,d_{ср}^{0,5-x_р}, \tag{57}$$

где f — коэффициент, получим:

$$I=\frac{f^2\left(\frac{\rho_н-\rho}{\rho}\right)}{c^2}\,\frac{d_{ср}}{h_{ср}}. \tag{58}$$

Подставляя формулу (58) в выражение (50), запишем:

$$\frac{B}{h_{ср}}=a_f\left[\frac{Q}{g^{0,5}\left(\frac{d_{ср}}{h_{ср}}\right)^{0,5}d_{ср}^{2,5}}\right]^{\frac{2x_р}{2,5+3x_р}}, \tag{59}$$

где $a_f=\left[\frac{c}{f^2\left(\frac{\rho_н-\rho}{\rho}\right)}\right]^{\frac{2x_р}{3,5+3x_р}}$.

При $x=\frac{1}{5}-\frac{1}{6}$ можно принять $\frac{2x_р}{3,5+3x_р}=\frac{1}{8}$ (для динамически устойчивого русла). Тогда

$$\frac{B}{h_{ср}}=a_f\left(\frac{Qh_{ср}^{0,5}}{d_{ср}^{2,5}\sqrt{gd_{ср}}}\right)^{1/8}. \tag{60}$$

или

$$\frac{B}{h_{ср}^{1,06}}=a_f\left(\frac{Q}{d_{ср}^{2,5}\sqrt{gd_{ср}}}\right)^{1/8}. \tag{61}$$

С достаточной для практических расчетов точностью последнее выражение можно записать в виде:

$$\frac{B}{h_{ср}} = a_f' \left(\frac{Q}{d_{ср}^2 \sqrt{g d_{ср}}} \right)^{1/8}. \qquad (62)$$

Если в формуле (58) принять $x = \frac{1}{4}$, то получим:

$$\frac{B}{h_{ср}} = a_f' \left(\frac{Q}{d_{ср}^2 \sqrt{g d_{ср}}} \right)^{1/8}. \qquad (63)$$

Это выражение является одним из основных уравнений Инглиса—Ласея, причем

$$a_f' = \frac{G_т W_c}{Q (gv)^{1/3}},$$

где $G_т$ — твердый (объемный) расход наносов; W_c — средняя гидравлическая крупность их частиц.

В настоящее время опубликованы результаты теоретических исследований Т. Г. Войнич-Сяноженцкого (1967) и Н. Б. Кереселидзе (1974), которые открывают новое направление в решении проблемы устойчивости русла, сложенного размывасмым материалом. Они отмечают, что развитие возникшей морфологической структуры происходит только при определенных сочетаниях между гидравлическими характеристиками потока и русла. При этом возникшие в потоке возмущения могут затухнуть. В этом случае восстановится прямолинейное стационарное движение потока.

Т. Г. Войнич-Сяноженцкий выделяет придонный слой, насыщенный наносами, и основную толщу потока со взвешенными наносами. Для придонного слоя принята модель вязкопластической среды (жидкость типа Шведов — Бингама) и уравнениям Хенки — Илюшина придается следующий вид:

$$\frac{\partial v_i}{\partial t} = \rho_п F_i - \frac{\partial p}{\partial x_i} + \frac{\partial}{\partial x_к} \left[\left(\mu + \frac{\tau_0}{h_*} \right) \varepsilon_{ik} \right] \qquad (64)$$

и

$$\frac{\partial}{\partial x_к} \rho_п v_к = 0, \qquad (65)$$

$$h_* = \varepsilon_{ij} + 2 \left(\frac{\partial v_к}{\partial x_к} \right)^2, \qquad (66)$$

где v_i — компонента скорости течения; F_i — компонента ускорения объемных сил; p — гидродинамическое давление; ε_{ik} — тензор скоростей деформации; $\rho_п$ — плотность придонного слоя; μ — коэффициент вязкости.

Одномерные уравнения из трехмерных для обоих слоев жидкости выводят по известному методу Буссинеска после предварительного усреднения их по схеме Рейнольдса (по времени) и представления компонент тензора Рейнольдсовских напряжений как линейной формы от тензора скоростей деформаций осредненного движения. В результате такой процедуры одномерные уравнения для нижнего слоя в квазилинейном приближении Сен-Венана при условии выражения предельного напряжения сдвига через произведения коэффициента кулонного трения на нормальную реакцию приобретают вид (Войнич-Сяноженцкий, 1967; Кереселидзе, 1974):

$$\frac{1}{g} \frac{\partial W_п}{\partial t} + \frac{\alpha W_п}{g} \frac{\partial W_п}{\partial x} - \frac{\alpha - 1}{g} \frac{W_п}{\omega} \frac{\partial \omega}{\partial t} - i_0 + \cos \psi_0 \left(1 - \frac{\rho_в}{\rho_п} \right) \frac{\partial \delta}{\partial x} - \frac{\rho_в (v - W_п)^2 B_\delta}{\rho_п \omega C^2} + s_0 f \cos \psi_0 \left(1 - \frac{\rho_в}{\rho_п} \right) + 3 (1 - s_0) v_в \frac{W_п}{g \delta^2} = 0, \qquad (67)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial \omega}{\partial t} = 0, \qquad (68)$$

где $W_п$ и ω — средняя скорость и площадь живого сечения придонного слоя; s_0 — средняя концентрация наносов в придонном слое; $\rho_в$ — плотность верхнего слоя (основной толщи потока); Q_δ — расход придонного слоя; B_δ — ширина на границе контакта между нижним и верхними слоями; $v_в$ — средняя скорость верхнего слоя; f — коэффициент кулонного трения; δ — толщина придонного слоя; i_0 — продольный уклон ($i_0 = \partial z / \partial x$); α — коррективк количества движения для придонного слоя; ψ_0 — средний угол наклона к горизонту дна русла в невозмущенном состоянии; z — расстояние по вертикали от горизонтальной плоскости сравнения до нижней границы придонного слоя, то есть до контактной поверхности, состоящей из неподвижных (в данный момент времени) частиц наносов русла; ν — коэффициент молекулярной вязкости.

Уравнения динамики и неразрывности для верхнего слоя (основная толща потока) получаются аналогичные. Если пренебречь влиянием подвижности нижнего слоя на динамику основной толщи руслового потока, то тогда система уравнений для верхнего слоя в том же квазилинейном приближении для малых значений концентрации взвешенных наносов будет иметь вид:

$$\frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\alpha_п v}{g} \frac{\partial v}{\partial x} - \frac{\alpha_в - 1}{g} \frac{v}{\Omega} \frac{\partial \Omega}{\partial t} i_0' + \cos \psi_0' \frac{\partial h}{\partial x} + \frac{v^2}{C^2 R} + \frac{m_в (\rho_с / \rho_в - 1) h}{2 (m_в + 2)} \frac{\partial s_1}{\partial x} = 0; \qquad (69)$$

$$\frac{\partial Q_н}{\partial x}+\frac{\partial \Omega}{\partial t}=0, \qquad (70)$$

где v, h, Ω и $Q_н$ — средняя скорость, глубина, площадь живого сечения и расход основной толщи речного потока (верхнего слоя); R — гидравлический радиус; ρ_s — плотность взвешенных наносов; s_1 — концентрация взвешенных наносов на границе контакта между верхним и нижними слоями (концентрация на верхней границе придонного слоя); $m_н$ — показатель степени в степенной зависимости, апроксимирующей профиль концентрации наносов по глубине потока; $\alpha_н$ — коррективы количества движения для верхнего слоя.

Кроме того, поскольку турбулентное перемешивание в толще потока во много раз превосходит процессы молекулярного перемешивания, в зависимости (68) опущено слагаемое, учитывающее чисто вязкостное трение.

Для установления критерия начала трогания наносов уравнения (68) и (69) дополняют уравнением деформации русла

$$\frac{\partial G_т}{\partial x}+B\frac{\partial z}{\partial t}=0, \qquad (71)$$

где $G_т$ — расход наносов при возмущенном состоянии.

Придонная концентрация взвешенных наносов s определяется так:

$$s=c_0\frac{gv_*^2-(W^2+T/\rho)}{3v_*^2}, \qquad (72)$$

где v_* — динамическая скорость; T — напряжение сил сцепления между частицами наносов; c_0 — параметр, определяемый как

$$c_0=\frac{3{,}2v_0^4\kappa_1^2}{\sigma H\left[gv_0^2-C^2(W_0^2+T/\rho)\right]}, \qquad (73)$$

κ — отношение донной скорости к средней.

Так как возникающие на песчаном дне малые возмущения описываются системой уравнений (69), (70) и (71), которая из-за малости возмущений допускает линеаризацию, то после исключения скорости возмущений с помощью уравнения неразрывности и с учетом зависимости (68) Н. Б. Кереселидзе (1974) предложил следующее уравнение относительно ординат возмущения дна:

$$p_1\frac{\partial^2\xi}{\partial t^2}+p_2\frac{\partial^2\xi}{\partial x\partial t}+p_3\frac{\partial^2\xi}{\partial x^2}+p_4\frac{\partial\xi}{\partial t}+p_5\frac{\partial\xi}{\partial x}=0, \qquad (74)$$

где $p_1=1$; $p_2=\alpha_0v_0+A_2g$; $p_3=\alpha_0v_0^2-A_1\alpha_0\frac{v_0^2B_0}{\Omega_0}-$

$-A_1g\frac{\Omega_0}{B_0}+A_2gv_0$; $p_4=2g\frac{i_0}{v_0}$; $p_5=2gi_0\Pi$;

$$A_1=\frac{m}{m+2}\sigma c_0\left[1-\frac{C^2(\omega_0^2+T/\rho)}{9gv_0^2}\right];$$

$$A_2=\frac{m}{2(m+2)}\sigma c_0H_0\frac{C^2(\omega_0^2+T/\rho)}{9gv_0^2};$$

$$\Pi_*=\frac{\Omega x^*}{2B_0H_0}; \qquad \sigma=\frac{\rho_s-\rho}{\rho};$$

x^* — гидравлический показатель русла по Б. А. Бахметеву.

В результате дальнейших преобразований получается критерий начала трогания наносов в виде:

$$v_0^2<\frac{\sigma C^2(W_0^2+T/\rho)}{9g}=v_{тр.1}^2. \qquad (75)$$

При $v_0<v_{тр.1}$ дно потока устойчиво, а при обратном неравенстве начинается массовое движение наносов и происходит развитие песчаных волн.

Для предельной скорости начала массового движения донных наносов Н. Б. Кереселидзе (1974) предложил выражение

$$v_{тр}=\frac{C}{\sqrt{g}}\sqrt{\frac{s_0f\cos\psi_0(\rho/\rho_w-1)g\delta_h}{1+\frac{\rho_h\delta_h}{\rho_wh}}}, \qquad (76)$$

где δ_h — толщина придонного слоя, в котором наносы перемещаются сплошным движением.

По данным T. G. Voinich-Syanozhetski, N. B. Kereselidze (1975), средняя концентрация $s_0\approx0{,}35$, коэффициент кулонного трения для песчаных и гравелистых грунтов $f=0{,}35$, отношение плотности смеси воды и наносов в нижнем слое и плотности воды $\frac{\rho_w}{\rho}=1{,}56$. Тогда уравнение (76) можно записать так:

$$v_{кр.н}=\frac{C}{\sqrt{g}}\sqrt{\frac{0{,}19\cos\psi_0\delta_h}{1+\frac{1{,}56\delta_h}{h}}}. \qquad (77)$$

Так как $C=c_0\left(\frac{h}{d}\right)^x \sqrt{g}$, то

$$v_{кр.п}=c_0\left(\frac{h}{d}\right)^x\sqrt{\frac{0{,}19g\delta_h}{1+\frac{1{,}56\delta_h}{h}}}. \qquad (78)$$

Принимая $\delta_h=N_d d$, получаем:

$$v_{кр.п}=c_0\left(\frac{h}{d}\right)^x\sqrt{\frac{0{,}19gd}{\frac{1}{N_d}+\frac{1{,}56d}{h}}}. \qquad (79)$$

При $\frac{h}{d}>1$ и $N_d=1$

$$v_{кр.п}=c'_d\left(\frac{h}{d}\right)^x\sqrt{gd}, \qquad (80)$$

то есть получилась общеизвестная зависимость для неразмывающей скорости.

При степенной апроксимации $\left(x=\frac{1}{4}-\frac{1}{5}\right)$ критериальное условие затухания (<) и роста (>) во времени возмущений

$$v_0 \gtrless \frac{v_{кр.п}}{2}\left(1+\sqrt{\frac{1}{1-x}}\right), \qquad (81)$$

что соответствует $v_0 \gtrless 1{,}1\, v_{кр.п}$.

Следовательно, при скорости $v_0<1{,}1\, v_{кр}$ движение происходит без образования гряд, а при $v_0>1{,}1\, v_{кр}$ возникают гряды. Это соотношение подтверждается в основном натурными данными по крупным каналам, сложенным несвязными песчаными грунтами. В лабораторных условиях для плоского дна, сложенного песчаными грунтами, возможно безгрядовое движение при средних скоростях потока, равных $(1{,}3—1{,}5)\, v_{кр}$.

Для установления критерия плановой неустойчивости Н. Б. Кереселидзе (1974) использовал решение И. Л. Розовского совместно с формулой (68) и предложил приближенное выражение

$$\frac{v_0}{12g}\,\frac{\kappa_*^2}{I}\,\frac{\Omega_0}{B_0}\,\frac{M_Б^2}{g}\left[1-\kappa\frac{M_Б}{C}\right]>1, \qquad (82)$$

где $M_Б$ — параметр Буссинеска ($M=22—24$ м^{0,5}/с); $\kappa_*=\frac{2\pi}{\lambda}$ — волновое число; κ — параметр логарифмической формулы распределения скоростей.

Выражение (69), учитывая, что $I=\frac{v}{C\sqrt{R}}$, T. G. Voinich-Syanozhentski, N. B. Kereselidze (1975) представили в виде:

$$\lambda<\frac{h}{\sqrt{2}}=\frac{CM}{\sqrt{g}}\left(1-\kappa\frac{M}{C}\right)^{1/2}=\lambda_{кр}. \qquad (83)$$

Следовательно, если длина возмущения, приводящая к малым искривлениям динамической оси потока, удовлетворяет неравенству (83), то планового искривления русла не возникает. Если длина возмущения λ равна правой части уравнения (83), то возникшее плановое искривление русла в среднем остается стабильным. В этом случае $\lambda_{кр}$ есть не что иное, как длина первичной формы морфологической макроструктуры — меандры. Если воспользоваться для коэффициента Шези соотношением В. Н. Гончарова, то для $\lambda_{кр}$ получим следующее выражение:

$$\lambda_{кр}\approx 40h_{ср}\left(\frac{h_{ср}}{d}\right)^{1/6}\left[1-\frac{\kappa}{2}\left(\frac{d}{h_{ср}}\right)^{1/6}\right]. \qquad (84)$$

В этом уравнении для земляных каналов, сложенных мелкопесчаными грунтами, выражение, стоящее в квадратных скобках, близко к 1, поэтому

$$\lambda_{кр}\approx 40h_{ср}\left(\frac{h_{ср}}{d}\right)^{1/6}. \qquad (85)$$

Для участков Каракумского канала, сложенных мелкопесчаными грунтами $d_{ср}=0{,}12—0{,}14$ мм, при средней глубине потока $h_{ср}=1—4$ м $\lambda_{кр}=180—900$ м.

Установленные закономерности формирования русл позволяют по-новому не только решить проблему физического моделирования устойчивых каналов без защитных покрытий, но и разработать методику их гидравлического расчета.

5

ФИЗИЧЕСКОЕ МОДЕЛИРОВАНИЕ РУСЛОВЫХ ДЕФОРМАЦИЙ

ОСНОВНЫЕ ПРИНЦИПЫ ФИЗИЧЕСКОГО МОДЕЛИРОВАНИЯ ОТКРЫТЫХ ПОТОКОВ

Физическое моделирование открытых потоков — это замена изучения явления в натуре исследованием аналогичного явления на модели меньшего масштаба в специальных лабораторных условиях при сохранении основных закономерностей прототипа.

Основная задача моделирования заключается в том, чтобы по результатам опытов на моделях получить необходимые данные о физической сущности явлений в натурных условиях и различные количественные (гидравлические) характеристики.

Два явления подобны, если по заданным гидравлическим характеристикам одного можно получить характеристики другого с помощью масштабных коэффициентов (множителей) M.

Для сохранения подобия при физическом моделировании открытых потоков необходимо соблюдать некоторые условия, обеспечивающие подобие явления в целом. Однако эти условия при моделировании гидравлических явлений не всегда выполняются (особенно в размываемых руслах). В таких случаях встает вопрос о масштабном эффекте, который возникает при переносе на натуру результатов, полученных на модели.

Если условия подобия выполнены, то для расчета всех гидравлических характеристик открытого потока по лабораторным данным, полученным на модели, необходимо иметь масштабные множители M для этих характеристик.

При проектировании и строительстве больших каналов и гидротехнических сооружений (водозаборные, перегораживающие и др.) необходимо прогнозировать деформации и процессы переформирования русла при различных условиях эксплуатации этих сооружений.

Математический анализ русловых процессов переформирования, происходящих в результате взаимодействия потока и размываемого русла, связан с решением нелинейных уравнений движения. Этот анализ затрудняется в связи с недостаточным знанием характеристик интенсивности турбулентности, а также многих других гидравлических факторов, не поддающихся непосредственному учету. Поэтому возникает задача экспериментального изучения процессов деформаций на пространственных размываемых моделях для того, чтобы предсказать процесс переформирования в натурных условиях при возведении гидротехнических сооружений в размываемом русле.

При этом на модели можно не только наблюдать процессы русловых переформирований, но и измерять те гидравлические параметры, которые характеризуют этот процесс. Поэтому в лабораторных условиях можно гораздо подробнее изучить процессы русловых переформирований, чем при кратковременных натурных измерениях. Тем более, что каналы для межбассейнового перераспределения речного стока являются уникальными сооружениями и проверка различных технических решений на моделях даст высокий экономический эффект и повысит надежность запроектированных и испытанных на крупномасштабных моделях различных гидротехнических сооружений по трассе таких каналов. Затраты на модельные исследования обычно не превышают 5% общей стоимости сооружения, а экономический эффект значительный.

При физическом моделировании размываемого русла необходимо не только обеспечить подобие в гидравлическом режиме и русловых деформациях между моделью и натурой, но и пересчитать данные лабораторных экспериментов в натуру с учетом тех допущений, которые были приняты при расчете размываемой модели и особенно при подборе грунтов, обеспечивающих подобный натуре режим движения наносов на модели.

Законы перехода от модели к натуре устанавливают на основании теории подобия, которая позволяет получить основные критерии подобия и правильно подойти к обеспечению граничных и начальных условий на модели.

Основываясь только на общих представлениях о теории подобия, экспериментатор часто неправильно пере-

считывает данные лабораторных экспериментов в натуру, особенно при изучении русловых деформаций и процессов переформирования.

Основные положения моделирования русловых процессов в условиях автомодельности явления при соблюдении геометрического подобия сформулировали А. П. Зегжда (1938), М. А. Великанов (1958), С. В. Избаш, И. И. Леви (1967) и др.

Большое число предложений и дополнительных условий к основным критериальным условиям для достижения подобия в деформациях русла на размываемой модели показывает, насколько важны анализ существующих способов моделирования и установление правомерности этих способов.

В последнее время были сделаны попытки получить масштабные множители на основе морфологических соотношений между шириной и средней глубиной открытого потока. Этот приближенный способ физического моделирования получил название натурального моделирования.

Принципы натурального моделирования, основанные на морфологических зависимостях, были установлены В. Г. Глушковым (1961), М. А. Великановым (1958) и развиты С. Т. Алтуниным (1964), Н. А. Ржаницыным (1969) и др. Метод натурального моделирования — один из основных методов изучения процессов переформирований речных русл.

Так как подобные явления различаются между собой только постоянными для каждой одноименной величины множителями (константами подобия), то обозначим соответствующие характеристики в натуре с индексом «н», а на модели — «м». Тогда горизонтальные масштабы длины $M_l = l_н/l_м$ и ширины $M_B = B_н/B_м$, а вертикальный масштаб модели $M_h = h_н/h_м$. При изучении подобия движения жидкости основной системой дифференциальных уравнений являются уравнения Рейнольдса в совокупности с уравнением неразрывности Эйлера.

Для получения критериев подобия турбулентного потока можно использовать уравнение Рейнольдса. Так как в динамически подобных потоках отношения между действующими в сходственных точках потоков одноименными силами, рассчитанными на единицу объема, должны быть равны, то можно получить известные критерии подобия:

число Фруда

$$\mathrm{Fr} = \frac{u_н^2}{g_н h_н} = \frac{u_м^2}{g_м h_м} = \text{idem}, \qquad (86)$$

число Эйлера

$$\mathrm{E} = \frac{\Delta p_н}{\rho_н u_н^2} = \frac{\Delta p_м}{\rho_м u_м^2} = \text{idem}, \qquad (87)$$

которое обеспечивается, если $\mathrm{Fr} = \text{idem}$, и число Рейнольдса

$$\mathrm{Re} = \frac{u_н h_н}{\nu_н} = \frac{u_м h_м}{\nu_м} = \text{idem}, \qquad (88)$$

где Δp — перепад давлений.

При неустановившемся движении потока к этим критериям добавляется число гомохронности (критерий Струхаля):

$$\mathrm{Sh} = \frac{u_н t_н}{l_н} = \frac{u_м t_м}{l_м} = \text{idem}. \qquad (89)$$

Основным критерием при моделировании открытых потоков является число Фруда $\mathrm{Fr} = \text{idem}$, поэтому масштаб скорости

$$M_u = M_h^{0,5}. \qquad (90)$$

Тогда зависимость (89) в масштабных множителях можно записать в таком виде:

$$M_{t_v} = \frac{M_l}{M_h^{0,5}}, \qquad (91)$$

где M_{t_v} — масштаб времени гидравлических процессов.

Соотношения между масштабами скорости M_u и глубины M_h справедливы для открытого потока в неразмываемом русле. При движении наносов масштаб диаметра отдельных частиц и шероховатость стенок должны быть рассчитаны с учетом формулы (90), что не всегда удается сделать (особенно для мелкопесчаных грунтов).

При проектировании и строительстве пространственных моделей для изучения гидравлических явлений на открытых русловых площадках бывает необходимо уменьшать (искажать) в различном масштабе глубину и горизонтальные размеры модели, чтобы добиться по-

добия в режиме движения наносов и процессе переформирования русла.

Рассмотрим различные способы физического моделирования русловых деформаций.

АНАЛИЗ СПОСОБОВ МОДЕЛИРОВАНИЯ ДЕФОРМАЦИЙ РУСЛА

Моделирование деформаций размываемого русла при гидротехническом строительстве требует соблюдения критериев подобия как для размываемой части русла, так и для жесткой (боковые стенки русла, поверхности гидротехнических сооружений в пределах живого сечения потока и др.).

При изучении русловых процессов на размываемых моделях в большинстве гидравлических лабораторий Советского Союза и за рубежом допускают различное искажение линейных масштабов. Однако не рассматривают, какое влияние это оказывает на кинематическую структуру потока на модели по сравнению с натурой, и не учитывают масштабный эффект, возникающий при таком способе моделирования русловых переформирований.

Из-за технических трудностей, возникающих при исследовании гидравлических явлений открытого потока на размываемых моделях, часто используют данные, полученные на неразмываемых моделях при соблюдении геометрического подобия для прогноза и расчета деформаций в натуре. При этом только часть модели на ограниченной площади (например, для исследований размыва в нижнем бьефе) проектируется размываемой.

Если естественные водотоки или каналы сложены мелкопесчаными грунтами, то на пространственных моделях с размываемым руслом в большинстве случаев технически трудно добиться уменьшения диаметра грунта в вертикальном масштабе M_h без изменения его физико-механических свойств. Поэтому принимают различные допущения, позволяющие так уменьшать диаметр (или плотность) грунта на модели, чтобы получать качественно подобную картину деформаций размываемого русла.

В практике моделирования открытых потоков принято добавлять различные ограничивающие условия для сохранения подобия в процессе русловых деформаций.

При этом считается возможным моделировать деформации размываемого русла с искажением вертикального масштаба M_h по сравнению с горизонтальным M_B и не соблюдать критерий Фруда, увеличивая как продольный уклон, так и расход воды на модели (форсировка расхода) до тех пор, пока не будет достигнут необходимый режим движения наносов.

Моделирование процесса руслоформирования при гидротехническом строительстве требует соблюдения определенных соотношений между масштабными множителями, полученными из принятых критериев подобия.

Анализ способов моделирования с искажением вертикального масштаба M_h по сравнению с плановым M_B, принятым в Советском Союзе и за рубежом, показывает (Алтунин, 1972), что при изменении $M_B=100—4800$ и $M_h=25—600$ соотношение $\frac{M_B}{M_h}=2—38$. Это наглядно иллюстрирует большую свободу выбора указанных масштабов без должного обоснования. Еще в большей мере это относится к масштабам плотности $M_\rho=\frac{\rho_{н.н}-\rho}{\rho_{в.м}-\rho}$ и диаметра $M_d=\frac{d_н}{d_м}$ наносов, а также к масштабу времени $M_t=\frac{t_н}{t_м}$.

Соблюдение обоих критериев (числа Рейнольдса Re=idem и числа Фруда Fr=idem) для водных потоков, существенно отличающихся геометрическими размерами (в натурных условиях и на модели), как известно, практически неосуществимо вследствие затруднений в моделировании вязкости. При моделировании руслового процесса исходят из критерия Fr=idem, а критерий Re является контролирующим и определяющим нижний предел масштаба, так как в случае малых скоростей в потоке возникают силы вязкости, требующие своего учета.

Для русловых потоков Re обычно принимают не менее 5000. При этом открытый поток является полностью турбулентным. Эффектами, связанными с поверхностным натяжением, характеризуемым числом Вебера, в этих случаях можно пренебречь.

И. И. Леви (1967) подробно рассмотрел одну из основных задач теории моделирования гидравлических

моделей — установление нижней границы числа Рейнольдса, за пределами которой влияние вязкости можно не учитывать. При этом все характеристики течения (осредненные их значения и характеристики интенсивности турбулентности) в геометрически подобных системах можно получить с учетом масштабных множителей.

При однородной зернистой шероховатости для равномерного движения в открытых руслах значение граничного числа Рейнольдса $Re_{гр}$ для нижней границы автомодельной области можно определить по формуле А. П. Зегжды (1938):

$$Re_{гр}=\frac{63Re}{\Delta\sqrt{\lambda}}, \qquad (92)$$

где λ — коэффициент гидравлического трения.

В случае грядового строения дна граница квадратичной области сдвигается в сторону меньших значений $Re'_{гр}$.

Так, В. С. Кнороз (1959) рекомендовал определять $Re'_{гр}$ по формуле (92), вводя вместо Δ значение $\Delta_э$, а вместо λ — значение $\lambda_г$, вычисленное по формуле:

$$\lambda_г=0{,}2\frac{h_г}{l_г}\left(\frac{h_г}{l_г\sqrt{\lambda}}\right)^{0{,}25}+\lambda\left(1-10\frac{h_г}{l_г}\right), \qquad (93)$$

где $h_г$ и $l_г$ — соответственно высота и длина гряды.

Эквивалентную высоту $\Delta_э$ принимают равной Δ и вычисляют по формуле А. П. Зегжды (1938):

$$\frac{1}{1\sqrt{\lambda}}=4\lg\frac{R}{\Delta}+4{,}25 \qquad (94)$$

при $\lambda=\lambda_г$.

И. И. Леви (1967) наряду с этим уравнением за дополнительный критерий принял число Рейнольдса в виде

$$Re_d=\frac{d\sqrt{\rho'gd}}{\nu}. \qquad (95)$$

Причем граница автомодельной области при плоском шероховатом дне соответствует условию $Re_d\approx 300$, а при грядовой структуре (что ведет к повышенной турбулентности) — $Re_d=60$—75.

Соотношение между линейными (геометрическими) масштабами модели и теми величинами, которые входят в зависимость, определяющую масштаб крупности частиц, И. И. Леви (1967) записал в таком виде:

$$M_l=M_h^2\left(\frac{Re_d}{M_\rho^{0,75}}\right)^{2/3}. \qquad (96)$$

Минимально допустимый из условия автомодельности масштаб крупности частиц на модели И. И. Леви рекомендовал определять так:

$$M_l\geqslant\frac{1}{\sqrt{M_\rho}}\left(\frac{75}{Re_{d_н}}\right)^{2/3}. \qquad (97)$$

Причем масштаб неразмывающей скорости

$$M_{u_*}^2=M_h=\frac{M_d M_\rho}{M_\lambda}. \qquad (98)$$

Для соблюдения этого условия на размываемой модели искажают гидравлическую крупность частиц.

Н. П. Зрелов предлагал моделировать частицы взвешенных наносов по их гидравлической крупности W, принимая дополнительное условие:

$$\frac{W}{u_*}=\text{idem}. \qquad (99)$$

Это позволяет искажать размеры и плотность частиц, а также коэффициент сопротивления и вязкость.

Известно, что инерционные силы несущественны и течение спокойно, если $\frac{u_*^2}{gh}<Fr_{кр}$, где $Fr_{кр}$ — критическое значение числа Фруда.

Если принять $\frac{u_*^2}{gh}=Fr_{кр}=1$, то можно, по данным Б. А. Фидмана, получить предельное значение критического уклона, отвечающего началу влечения $i_{кр}=0{,}002$. Тогда $d/h_{кр}\approx 0{,}02$, где d — крупность руслоформирующих наносов.

Увеличение уклонов по сравнению с $i_{кр}=0{,}02$ связано с приближением к бурному течению; увеличение крупности наносов (или уменьшение глубины) по сравнению с $d/h_{кр}=0{,}02$ означает переход к состоянию неразмываемости.

С. Т. Алтунин предложил, исходя из гидроморфологического соотношения (31), выражение между масштабами M_B и M_h в таком виде:

$$\frac{M_B^{m_p}}{M_h}=1, \tag{100}$$

где m_p — переменный показатель ($m_p=0{,}5-1$).

Исходя из уравнения (100), уменьшение вертикального масштаба M_h по сравнению с горизонтальным M_B (искажение линейных размеров) получается таким:

$$\Psi=\frac{M_B}{M_h}=M_B^{1-m_p}. \tag{101}$$

При $\Psi\leqslant 5$ и $m_p=0{,}75$ плановый линейный масштаб $M_B\leqslant 625$.

Очень важно правильно назначать продолжительность опыта при пропуске переменных расходов воды на модели. С. Т. Алтунин (1964) получил эмпирически подобранный масштаб продолжительности опыта:

$$M_{t_c}=M_h^{0.5}=M_B^{0.5m_p}. \tag{102}$$

Длительность общего размыва на большой длине и, следовательно, длительность опыта нужно моделировать по горизонтальному масштабу, то есть $M_{t_0}=M_B$. Но это не относится к определению длительности местного размыва.

В результате исследований естественных русловых потоков Н. А. Ржаницын (1969) пришел к выводу, что сама природа искажает масштабы при уменьшении размеров руслового потока и что отношение глубины потока к его ширине (относительная глубина) для больших водных потоков значительно меньше, чем для малых, то есть поток при малых горизонтальных (плановых) размерах создает относительно большие глубины, искажая свой вертикальный масштаб.

Подобие процесса взаимодействия потока с грунтами ложа Н. А. Ржаницын определяет равенством на модели и в натуре показателя подвижности донных отложений, то есть выполнением условия:

$$\frac{u_{*н}^2}{gd_н\rho_н'}=\frac{u_{*м}^2}{gd_м\rho_м'}. \tag{103}$$

Так как динамическая скорость для открытых потоков $u_*=\sqrt{ghI}$, то формулу (103) можно записать так:

$$\frac{h_н I_н}{d_н\rho_н'}=\frac{h_м I_м}{d_м\rho_м'}. \tag{104}$$

Из этого равенства устанавливается необходимое соотношение между линейными масштабами в виде:

$$\frac{M_I M_d}{M_{\rho'} M_h^2}=1. \tag{105}$$

Это условие можно получить, если представить зависимость для параметра М. А. Великанова Γ_d в масштабных множителях и считать, что $\Gamma_d=\text{idem}$.

Приняв для коэффициента Шези C известную формулу Маннинга и считая, что $n\sim d^{\frac{1}{6}}$ при $\mathrm{Fr}=\text{idem}$, Н. А. Ржаницын получил для масштаба коэффициента Шези M_C следующее выражение:

$$M_C=\frac{M_h}{M_d^{1/6}}=\frac{1}{M_I^{0.5}}=\frac{M_I^{0.5}}{M_h^{0.5}}. \tag{106}$$

Из уравнения (106) масштаб крупности частиц

$$M_d=\frac{M_h^4}{M_I^3}. \tag{107}$$

Если одновременно выполнять требования динамического подобия для процесса взаимодействия между потоком и грунтами ложа, то

$$M_{\rho'}=\left(\frac{M_I}{M_h}\right)^2, \tag{108}$$

то есть для соблюдения геометрического подобия необходимо по рекомендациям Н. А. Ржаницына искажать плотность грунтов на модели.

Н. А. Ржаницын считает рациональным сохранять крупность частиц на модели, равной натурной, изменяя при этом соответственно плотность материала.

При моделировании руслового процесса, по данным Н. А. Ржаницына, следует различать три понятия времени: время, характеризующее скорость течения воды; время, характеризующее переменность гидрологического

режима, то есть определяющее фазы гидрологического режима (год, весеннее половодье, межень и др.); время, определяющее длительность русловых деформаций, протекающих в течение некоторой фазы гидрологического режима. Масштаб времени, определяющий изменчивость гидрологического режима, и масштаб времени M_τ, характеризующий длительность русловых деформаций, по данным Н. А. Ржаницына, могут быть приняты равными и определены одной величиной. Масштабы продолжительности гидрологического режима и руслового процесса равны горизонтальному масштабу длины M_l, то есть $M_\tau = M_l$.

Необходимо отметить, что в методиках гидравлического моделирования, разработанных С. Т. Алтуниным и Н. А. Ржаницыным, имеются некоторые различия при выборе масштабных множителей, но они дают близкие результаты. Эти методики нашли широкое применение в лабораторных исследованиях русловых деформаций.

Если за определяющий критерий моделирования принимать, как предлагает Н. С. Знаменская, равенство крутизны русловых форм в натуре и на модели, то это также приведет к равенству масштабных коэффициентов длины и времени.

Допустимость искажения вертикального масштаба по отношению к плановому определяется предельным значением возможного соотношения высоты и длины гряды, которое не превышает 0,2, то есть $M_\beta/M_h \leqslant 5$. Однако возможно и большее искажение.

Если на модели изучают в основном средние характеристики потока при неустановившемся движении (например, скорость распространения и трансформации волны паводка по длине бьефа), то, по данным И. И. Леви (1967), пределы искажения моделей могут увеличиваться до $\Psi = M_l/M_h = 10—20$.

Изучение кинематико-морфологических закономерностей позволяет рассмотреть задачу физического моделирования русловых деформаций при различном вертикальном искажении линейных масштабов ($\Psi > 1$).

На размываемой модели прежде всего необходимо обеспечить кинематическое подобие в придонной области при сохранении известных критериев подобия.

КРИТЕРИАЛЬНЫЕ УСЛОВИЯ МОДЕЛИРОВАНИЯ РУСЛОВЫХ ДЕФОРМАЦИЙ

При экспериментальных исследованиях русловых процессов на пространственных размываемых моделях часто возникает необходимость в различных искажениях вертикального (масштаба глубины) и горизонтальных (плановых) масштабов ширины и длины модели.

Это связано с тем, что в натурных условиях влияние вязкости в природном слое у размываемых границ значительно меньше, чем на модели. Поэтому на моделях (это одинаково относится как к жесткой, так и к размываемой модели) необходимо добиваться незначительного влияния вязкого пограничного слоя в придонной области.

Задача моделирования русловых деформаций модели может быть рассмотрена на основе критериальных уравнений подобия для придонного слоя.

За критерий устойчивости, характеризующий различные фазы движения наносов, обычно принимают отношение гидравлической крупности наносов W к динамической скорости u_*, то есть

$$\frac{W}{u_*} = \text{idem}. \qquad (109)$$

Начальная стадия движения частиц зависит от степени плотности укладки зерен, затенения данной частицы ее окружающими и вязкости. Причем на донную скорость $u_д$ влияют глубина потока и характер распределения скоростей на вертикали. Частица, лежащая на дне, начинает двигаться тогда, когда донная скорость потока $u_д$ достигает определенного значения по отношению к гидравлической крупности частицы W. В этом случае условие подобия при моделировании русловых деформаций будет иметь вид:

$$\frac{u_д}{W} = \text{idem}. \qquad (110)$$

Так как распределение скоростей характеризует различные фазы движения наносов и донная скорость u_δ на границе турбулентного придонного слоя толщиной δ

оказывает решающее влияние на деформации русла, то скорость u_δ можно связать со средней скоростью:

$$u_\delta = u_в (1 + x)\left(\frac{x}{1+x}\right)^x. \qquad (111)$$

Тогда для донной скорости можно записать:

$$u_д = \frac{u_\delta d (1+x)}{hx}. \qquad (112)$$

Если в формулу (112) подставить значение u_δ, найденное по зависимости (111), то получим:

$$u_д = \frac{u_в d (1+x)}{hx^{1-x}}. \qquad (113)$$

При выполнении условия подобия (110) выражение (113) в масштабных множителях, если принять $x_п = x_м$, можно представить так:

$$\frac{M_{u_в}}{M_W} = \frac{M_h}{M_d}. \qquad (114)$$

При исследовании турбулентности потока в придонной области и движения взвесей в открытых потоках С. Х. Абальянц рассматривал отношение $u_в/W$ как критериальное. Из уравнения (114) следует, что при $M_d = M_h$ масштабы M_u и M_W будут одинаковыми.

Чтобы достигнуть подобия в русловых переформированиях на пространственной модели для различных грунтов в качестве подобия обычно рассматривают число Фруда $Fr = idem$ и число Рейнольдса Re_{*d}, вычисленное по u_* и диаметру частиц d, отрывающихся от стенок размываемого русла.

Так как сохранение параметра кинетичности Fr и числа Рейнольдса Re_{*d} в натуре и на модели и выполнение условия $h/d = const$ практически недостижимо, то, по данным Б. А. Фидмана, при моделировании условий предельного равновесия донных частиц подобие обеспечивается критерием

$$\frac{u_*}{\sqrt{gd\left(\frac{\rho_н}{\rho} - 1\right)}} = 0{,}2. \qquad (115)$$

Для песчаных русл $\rho_н/\rho = 2{,}6$ и критерий (115) с учетом, что $u_* = \sqrt{ghI}$, заменяется более простым.

$$\frac{hI}{d} = 0{,}064. \qquad (116)$$

Для размываемого русла в зарубежной практике физического моделирования речного потока начальные условия характеризуются параметром А. Шилдса в таком виде (Bogardi, 1974; Gessler, 1971; Shen, 1970):

$$T = \frac{\tau_0}{d(\gamma_н - \gamma)}, \qquad (117)$$

где $\gamma_н$, γ — соответственно плотность наносов и воды.

Если в выражении (117) τ_0 заменить на γhI, то получим известный параметр в виде зависимости (116). Отношение $\frac{\gamma hI}{d(\gamma_н - \gamma)}$ является показателем подвижности (или устойчивости) частиц. По данным А. Шилдса, это отношение является постоянной величиной и равно 33 при условии, что число Рейнольдса Re_{*d} изменяется в пределах $2 < Re_{*d} < 10$. Это отношение колеблется от 33 до 16,6, когда Re_{*d} возрастает от 10 до 1000 и остается почти равным 16,6 при дальнейшем увеличении Re_{*d}.

В. Н. Гончаров (1962) получил это отношение равным 28 при условии равенства средней скорости потока срывающей скорости. По результатам И. Я. Орлова для периода, когда наносы начинают двигаться по дну, оно равно 25. Для момента начала движения наносов это отношение равно 32 (Никитин, 1963). На основе этих данных можно принять, что для статически устойчивого русла это отношение должно быть больше 32, а для динамически устойчивого состояния русла — меньше 32.

В результате экспериментальных исследований (Алтунин, 1972) получено, что одному значению числа Fr соответствуют два значения $\kappa = \frac{u_*}{u_п - u_в}$ и $x = \frac{u_п - u_в}{u_в}$ (рис. 47).

Точки перегиба на кривых $\kappa = \kappa(Fr)$ на рисунке 47, *а* не характеризуют смену режимов движения наносов в размываемом русле.

Срыв отдельных частиц со дна, сложенного мелкопесчаным грунтом, происходит при $x \approx \frac{1}{6}$ и $Fr = 0{,}1 - 0{,}15$,

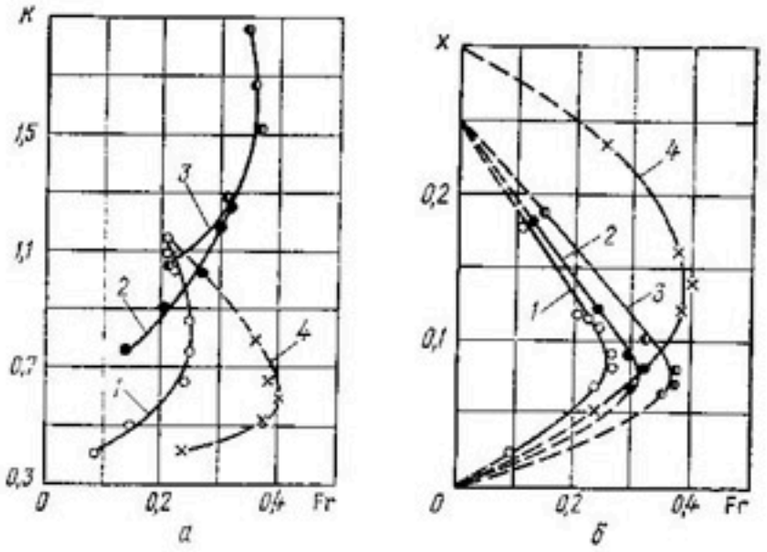


Рис. 47. График зависимости $\kappa=\kappa(\mathrm{Fr})$ *(а)* и $x=x(\mathrm{Fr})$ *(б)*: *1, 2, 3* — песчаное дно ($d_{ср}=0{,}24$ мм) с уклонами соответственно $I=0{,}0012$, $I=0{,}0025$ и $I=0{,}005$; *4* — дно сложено из мелкой гальки ($d_{ср}=5{,}2$ мм), $I=0{,}0025$.

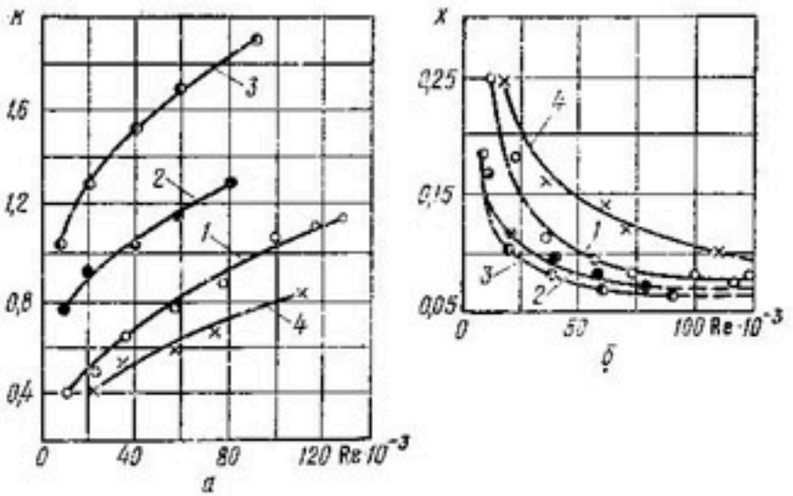


Рис. 48. График зависимости $\kappa=\kappa(\mathrm{Re})$ *(а)* и $x=x(\mathrm{Re})$ *(б)* (обозначения те же, что и на рис. 47).

образование и движение рифелей и гряд наступает при $x=\frac{1}{7}-\frac{1}{10}$ и $\mathrm{Fr}=0{,}2-0{,}3$, сплошное влечение наносов возникает при $x=\frac{1}{11}-\frac{1}{14}$ и $\mathrm{Fr}=0{,}25-0{,}35$.

При $x\geqslant\frac{1}{15}$ и появлении взвеси число Fr несколько уменьшается в результате значительного роста глубины потока и меньшего увеличения скорости потока. Может наблюдаться и другая тенденция в зависимости от количества взвеси в потоке.

На модели трудно изучать этот режим движения наносов, так как резко увеличивается расход донных наносов. Чтобы сохранить баланс в твердом расходе, на размываемом участке необходимо подавать большое количество песка на входном участке. Это часто затрудняет проведение измерений скоростей на рабочем участке.

В период сплошного влечения наносов (рис. 47, *б*) при $x=\frac{1}{13}$ (по оси ординат) число Fr (по оси абсцисс) изменяется в больших пределах ($\mathrm{Fr}=0{,}25-0{,}38$), что связано с влиянием продольного уклона.

Следовательно, в размываемых руслах связь параметров κ и x с числом Фруда неоднозначная. Поэтому, принимая $\mathrm{Fr}=\mathrm{idem}$, нельзя добиться подобия в режиме движения наносов, так как, например, при $\mathrm{Fr}=0{,}2$ одновременно может быть $x=0{,}05$ (кривая *1* на рис. 47, *б*), что характерно для сплошного влечения наносов, и $x=0{,}12$, что соответствует движению только гряд.

Многообразие факторов, влияющих на параметр логарифмической формулы распределения продольных скоростей на вертикали κ, не позволяет объяснить физическую сущность точек перегиба и неоднозначность связи $\kappa=\kappa(\mathrm{Fr})$.

Следует также отметить, что для модели, сложенной галькой, массовый срыв частиц наступает несколько раньше, чем для песчаного дна. Так, при $x=\frac{1}{7}$ и $\mathrm{Fr}\approx0{,}4$ (кривая *4* на рис. 47, *б*) наступает фаза массового влечения гальки, а при $x=\frac{1}{20}$ и $\mathrm{Fr}=0{,}25$ (нижняя часть этой кривой) появляется сплошное влечение. При этом отдельные частицы передвигаются скачкообразно.

Они проникают в толщу потока, в основном достигая верхней границы придонного слоя $\delta=\frac{xh}{x+1}$ (Алтунин, 1972).

Анализ графиков зависимостей $\kappa=\kappa(\mathrm{Re})$ и $x=x(\mathrm{Re})$, приведенных на рисунке 48, показал, что при возрастании Re параметр κ увеличивается, а x уменьшается.

При $\mathrm{Re}\leqslant 10\,000$ форма эпюры распределения продольных скоростей характеризуется показателем x и зависит от числа Re.

В области развитой турбулентности при $\mathrm{Re}\geqslant 75\,000$ на характеристику x влияет шероховатость размываемого русла. Так, для песчаного русла кривые *1—3* асимптотически сближаются, а кривая *4* для гравийного русла приближается к ним только при $\mathrm{Re}>125\,000$.

При условии, что распределение скоростей на модели будет подобным натуре, получим:

$$\frac{M_B^{\frac{0.5}{0.5+x}} M_d^{\frac{x}{0.5+x}}}{M_h}=M_a^{\frac{1}{0.5+x}} \qquad (118)$$

или

$$\frac{M_B^{0.5} M_d^{x}}{M_h^{0.5+x}}=M_a. \qquad (119)$$

В частном случае при $x=0{,}5$ из формулы (119) получим критериальное уравнение (105).

Кинематико-морфологический параметр a изменяется в зависимости от формы русла, грунтовых условий и гидравлического режима потока. Поэтому при физическом моделировании речного потока необходимо правильно определять этот параметр для натуры, а после этого добиваться его сохранения на модели.

Если на модели полностью соблюдается геометрическое подобие, то при $M_l=M_d=M_h$ масштаб $M_a=1$. При использовании на модели мелкопесчаных грунтов ($M_d=1$) выражение (118) будет иметь вид ($M_l=M_B$):

$$\frac{M_l^{0.5}}{M_h^{0.5+x}}=M_a. \qquad (120)$$

Если форма русла на модели сохранится подобной прототипу, то $M_a=1$ и

$$M_l=M_h^{\frac{0.5+x}{0.5}}. \qquad (121)$$

Для устойчивого русла $x=1/6$, и из соотношения (121) получается, что $M_l=M_h^{4/3}$ или $M_h=M_l^{0.75}$. Такое соотношение Н. А. Ржаницын и В. С. Лапшенков рассматривают как основное при использовании песчаных грунтов на размываемых моделях.

Полученное на основе кинематико-морфологической зависимости (119) общее отношение между линейными масштабами M_l, M_h, M_a показывает, что при физическом моделировании необходимо добиваться подобия в форме русла ($M_a=1$).

На основе формулы (119) получим выражение для искажения вертикального масштаба M_h по сравнению с горизонтальным $M_l=M_B$

$$\Psi=\frac{M_B}{M_h}=\left(\frac{M_a^{1/x} M_h}{M_d}\right)^{2x}. \qquad (122)$$

Так как при соблюдении числа $\mathrm{Fr}=\mathrm{idem}$ масштаб

$$M_h=M_{\mathrm{Re}}^{2/3}, \qquad (123)$$

то

$$\Psi=\left(\frac{M_a^{1/x} M_{\mathrm{Re}}^{2/3}}{M_d}\right)^{2x}. \qquad (124)$$

Кинематическая характеристика динамически устойчивого русла $x=1/6$. Тогда выражение (124) можно записать так:

$$\Psi=\frac{M_a^{6} M_{\mathrm{Re}}^{2/3}}{M_d^{1/3}}. \qquad (125)$$

Анализ этой формулы показывает, что кинематико-морфологический параметр a значительно влияет на Ψ.

Если на размываемой модели, сложенной из мелкопесчаных грунтов, достигнуто подобие в распределении скоростей и форме русла, то $M_a=1$ и искажение линейных масштабов (вертикального по сравнению с горизонтальным):

$$\Psi=\left(\frac{\mathrm{Re}_н}{\mathrm{Re}_м}\right)^{\frac{2}{9}}. \qquad (126)$$

Так как для русловых турбулентных потоков на модели $\mathrm{Re}_м$ должно быть не менее 5000, то, принимая $\Psi=6$, можно выделить естественные потоки, которые будут моделироваться, исходя из зависимости (124).

Для этих естественных потоков число Рейнольдса $Re_н = 1{,}58 \cdot 10^7$.

Следовательно, уравнение (126) позволяет назначить допустимое искажение вертикального масштаба M_h по сравнению с горизонтальным M_l.

Для достижения подобия в режиме движения наносов на модели должно соблюдаться условие (90). Тогда масштаб неразмывающей скорости

$$M_{v_0} = M_f M_\rho^{0,5} M_d^{0,5-x} M_h^x. \qquad (127)$$

где M_f — масштабный множитель безразмерного коэффициента f, зависящего от числа Рейнольдса $Re_{*d} = u_* d/\nu$ и учитывающего условие обтекания частиц.

Отсюда, считая $M_{v_0} = M_v$, получим:

$$M_h = \left(\frac{M_v}{M_f M_\rho^{0,5} M_d^{0,5-x}} \right)^{1/x}. \qquad (128)$$

Представим выражение (55) в масштабных множителях:

$$M_v = \frac{M_C M_h^{0,5+x} M_l^{0,5}}{M_d^x}, \qquad (129)$$

тогда формула (128) будет иметь вид:

$$M_h = \frac{M_f^2 M_\rho M_d^{1-2x}}{M_C^2 M_l}. \qquad (130)$$

Учитывая это основное соотношение, формулу (119) можно представить так:

$$\frac{M_B^{0,5} M_l^{0,5+x}}{M_\rho^{0,5+x} M_d^{0,5-x-2x^2}} = \frac{M_a M_l^{1+2x}}{M_C^{1+2x}}. \qquad (131)$$

Считая, что $a_н = a_м$, $f_н = f_м$ и $C_н = C_м$ и $x = \frac{1}{6}$ (Алтунин, 1964), получаем:

$$\frac{M_B^{1/2} M_l^{2/3}}{M_\rho^{2/3} M_d^{5/18}} = 1 \qquad (132)$$

или

$$\frac{M_B^{1/4} M_\rho^{2/3} M_d^{5/18}}{M_h^{2/3}} = 1. \qquad (133)$$

Г. В. Железняков (1976) гидроморфологический параметр $C_г$ предлагает рассматривать как критерий динамического подобия. Однако если формулу (37) представить в масштабных множителях, то получим:

$$\frac{M_v^2 M_B}{M_h^2} = 1. \qquad (134)$$

Если Fr = idem, то $M_v^2 = M_h^{0,5}$ и $M_B = M_h$, то есть при моделировании размываемых русл необходимо соблюдать геометрическое подобие.

Если же масштаб скорости определить по выражению (127), то

$$\frac{M_f^2 M_\rho M_d^{1-2x} M_B}{M_h^{2-2x}} = 1 \qquad (135)$$

и при $x = \frac{1}{6}$, $M_f = 1$ и $M_\rho = 1$

$$\frac{M_B M_d^{2/3}}{M_h^{2/3}} = 1 \qquad (136)$$

или

$$\frac{M_B^{0,5} M_d^{1/3}}{M_h^{2/3}} = 1, \qquad (137)$$

то есть получим выражение (119) при $x = \frac{1}{3}$.

Если в формуле (137) масштаб $M_d = 1$, то $M_B^{0,75} = M_h$, что соответствует зависимости (121).

При выявлении закономерностей механизма русловых деформаций наиболее важно правильно сформулировать граничные условия.

Необходимо отметить, что некоторые из этих условий находятся, само собой, в процессе моделирования. Иногда модель не только определяет граничные условия, но и выполняет интегрирование основных дифференциальных уравнений. Эти уравнения даже могут быть неизвестны исследователю из-за чрезвычайной сложности проблемы (например, процесс местного размыва у незатопленной преграды, который необходимо рассматривать как трехмерную задачу или случай нестационарных плановых деформаций легкоразмываемого русла при неустановившемся движении потока).

Приведенные выше уравнения позволяют правильно назначать различную степень искажения линейных размеров размываемой модели и пересчитывать результаты лабораторных исследований в натуру. Однако при моделировании процесса формирования русла надо учитывать начальные условия движения. Модель процесса руслоформирования имеет смысл только тогда, когда начальным условиям соответствуют расходы потока и наносов, определяемые с учетом масштабов расхода воды $M_Q = Q_н/Q_м$ и наносов $M_G = G_н/G_м$. Поэтому установим соотношения между этими масштабами при различных способах физического моделирования русловых деформаций.

МАСШТАБЫ РАСХОДА НАНОСОВ И ВРЕМЕНИ РУСЛОВЫХ ПЕРЕФОРМИРОВАНИЙ

При моделировании русловых деформаций в зоне гидротехнических сооружений наиболее сложно установить масштабы удельного расхода наносов $M_{q_т}$ и времени русловых переформирований $M_{t_д}$ ($t_д$ — время русловых переформирований) для прогнозирования процессов переформирований на основе лабораторных данных. Движение донных наносов зависит от физических свойств жидкости (плотность ρ и динамический коэффициент вязкости μ), плотности $\rho_н$ и диаметра наносов d.

Динамическое состояние потока у дна можно характеризовать динамической скоростью $u_* = \sqrt{\tau_0/\rho}$. Поэтому расход донных наносов на единицу ширины деформируемого русла $q_т = q_т(\rho, \mu, \rho_т, d, u_*)$ (Yallin, 1965).

По π-теореме можно получить, что выражение донных наносов должно иметь следующую структуру $\frac{q_т}{\rho u_*} = f_{q_т}\left(\mathrm{Re}_{*d}\frac{\rho}{\rho_н - \rho}, \mathrm{Fr}_{*d}\right)$ и нужно получить только формулу функции $f_{q_т}$ в зависимости от ее аргумента Re_{*d} и Fr_{*d}.

При использовании на модели песчаного грунта, из которого сложен прототип (русло канала или реки), масштаб $M_d = 1$ и одновременно соблюдаются критерии $\mathrm{Fr}_{*d} = \mathrm{idem}$ и $\mathrm{Re}_{*d} = \mathrm{idem}$, а формы функции $f_{q_т}$ будут

одинаковыми для натуры и модели (Einstein, 1950; Einstein, Chien, 1956; Einstein, 1967).

Анализ решений Х. А. Эйнштейна, И. И. Леви, И. В. Егизарова показал (Алтунин, 1972), что соотношение между масштабом удельного расхода донных наносов и динамической скоростью можно записать в таком виде:

$$M_{q_т} = M_{u_*}^{2m'} = M_h^{m'} M_I^{m'} \qquad (138)$$

и если $\mathrm{Fr} = \mathrm{idem}$, то

$$M_{q_т} = M_u^{2m'} M_I^{m'}. \qquad (139)$$

Показатели степени m' в наиболее распространенных формулах расхода донных наносов, приведенных к виду (138) и (139), имеют следующие значения:

Автор	И. В. Егиазаров	В. Н. Гончаров	И. И. Леви	Х. А. Эйнштейн
m'	1	0,5	1,25	1,5

В формулах других авторов для определения расхода донных наносов также имеется пропорциональность между $q_т$ и u_*^3 или $u_в^3$, но показатель степени m при масштабных множителях M_u и M_I изменяется в больших пределах.

Масштаб продольного уклона $M_I = M_\lambda$, принимая $M_I = M_h/M_l$ и $M_l = M_B$, это равенство можно записать в виде критериального условия $\lambda B/h = \mathrm{idem}$, которое часто принимают за основное критериальное условие моделирования при несоблюдении геометрического подобия (Зегжда, 1938).

Тогда зависимость (138) можно записать так:

$$M_{q_т} = M_h^{m'} M_\lambda^{m'}. \qquad (140)$$

Следовательно, на пространственной размываемой модели необходимо создавать определенный режим движения наносов при соблюдении установленного выше масштаба расхода наносов. Только после этого можно проводить лабораторные исследования русловых пере-

формирований в зоне гидротехнического сооружения, модель которого устанавливается в размываемое русло такой пространственной модели, на которой уже достигнут подобный натуре режим движения наносов.

В общем случае при моделировании процесса руслоформирования на пространственных моделях определенный интерес представляет вопрос об общем расходе донных наносов, подаваемом на начальный участок модели, и соотношение между этим твердым расходом и расходом воды.

Для масштаба общего расхода донных наносов $M_G = G_н/G_м$ получено такое выражение (Алтунин, 1972):

$$M_G = M_Q \frac{M_h^{m'} M_I^{m'}}{M_v}. \qquad (141)$$

m' — переменная величина, принимаемая в зависимости от фазы движения наносов:

Фазы движения наносов	Беспрестанный массовый срыв	Образование рифелей	Грядовое образование	Стирание гряд	Сплошное влечение наносов
m'	1	1,25	1,5	1,75	2

Если Fr = idem, то $M_v = M_h^{0,5}$ и формулу (141) можно записать так:

$$M_G = M_Q M_h^{m'-0,5} M_I^{m'}. \qquad (142)$$

Так как $M_I = M_h/M_B$, а масштаб M_B можно определить по формуле (119), то уравнение (142) будет иметь вид:

$$M_G = M_Q \frac{M_h^{2m'-0,5-m'x} M_d^{2xm'}}{M_a^{2m'}}. \qquad (143)$$

При $x = \frac{1}{6}$, $m' \approx 1$ и $M_a = 1$ масштаб твердого расхода

$$M_G = M_Q M_h^{1/3} M_d^{1/3}. \qquad (144)$$

При несоблюдении Fr = idem и определении масштаба скорости по формуле (127) выражение (141) можно записать так:

$$M_G = M_Q \frac{M_h^{m'-x} M_I^{m'}}{M_I M_\rho^{0,5} M_d^{0,5-x}} \qquad (145)$$

или при условии $M_I = M_h/M_B$ и $M_I = 1$, а также при вычислении масштаба M_B из уравнения (119) при $M_a = 1$ получим

$$M_G = M_Q \frac{M_h^{m'-xm'-x} M_d^{2xm'+x-0,5}}{M_\rho^{0,5}}. \qquad (146)$$

При $m' = 2$ и $x \approx 0,1$ (сплошное влечение наносов) масштаб

$$M_G = \frac{M_Q M_h^{1,7} M_d^{0,1}}{M_\rho^{0,5}}. \qquad (147)$$

Исследования показали, что $x > \frac{1}{6}$ и $m' < 1$ соответствуют статически устойчивому руслу, а при $x = 1/6$ и $m' = 1$ из формулы (146) получается, что $M_d^0 = 1$.

Следовательно, в общем случае в зависимости от режима движения масштаб расхода наносов можно определить по формуле (141).

В связи с этим возникает вопрос о масштабе времени русловых переформирований, который зависит от фазы движения наносов.

При моделировании гидравлических явлений масштаб времени M_{t_v} определяется по формуле (91). В этом случае время продолжительности русловых переформирований $t_д$ будет отличаться от времени $t_{вм} = t_{вн}/M_{t_v}$ (Gessler, 1971; Einstein, 1950; Yallin, 1965). При этом, по данным H. A. Einstein и N. Chien (1956), для достижения подобия в процессе руслоформирования масштаб времени гидрографа должен соответствовать масштабу времени русловых переформирований. Поэтому важно получить масштабный множитель для определения времени русловых переформирований $M_{t_д} = t_{д.н}/t_{д.м}$ и сравнить его с масштабом времени M_{t_v} для чисто гидравлических процессов.

Масштаб времени для учета продолжительности деформаций русла можно получить из уравнения (Алтунин, 1972):

$$\frac{1}{\gamma'_н}\frac{\partial G}{\partial l}=\frac{\partial \Omega}{\partial t_д}. \qquad (148)$$

где $\gamma'_н$ — вес единицы объема наносов в воде; l — длина участка деформаций; Ω — площадь поперечного сечения русла на участке деформаций (размыва или занления).

Для этого запишем выражение (148) в масштабных множителях так:

$$M_{t_д}=\frac{M_\gamma M_\Omega M_b}{M_G}. \qquad (149)$$

Так как масштаб площади поперечного сечения русла на участке общих деформаций $M_\Omega=M_lM_h$, то, подставляя в формулу (149) выражение для расхода наносов (138), получаем следующую зависимость для масштаба времени русловых переформирований:

$$M_{t_д}=\frac{M_\gamma M_B M_h M_l M_\rho^{0,5}}{M_Q M_h^{m'-xm'-x} M_d^{2xm'+x-0,5}}. \qquad (150)$$

При определении масштаба времени русловых переформирований $M_{t_д}$ для размываемых моделей, сложенных из несвязного грунта, $M_\gamma=1$ и $M_\rho=1$, тогда выражение (150) можно записать так:

$$M_{t_д}=\frac{M_{t_0}}{M_h^{m'-xm'-x} M_d^{2xm'+x-0,5}}, \qquad (151)$$

т. е. масштаб времени русловых переформирований $M_{t_д}$ в $K_t=\frac{1}{M_h^{m'-xm'} M_d^{2xm'+x-0,5}}$ меньше, чем масштаб времени $M_{t_0}=\frac{M_l}{M_v}$.

Следует отметить различие в масштабах времени русловых переформирований в зависимости от режима движения наносов.

При непрерывном движении потока на одной и той же модели одновременно могут возникнуть различные режимы движения наносов. Тогда для определения масштаба времени русловых переформирований на основе зависимости (151) надо принимать различные значения показателя m по данным, приведенным в таблице на странице 174.

Установленные масштабы расхода наносов и времени русловых переформирований, связанных с движением этих наносов, правомерны при расчете общих и местных деформаций размываемого русла, возникающих как в результате естественного процесса, так и при гидротехническом строительстве различных сооружений. Но при моделировании местного размыва у гидротехнических сооружений необходимо получить масштабные множители для искажения шероховатости стенок этих сооружений. Кроме того, при степени искажения $\Psi>1$ линейные масштабы M_B и M_h не равны между собой, а при назначении горизонтальных и вертикальных размеров моделей гидротехнического сооружения в размывасмом русле должно быть соблюдено геометрическое подобие, иначе форма гидротехнического сооружения будет искажена.

Эта проблема может быть решена путем моделированиям процесса диссипации энергии при обтекании модели гидротехнического сооружения в размываемом русле.

Решение этой задачи имеет также важлое значение при проектировании устойчивых сечений больших каналов с неукрепленным ложем, которое проводится на основе специальных лабораторных исследований на пространственных размывасмых моделях. При этом особое внимание следует обратить на формирование откосов статически или динамически устойчивых сечений неукрепленных каналов.

Проведенные теоретические исследования показывают, насколько сложен пересчет модельных данных о деформациях размываемого русла в натуру. Кроме того, недостаточно представлять только в безразмерном виде характеристики деформаций, полученные в лабораторных условиях, и считать, что эти безразмерные параметры сохраняются в натурных условиях.

Сравнение получаемых критериев подобия для моделирования безнапорных потоков на жестких и размывасмых лабораторных установках показало, что возможно допускать различное искажение следующих масштабов:

вертикального M_h по сравнению с горизонтальным (гидравлическое моделирование без соблюдения геометрического подобия); следовательно, продольный уклон на модели $I_м$ должен быть больше $I_в$;

диаметра наносов M_d, который в общем может изменяться в пределах $M_h \geqslant M_d \geqslant 1$; условие $M_d = M_h = M_l$ соответствует геометрическому подобию для основных линейных масштабов размываемой модели, а масштаб $M_d = 1$ принимают при моделировании деформации русла, сложенного из мелкопесчаных грунтов, которые применяют на модели при различном искажении масштабов M_h, M_l, и M_I;

расхода воды M_Q по сравнению с расходом наносов и, следовательно, времени продолжительности гидравлических процессов M_{t_p} с временем русловых деформаций $M_{t_д}$

Различное искажение линейных масштабов M_h и M_B (первое искажение) является следствием того, что на модели число Рейнольдса $\mathrm{Re}_м < \mathrm{Re}_н$. Уменьшение же интенсивности турбулентности в толще потока на модели по сравнению с натурой не оказывает решающего влияния на моделируемый процесс руслоформирования. Для достижения подобия достаточно, если кинематическое подобие потока будет достигнуто в придонной области.

Кинематический параметр при этом можно представить как комбинацию из чисел Рейнольдса в виде:

$$x = \frac{\mathrm{Re}_{max} - \mathrm{Re}}{\mathrm{Re}}, \qquad (152)$$

где

$$\mathrm{Re}_{max} = \frac{u_{max} h}{\nu}; \qquad \mathrm{Re} = \frac{u_д h}{\nu}.$$

При моделировании безнапорных потоков критерий Re не соблюдается, а безразмерное число (153), которое назовем дефицитом числа Рейнольдса Re_x, можно сохранить постоянным независимо от степени искажения модели. Следовательно, дополнительное условие подобия моделирования гидравлических явлений можно записать так:

$$\mathrm{Re}_x = \mathrm{idem}. \qquad (153)$$

Неравенство линейного масштаба M_d по сравнению с M_h и M_l (второе искажение) связано с первым искажением ($M_h < M_B$ и $M_l < 1$).

Третье искажение ($M_Q \neq M_G$) является искажением первых двух.

Особенностью предложенной методики физического моделирования безнапорных потоков является то, что на основе различных допущений возможно запроектировать пространственную размываемую модель для прогнозирования русловых деформаций в натуре на основе лабораторных опытов.

При выборе горизонтального масштаба обычно исходят из размеров пространственной модели, но условие геометрического подобия можно выполнить только при моделировании несвязных гравелистых грунтов, для которых возможно на русловой площадке использовать грунт с $d_м = d_н / M_l$.

В большинстве случаев необходимо смоделировать процесс руслоформирования, когда берега и дно реки сложены из песчаных (несвязных) или связных грунтов с различным содержанием гравия и гальки. При этом одновременно могут быть различные условия на участке гидротехнического сооружения, который нужно замоделировать и в процессе размыва могут быть вскрыты различные грунты. В этом случае не удается уменьшить все размеры зерен материала, из которого выложено русло, в M_l раз. Поэтому при моделировании русловых переформирований в зоне гидротехнического сооружения необходимо знать гранулометрический состав тех грунтов, которые будут определять деформации русла.

В лабораторных условиях желательно с учетом масштаба M_d и M_ρ подобрать грунт для размываемой модели с кривой гранулометрического состава, подобной тому составу грунта, из которого сложен прототип.

Анализ натурных данных (Flaxmon, 1963) показал, что гранулометрический состав наносов можно характеризовать коэффициентом сортировки $\kappa_d = \sqrt{\frac{d_{25}}{d_{75}}}$ и параметром диапазона крупностей наносов $f_d = \frac{d_{25} - d_{75}}{d_{50}}$.

В качестве характеристики распределения частиц наносов можно также принять коэффициент градации, который определяется так (Flaxmon, 1963):

$$\sigma_н = 0{,}5\left(\frac{d_{16}}{d_{50}} + \frac{d_{50}}{d_{84}}\right), \qquad (154)$$

причем 84% частиц наносов имеет размер меньше, чем d_{16} и т. д.

Коэффициент $\sigma_н$ дает средний наклон двух сегментов кривой распределения размеров. Для натуры и модели этот коэффициент, характеризующий состав наносов, желательно оставлять постоянным.

При моделировании неустановившегося движения речного потока также необходимо соблюдать полученные выше критерии подобия для установившегося неравномерного движения, дополненные числом Струхаля. В отдельных случаях моделирования потока важным вопросом также является соблюдение такой же температуры на модели, как и в натуре.

На основе натурных наблюдений (Carey, 1963) подмечено, что с понижением температуры воды высота дюн и песчаных волн уменьшается, вследствие чего уменьшается сопротивление потока, которое приводит к понижению уровня воды. Один и тот же расход воды при пониженной температуре проходит при меньших уровнях воды. Поэтому в потоке на модели должна обеспечиваться приблизительно такая же температура воды, как в речном потоке ($t^\circ = \text{const}$), особенно при исследованиях явлений, связанных с пониженной температурой в натуре (движение шуги, ранние весенние паводки и др.).

МЕТОДИКА МОДЕЛИРОВАНИЯ ПРОЦЕССА РУСЛОФОРМИРОВАНИЯ КАНАЛОВ

Для разработки методики физического моделирования русловых деформаций необходимо собрать натурные данные по гидравлическому режиму наиболее крупных каналов с характерными грунтовыми условиями и провести проверку критериальных условий подобия и масштабных соотношений для расчета пространственной размываемой модели выбранного прототипа.

Анализ натурных данных по гидравлическому режиму крупных каналов, построенных в Советском Союзе и находящихся в эксплуатации более десяти лет, показал, что в качестве такого прототипа (моделируемого объекта) может быть выбран Каракумский канал.

После расчета такой модели по различным способам необходимо провести исследования процесса руслоформирования существующего канала, пересчитать полученные результаты с учетом масштабных множителей и сравнить результаты с натурой.

В результате будут опробированы различные методы физического моделирования и рассмотрены приемы приближенного моделирования.

При моделировании процессов руслоформирования в каналах, сложенных мелкопесчаными грунтами, обычно на модели используют грунт с этих каналов. Часто также применяют заменители с меньшей плотностью.

Для наблюдения подобия в режиме движения наносов на модели применяют различные приемы (увеличение гидравлического уклона, форсировку расхода и др.). В некоторых случаях часто возникает необходимость рассмотрения метода приближенного моделирования гидравлических явлений.

Рассмотрим основные масштабные соотношения, необходимые для расчета пространственных размываемых моделей, сложенных мелкопесчаными грунтами или их заменителями.

Для пространственной размываемой модели земляного канала, сложенного из заменителя (с меньшей плотностью и диаметром, в общем случае отличающимся от диаметра грунта, из которого сложен прототип), масштаб неразмывающей скорости можно определить по формуле (127).

Заменители диаметром $d_м$ и плотностью $\rho_м < \rho_н$ можно привести к соответствующей крупности песка $d_н$ на основе зависимости, применяемой в гидравлической лаборатории ШАТУ (Франция):

$$d_н = d_м \sqrt[3]{\frac{\rho_м - \rho}{\rho}}. \qquad (155)$$

Тогда масштаб диаметра наносов при использовании заменителей на модели

$$M_d = \left(\frac{\rho_н - \rho}{\rho}\right)^{1/3}. \qquad (156)$$

Основным масштабным соотношением остается выражение (116), которое с учетом формул (127) и (156) дает возможность замоделировать размываемое русло канала с помощью заменителей.

Критериальные условия подобия, рассмотренные выше, позволяют также изучить проблему физического моделирования процесса руслоформирования земляных каналов, сложенных мелкопесчаными грунтами. При этом пространственные размываемые модели формиру-

ют из тех же мелкопесчаных грунтов, что и каналы. Такие модели имеют небольшое искажение в форме русла по сравнению с прототипом. Это искажение учитывается соотношением (116), что позволяет добиться неполного подобия (с масштабным эффектом), то есть параметр формы $\beta = B/h_{ср}$ неодинаков для натуры и модели — ($\beta_н \neq \beta_м$).

Для масштаба неразмывающей скорости, исходя из зависимости (127) при использовании на модели мелкопесчаного грунта прототипа ($M_d = 1$, $M_\rho = 1$) и при $M_f = 1$, получим:

$$M_{v_0} = M_h^{\wedge}. \tag{157}$$

Тогда на основе выражения (121) масштаб неразмывающей скорости

$$M_{v_0} = M_l^{0,125}. \tag{158}$$

Для масштаба коэффициента шероховатости можно записать:

$$M_n = \frac{M_R^{0,5+x} M_I^{0,5}}{M_v}, \tag{159}$$

где M_R — масштаб гидравлического радиуса.

При $\frac{B}{h_{ср}} > 10$ можно принять равенство масштаба гидравлического радиуса $M_R = M_h$. С учетом того, что плановый масштаб $M_l = M_B$ и $M_I = \frac{M_h}{M_l} = \frac{M_h}{M_B}$, получим:

$$M_n = \frac{M_B^{0,25+0,75x}}{M_v}. \tag{160}$$

Приняв масштаб скорости $M_v = M_{v_0}$, при сохранении условия (158) и $x = \frac{1}{6}$ можно записать:

$$M_n = M_B^{0,25}. \tag{161}$$

Если средняя скорость на размываемой модели $v_м \neq v_{0м}$, но $Fr_н = Fr_м$, что соответствует $M_v = M_h^{0,5}$, то из формулы (160) получим

$$M_n = M_B^{0,75x-0,125}. \tag{162}$$

При $x > \frac{1}{6}$ коэффициент шероховатости на модели

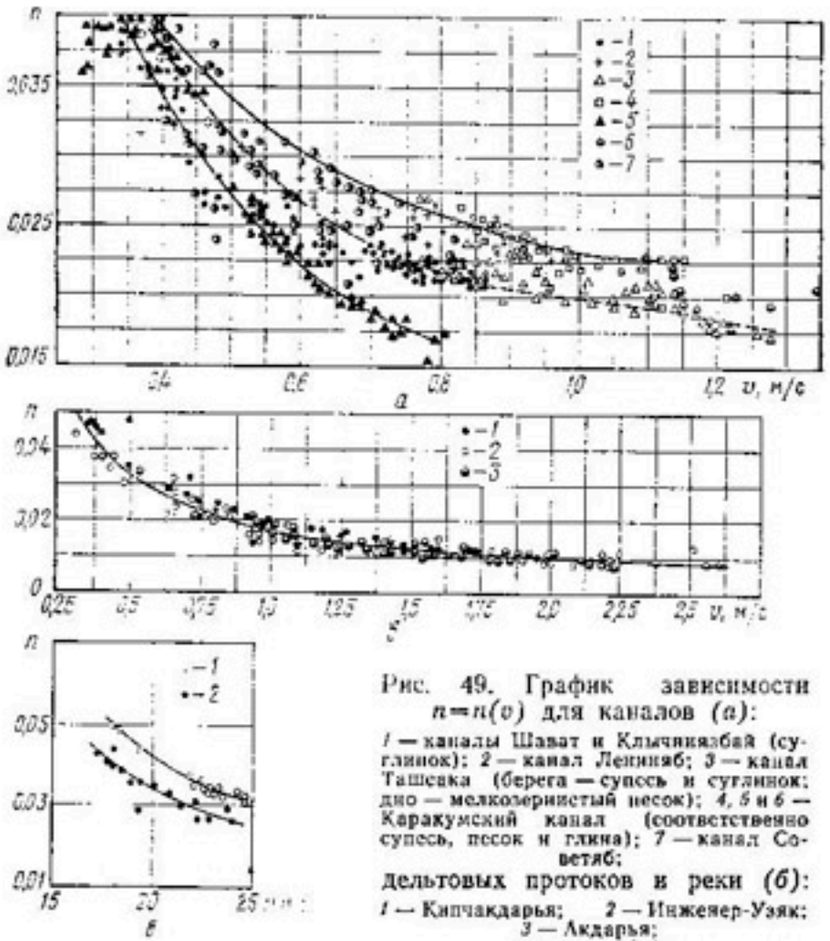


Рис. 49. График зависимости $n = n(v)$ для каналов (*а*):

1 — каналы Шават и Клычниязбай (суглинок); *2* — канал Лениняб; *3* — канал Ташсака (берега — супесь и суглинок; дно — мелкозернистый песок); *4, 5* и *6* — Каракумский канал (соответственно супесь, песок и глина); *7* — канал Советяб;

дельтовых протоков и реки (*б*):

1 — Кипчакдарья; *2* — Инженер-Узяк; *3* — Акдарья;

модели (*в*):

1 — максимальные коэффициенты шероховатости; *2* — минимальные.

меньше, чем в натуре, при $x = \frac{1}{6}$ они одинаковы, то есть $n_н = n_м$, и при $x < \frac{1}{6}$ $n_м > n_н$, но эта разница незначительная (так, при $x = \frac{1}{5}$ $n_н = n_м M_B^{0,025}$, а при $x = \frac{1}{10}$ $n_н = n_м M_B^{0,05}$.

На рисунке 49 приведен график зависимости коэффициента шероховатости n от средней скорости потока для устойчивых участков канала и протоков р. Амударьи в нижнем ее течении, по которому четкого влияния грун-

товых условий на коэффициент шероховатости не прослеживается.

По зависимости (160) получается, что решающее влияние на масштаб M_n оказывает размер водотока (масштаб M_B) и режим движения наносов, который характеризуется кинематическим показателем x.

Для проверки возможности использования мелкопесчаных грунтов прототипа на модели крупного земляного канала применительно к условиям Каракумского канала были выбраны прямолинейные участки общей длиной около 100 км в динамически устойчивом состоянии. На этих участках были проведены натурные наблюдения за процессом руслоформирования и кинематической структурой потока (табл. 27).

Таблица 27. **Гидравлические характеристики Каракумского канала, сложенного мелкопесчаными грунтами** ($d_{ср}$=0,15 мм)

Q, м³/с	B, м	$h_{ср}$, м	v, м/с	$I\cdot10^4$	C, м^{0,5}/с	$\frac{B}{h_{ср}}$	$Re_{*d}=\frac{u_*d}{\nu}$	$Re\cdot10^4$	Fr	$Fr_{*d}=\frac{u_*^2}{gd}$	a_y
57	58	2,02	0,49	0,70	41,2	28,8	5,21	99	0,012	1,01	4,3
62	58	1,83	0,59	0,75	49,6	31,8	5,16	108	0,019	0,98	4,5
66	59	1,88	0,60	0,75	51,4	31,4	5,20	113	0,020	1,00	4,5
91	65	2,13	0,66	0,80	50,7	30,5	5,72	141	0,021	1,22	4,5
93	66	2,10	0,69	0,80	53,5	31,4	5,70	145	0,023	1,20	4,6
96	77	2,52	0,49	0,53	42,5	30,6	5,05	123	0,009	0,95	4,5
98	77	2,52	0,51	0,53	45,2	30,6	5,07	131	0,010	0,95	4,5
103	81	2,49	0,51	0,42	49,9	32,5	4,49	127	0,010	0,75	4,6
113	86	2,45	0,54	0,53	51,0	35,1	4,98	132	0,012	0,93	4,6
169	100	3,61	0,47	0,37	40,5	27,7	5,08	169	0,006	0,95	4,6
203	103	3,65	0,55	0,35	49,2	28,4	4,95	201	0,008	0,91	4,8
292	110	3,55	0,75	0,40	62,8	31,0	5,22	266	0,016	1,01	5,0

Лабораторные опыты были проведены на двух русловых площадках (Алтунин, Аннаев, 1977, 1978).

Результаты лабораторных исследований (Алтунин, Аннаев, 1978) приведены в таблице 28.

Для параметра формы русла получено соотношение:

$$M_{B/h_{ср}}=M_Q^{0,125}. \qquad (163)$$

Основной результат, следующий из этой зависимости, заключается в том, что на модели, сложенной мелкопесчаными грунтами прототипа, не должно сохраняться подобие в форме русла. Но при этом можно сделать следующий важный вывод: методика физического моделирования, изложенная В. С. Алтуниным и С. А. Аннаевым (1977, 1978), позволяет рассчитать масштабный эффект и основные параметры устойчивого русла на основе модельных данных.

Этот вывод полностью подтверждается результатом сопоставления натурных и лабораторных данных по Каракумскому каналу, приведенных на рисунке 50, *а* в ви-

Таблица 28. **Гидравлические характеристики модели**

Расход воды Q, л/с	Ширина $B_м$, см	Средняя глубина $h_{ср}$, м, см	Средняя скорость $v_м$, см/с	Параметр формы русла $(B/h_{ср})_м$	Продольный уклон I, ‰	Средняя мутность потока S, г/л	Коэффициент шероховатости n
25,0	168	7,7	19,4	21,8	2,2	0,20	0,044
25,0	165	8,4	18,0	19,6	2,2	0,20	0,050
33,5	180	10,2	18,3	17,6	1,7	0,15	0,049
33,5	185	8,2	22,1	22,6	1,7	0,15	0,035
33,5	165	8,6	22,5	19,2	1,7	0,25	0,036
33,5	160	8,5	24,6	18,8	1,7	0,25	0,032
33,5	160	8,6	24,3	18,6	1,7	0,25	0,033
33,5	172	8,9	21,9	19,3	1,7	0,20	0,037
33,5	175	8,3	23,0	21,2	1,7	0,20	0,033
33,5	173	7,9	24,6	21,9	1,7	0,20	0,031
33,5	180	7,9	23,5	22,8	1,7	0,15	0,032
33,5	180	8,2	22,8	22,1	1,7	0,15	0,034
33,5	185	7,9	22,9	23,4	1,7	0,15	0,033
33,5	180	8,2	22,6	21,9	1,7	0,15	0,034
33,5	180	7,7	22,2	23,5	1,7	0,15	0,031
33,5	170	8,4	23,3	20,6	1,7	0,20	0,034
5,5	55	5,0	20,1	11,1	2,7	0,10	0,035
5,5	60	4,3	21,5	13,8	2,7	0,10	0,030
5,5	50	4,7	23,8	10,7	2,7	0,10	0,029
7,4	65	6,3	18,1	10,3	2,5	0,25	0,044
7,4	65	5,8	19,4	11,2	2,5	0,50	0,029
7,4	75	5,7	17,3	13,2	2,5	0,55	0,043
22,4	145	8,7	17,8	16,6	1,4	1,50	0,041
22,4	145	8,6	18,0	16,8	1,4	1,00	0,040
22,4	145	8,4	18,5	17,4	1,4	2,0	0,039
22,4	145	3,0	19,4	18,1	1,4	1,20	0,036
22,4	150	7,9	19,0	19,0	1,4	1,90	0,036
22,4	150	7,8	20,8	19,2	1,4	0,80	0,033
29,5	152	8,1	24,0	18,8	1,1	0,25	0,026
29,5	171	7,7	22,3	22,2	1,1	0,15	0,027
29,5	157	8,1	22,9	19,4	1,1	0,20	0,027

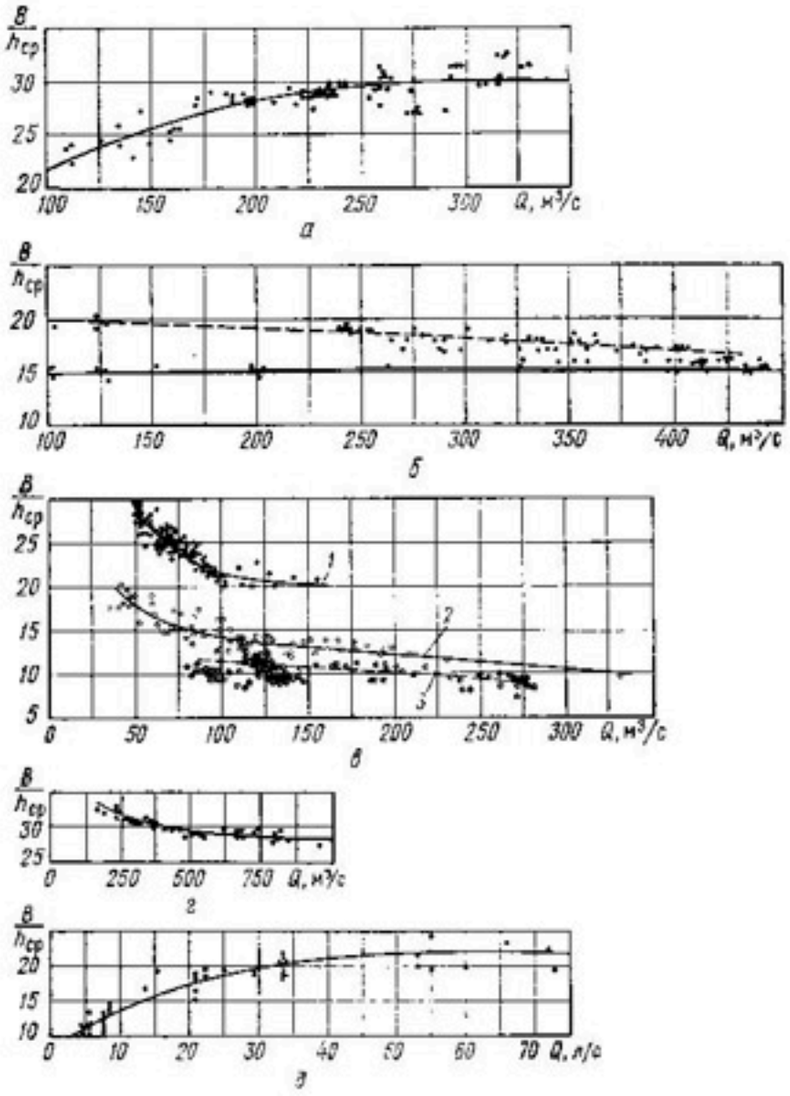


Рис. 50. График зависимости $B/h_{ср}=f(Q)$ для каналов, проходящих в мелкопесчаных грунтах *(а)*, супесчаных *(б)*, суглинистых (кривая *1*), глинистых [устойчивые (кривая *2*) и неустойчивые (кривая *3*) участки] *(в)*; для дельтовых проток р. Амударьи *(г)* и модели *(д)*.

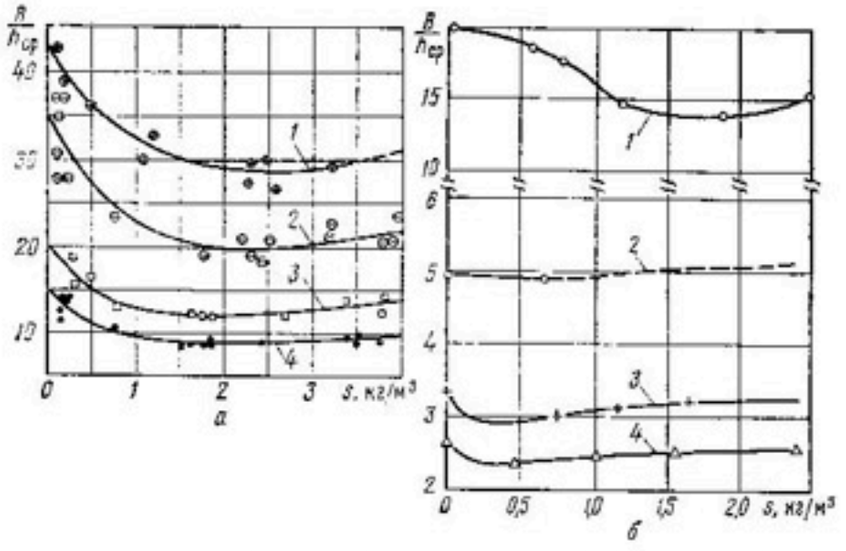


Рис. 51. График зависимости параметра формы русла $B/h_{ср}$ от средней мутности потока s для каналов *(а)*, проходящих в песчаных *(1)*, супесчаных *(2)*, суглинистых *(3)* и глинистых *(4)* грунтах; для моделей *(б)*:

1 — размываемое русло $Q_м=21$ л/с; *2, 3, 4* — жесткие (вертикальные, бетонные) стенки и размываемое дно, сложенное мелкопесчаным грунтом (*2* — $Q_м=28$ л/с; *3* — $Q_м=18$ л/с; *4* — $Q_м=9{,}4$ л/с).

де графика зависимости $B/h_{ср}=f(Q)$. Если пересчитать лабораторные данные, приведенные на этом рисунке в натуру, то это подтверждает установленную закономерность. Здесь необходимо отметить различное влияние расхода воды Q на параметр формы русла $\beta=B/h_{ср}$ в зависимости от грунтовых условий. Так, для песчаных грунтов $\beta\sim Q$, для супесчаных (см. рис. 50, *б*) можно отметить слабое влияние расхода на параметр β (пунктирная кривая соответствует максимальным значениям $B/h_{ср}$), а для глинистых грунтов (рис. 50, *в*) параметр β обратно пропорционален Q, то есть $\beta\sim 1/Q$.

В настоящее время выделяется ряд методов гидравлического расчета, по которым на форму русла значительно влияет концентрация взвешенных наносов (средняя мутность s). Поэтому проследим это влияние мутности потока на параметр формы русла β и учтем масштабный эффект при использовании на пространственных моделях мелкопесчаного грунта прототипа.

По данным, приведенным на рисунке 51, до $s\leqslant 2$—3 кг/м³ как на модели, так и в натурных условиях $B/h_{ср}$

несколько уменьшается с ростом мутности, а при $s>$ >3 кг/м³ возрастает (Аннаев, Лидов, 1973).

На этом рисунке приведены данные по крупным каналам, сложенным песчаными (кривая *1*), супесчаными (кривая *2*), суглинистыми (кривая *3*) и глинистыми (кривая *4*) грунтами. С увеличением связности грунта при одной и той же мутности потока $B/h_{ср}$ уменьшается.

На пространственной модели с жесткими вертикальными стенками (полужесткая модель) влияние мутности на $B/h_{ср}$ примерно такое же (рис. 51, *б*), как и на полностью размываемых моделях, хотя $B/h_{ср}$ на полужесткой модели значительно меньше (за счет увеличения $h_{ср}$ и сохранения постоянным B), чем для размываемой модели.

Анализ и сопоставление графиков, приведенных на рисунке 51, убедительно показывают, что масштаб формы русла $M_{B/h_{ср}}$ определяет масштаб средней мутности потока $M_s \approx M_{B/h_{ср}}$; , поэтому с учетом формулы (163) запишем:

$$M_s = M_Q^{0.125}. \qquad (164)$$

Коэффициент шероховатости потока с повышенной концентрацией взвеси ($s>1$ кг/м³) $n_{sм}=0{,}8\,n_м$, где $n_м$ — коэффициент шероховатости для относительно чистого потока ($s<0{,}5$ кг/м³).

При изменении мутности потока в пределах 0,5 кг/м³ $<s<1$ кг/м³ влияние ее на коэффициент шероховатости не наблюдается (табл. 29).

Таблица 29. **Сопоставление натурных и лабораторных коэффициентов шероховатости устойчивых русл больших земляных каналов и проток в нижнем течении р. Амударьи** (v, см/с)

Каракумский канал $s_н<0{,}5$ кг/м³		Протоки р. Амударьи $s_н>1$ кг/м³		Модель			
				$s_м<0{,}5$ кг/м³		$s_м>1$ кг/м³	
$v_{ест}$	$n_н$	$v_{ест}$	$n_н$	$v_{см}$	$n_м$	$v_{см}$	$n_м$
38,0	0,039	40,3	0,049	19,0	0,044	17,5	0,043
40,0	0,036	46,0	0,038	20,5	0,040	20,0	0,041
45,0	0,030	51,8	0,031	22,5	0,036	22,5	0,039
49,0	0,027	55,0	0,029	24,5	0,030	24,0	0,036

Разработанная методика физического моделирования устойчивых русл, сложенных несвязными мелкопесчаными грунтами, подтверждена сопоставлением большого количества натурных и лабораторных данных. Она убедительно показывает, что возможно дать достоверный прогноз процесса руслоформирования земляных каналов.

В естественных условиях возникает множество причин для случайных отклонений динамической оси потока от геометрической оси канала. Эти предельно возможные случайные отклонения могут быть также изучены в лабораторных условиях (например, на воздушно-напорных моделях).

6

МЕТОДЫ РАСЧЕТА БОЛЬШИХ КАНАЛОВ В ЗЕМЛЯНЫХ РУСЛАХ

ГИДРОТЕХНИЧЕСКАЯ КЛАССИФИКАЦИЯ ЗЕМЛЯНЫХ КАНАЛОВ ПО ПРОПУСКНОЙ СПОСОБНОСТИ И ГИДРАВЛИЧЕСКИМ СОПРОТИВЛЕНИЯМ

До настоящего времени процессы русловых переформирований каналов, проходящих в размываемых грунтах (в основном песках), и взаимодействие речного потока и русла (русловой процесс) как в естественном состоянии, так и при возведении различных гидротехнических сооружений, частично или полностью изменяющих тип руслового процесса, изучали отдельно.

Основное отличие процесса руслоформирования каналов без защитных покрытий от руслового процесса естественных водотоков заключается в том, что в каналах соблюдается установившееся (равномерное или неравномерное) движение, а в реках — неустановившееся движение. Поэтому интенсивность русловых переформирований каналов гораздо меньше, чем руслового процесса.

Обобщение натурных данных по земляным каналам позволило предложить гидротехническую классификацию земляных каналов (табл. 30).

По предложенной гидротехнической классификации можно выбрать метод гидравлического расчета в зави-

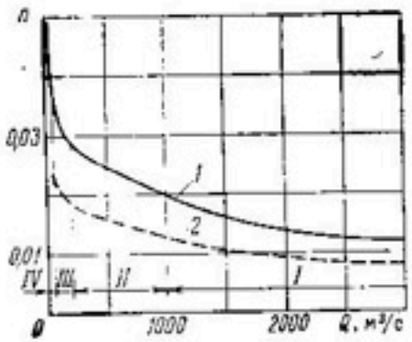


Рис. 52. Классификация земляных каналов по гидравлическим сопротивлениям, характеризуемым коэффициентом шероховатости n и пропускной способностью Q:

1 и *2* — максимальные и минимальные значения n; I, II, III и IV — классы земляных каналов.

Таблица 30. Гидротехническая классификация земляных каналов

Класс	Название	Расходы воды, м³/с	Коэффициент шероховатости	Метод расчета	Устойчивость	Характеристика русловых форм	Форма русла $\theta = \frac{h_{max}}{h_{ср}}$	Параметр формы русла $\beta = \frac{B}{h_{ср}}$
IV	Малый	Менее 50	0,01—0,04	Допустимых скоростей	Статическая	Неподвижные	Косинусоидальная $\theta = 1,57$	$\beta = \left(\frac{Q}{d_{ср}^2\sqrt{g d_{ср}}}\right)^{\frac{1}{8}}$
					Динамическая	Подвижные рифели или гряды	Косинусоидальная $\theta = 1,5—1,57$	$\beta = 1,2\left(\frac{Q}{d_{ср}^2\sqrt{g d_{ср}}}\right)^{\frac{1}{8}}$
III	Средний	50—200	0,018—0,035	Обобщенный или допустимых скоростей	Статическая	Неподвижные рифели или гряды	Косинусоидальная $\theta = 1,57$	$\beta = \left(\frac{Q}{d_{ср}^2\sqrt{g d_{ср}}}\right)^{\frac{1}{8}}$
					Динамическая	Подвижные рифели или гряды	Косинусоидальная $\theta = 1,5—1,57$	$\beta = 1,2\left(\frac{Q}{d_{ср}^2\sqrt{g d_{ср}}}\right)^{\frac{1}{8}}$
					Предельная динамическая	Движение крупных гряд	Параболическая $\theta = 1,3—1,4$	$\beta = 1,2\left(\frac{Q}{d_{ср}^2\sqrt{g d_{ср}}}\right)^{\frac{1}{6}}$
II	Большой	200—1000	0,013—0,025	Обобщенный	Динамическая	Подвижные рифели или гряды	Косинусоидальная $\theta = 1,5—1,57$	$\beta = 1,2\left(\frac{Q}{d_{ср}^2\sqrt{g d_{ср}}}\right)^{\frac{1}{8}}$
II	Большой	200—1000	0,013—0,025	Обобщенный	Предельная динамическая	Движение крупных гряд	Параболическая $\theta = 1,3—1,4$	$\beta = 1,2\left(\frac{Q}{d_{ср}^2\sqrt{g d_{ср}}}\right)^{\frac{1}{6}}$

Продолжение

Класс	Название	Расходы воды, м³/с	Коэффициент шероховатости	Метод расчета	Устойчивость	Характеристика русловых форм	Форма русла $\theta = \frac{h_{max}}{h_{ср}}$	Параметр формы русла $\beta = \frac{B}{h_{ср}}$
1	Очень большой	Более 1000	0,011—0,02	Обобщенный	Динамическая	Подвижные рифели или гряды	Косинусоидальная $\theta = 1,5—1,57$	$\beta = 1,2\left(\frac{Q}{d_{ср}^2\sqrt{gd_{ср}}}\right)^{\frac{1}{8}}$
					Предельная динамическая	Движение крупных гряд	Параболическая $\theta = 1,3—1,4$	$\beta = 1,2\left(\frac{Q}{d_{ср}^2\sqrt{gd_{ср}}}\right)^{\frac{1}{8}}$
					Относительная динамическая	Движение русловых форм (осередков, побочной и т. п.), движение крупных гряд и образование меандр	Параболическая $\theta = 1,1—1,3$	$\beta = 1,4\left(\frac{Q}{d_{ср}^2\sqrt{gd_{ср}}}\right)^{\frac{1}{6}}$

Примечания 1. Независимо от типа устойчивости возможны деформации откосов под воздействием ливневых потоков и оползание при фильтрации и т. п. 2. Параметр формы русла β приведен для потока с незначительным количеством взвешенных наносов ($s<0,1$ кг/м³), при большем количестве взвеси параметр формы русла для относительно динамически устойчивого русла определяется по формуле Инглиса—Лисея.

симости от принятых условий, характеризующих тип устойчивости. Максимальные и минимальные значения n в зависимости от расхода воды Q можно определить по графику, приведенному на рисунке 52.

Кратко поясним сущность применяемых в проектной практике методов гидравлического расчета устойчивых русл.

АНАЛИЗ МЕТОДОВ ГИДРАВЛИЧЕСКОГО РАСЧЕТА УСТОЙЧИВЫХ РУСЛ

При проектировании больших земляных каналов из-за экономических соображений защитные покрытия не предусматривают, за исключением частичной защиты (бетонопленочное покрытие и др.) в пределах колебания уровня воды в канале.

Основная задача проектирования земляного канала — подбор таких оптимальных его размеров (ширина и глубина наполнения), при которых не будет необратимых деформаций русла, приводящих к общей потере устойчивости канала в плане и уменьшению его пропускной способности. Но если будут большие выступы макрошероховатости $\Delta_м \gg 10d_{10}$ (где d_{10} — диаметр крупных частиц, составляющих 10% по весу), получившиеся при строительстве канала, то могут возникнуть грядовые образования, что может быть причиной общей неустойчивости русла.

Для статически устойчивого русла ($\tau < \tau_{доп}$, что соответствует по оси потока скорости $v_{ос} < u_0$) характерно то, что формы русла практически сохраняют свои проектные очертания, даже возникновение рифелей (или небольших гряд) на ограниченных участках и их движение нарушают форму русла незначительно. Случайные отклонения от проектного сечения в результате местных деформаций русла (на участках небольшой длины) должны быть ликвидированы при ремонтных работах, проводимых в процессе эксплуатации канала.

При расчете канала, сложенного из несвязного грунта со средним диаметром донных отложений $d_д$ и транспортирующего взвешенные наносы крупностью $d_в$, определяют неразмывающую скорость для частиц крупностью $d_д$ и незаиляющую скорость для частиц крупностью $d_в$. Если в канал поступает вода без взвешенных наносов, то минимальные скорости назначают

из санитарных соображений (не допускается цветение воды и т. п.), то есть $v_{min} < v_{доп}$.

В Советском Союзе широко применяют метод допустимых скоростей, по которому, подставляя значение неразмывающей скорости в формулу Шези и принимая продольный уклон и коэффициент откоса для данного типа грунта, определяют глубину наполнения и ширину канала по дну.

В зарубежной практике широко применяется метод расчета по влекущей силе (Чоу, 1969).

Влекущая сила (сдвигающая сила, или сила трения) действует на стенки канала в направлении движения потока. Она при равномерном его движении равна компоненту силы тяжести массы воды.

Удельная влекущая сила $\tau = \gamma RI$, а так как для широких открытых каналов $R \approx h_{ср}$, то $\tau = \gamma h_{ср} I$. Для каналов трапецеидальной формы принимается, что максимальная влекущая сила на дне $\tau_д = \gamma hI$, а на откосах $\tau_о = 0{,}76\gamma hI$.

Для начального периода движения частиц по поверхности откоса

$$\tau_о = \frac{G_п}{F} \cos\varphi \operatorname{tg}\theta \sqrt{1 - \frac{\operatorname{tg}^2\varphi}{\operatorname{tg}^2\theta}}, \qquad (165)$$

где $G_п$ — вес частицы, погруженной в воду; F — эффективная площадь частицы; φ — угол наклона откоса; θ — угол естественного откоса.

Удельная влекущая сила на дне

$$\tau_д = \frac{G_п}{F} \operatorname{tg} 0. \qquad (166)$$

Коэффициент влекущей силы

$$K = \frac{\tau_о}{\tau_д} = \cos\varphi \sqrt{1 - \frac{\operatorname{tg}^2\varphi}{\operatorname{tg}^2\theta}}. \qquad (167)$$

B. A. Christensen (1971, 1973), учитывая воздействие на частицы несвязного материала не только влекущей силы, но и подъемной, зависимость для коэффициента влекущей силы получил в таком виде:

$$K = \frac{(\operatorname{ctg}^2\theta - \operatorname{ctg}^2\varphi)(\operatorname{ctg}\varphi + \beta_*)}{(\beta_* \operatorname{ctg}\theta + \sqrt{\operatorname{ctg}^2\theta - \operatorname{ctg}^2\varphi + \beta_*^2})\sqrt{1 + \operatorname{ctg}^2\theta}}, \qquad (168)$$

которая при $\beta_* = 0$ превращается в уравнение (167).

Через β_* B. A. Christensen обозначил отношение удельной подъемной силы к удельной влекущей силе (касательному напряжению) на стенке канала.

Для β B. A. Christensen получил уравнение:

$$\beta_* = 0{,}556 \left[\ln\left(\frac{10{,}4 d_{35}}{\Delta_э} + 1\right)\right]^2. \qquad (169)$$

При изменении $\Delta_э/d_{35}$ от 1 до 50 значение β_* изменяется от 3,5 до 0,02. Для мелкозернистых песков $\Delta_э/d_{35} > 10$ и, следовательно, β_* будет примерно 0,1, и поэтому для таких грунтов коэффициенты влекущей силы, рассчитанные по формулам (167) и (168), практически одинаковые.

Устойчивость каналов рассчитывают на минимально допустимую влекущую силу, которая не вызывает значительных деформаций русла.

На рисунке 53 показан график зависимости $\tau_{max} = \tau_{max}(d)$ для каналов в несвязных грунтах с $d = 0{,}1$—2 мм. Данные Е. Лейна, нанесенные на этот график, относятся к прямолинейным участкам канала. Для малоизвилистых участков эти значения должны быть уменьшены на 10%, для среднеизвилистых — на 20% и для сильноизвилистых — на 40%.

Для установления теоретически устойчивого сечения размываемого канала с максимальной пропускной способностью Q_{max} и при минимальной для этого расхода площади живого сечения (минимальное значение B и максимальное v) в Бюро мелиорации США был принят ряд допущений:

частица грунта, погруженная в воду, удерживается в ложе канала компонентом ее веса, действующим нормально к ложу;

на уровне свободной поверхности и выше ее уклон откоса равен углу естественного откоса материала;

поперечный уклон дна канала равен нулю, поэтому влекущая сила в момент зарождающейся неустойчивости не приводит в движение частицы в этой части канала;

между осью канала и кромкой его откоса частицы находятся в состоянии зарождающегося движения, возникающего под влиянием равнодействующей компонента веса частиц, действующего на откос, и влекущей силы движущейся воды;

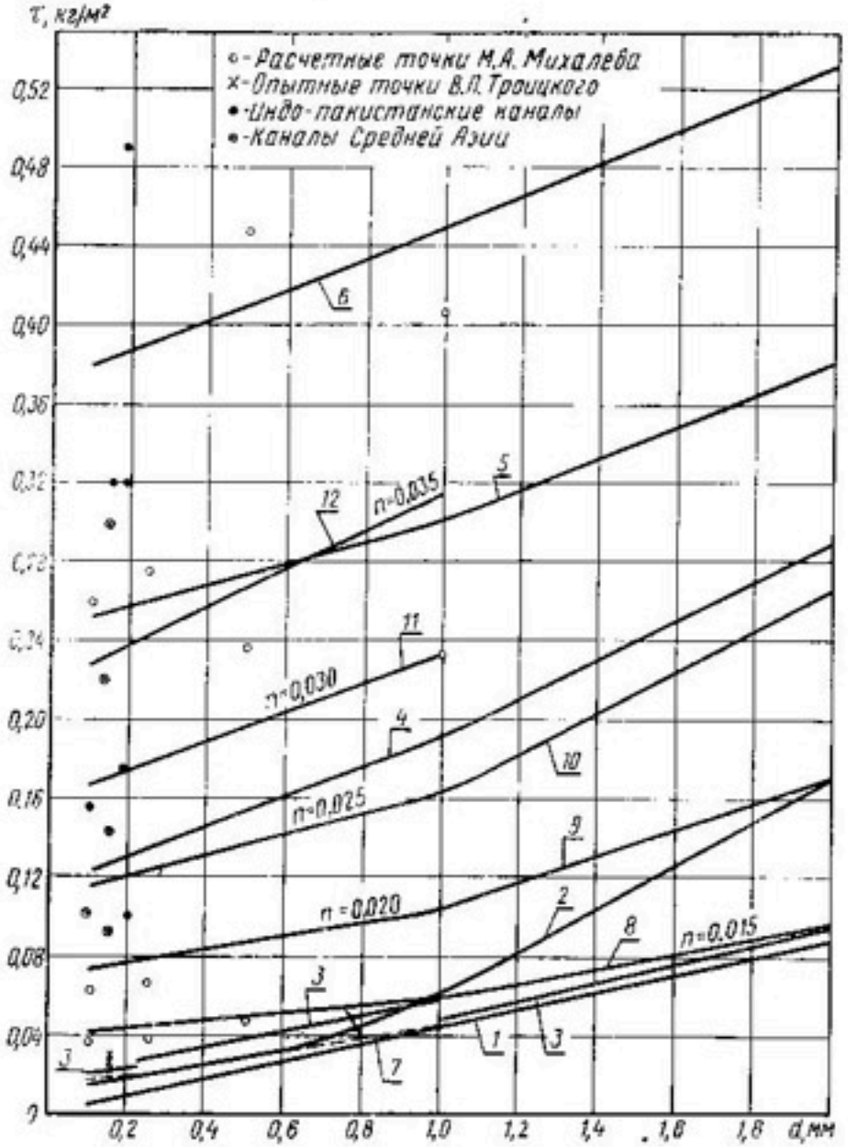


Рис. 53. График зависимости предельных значений касательных напряжений τ от диаметра d по данным разных авторов:

1 — В. Н. Гончаров; *2* — А. Шильдс; *3* — В. С. Кнорош; *4* — Е. Лейн (чистая вода); *5* — Е. Лейн (небольшое количество коллоидных частиц); *6* — Е. Лейн (значительное количество коллоидных частиц); *7* — М. А. Михалев; *8—12* — В. С. Алтунин.

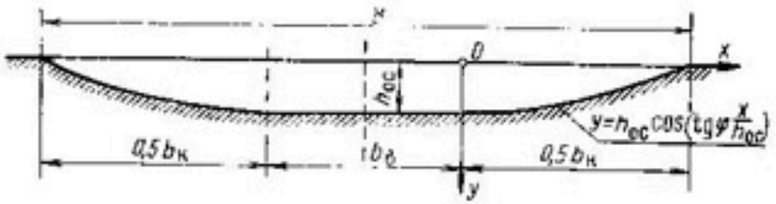


Рис. 54. Безмерный профиль живого сечения канала, рассчитанный по методу влекущей силы:

$b_в$ — ширина вставки.

влекущая сила, действующая на поверхность ложа канала, равна компоненту веса воды над этой поверхностью, действующему в направлении движения потока. Этот компонент равен весу воды, умноженному на продольный уклон канала.

Согласно последнему допущению, получается следующее выражение (Чоу, 1969):

$$\left(\frac{dh}{dx}\right)+\left(\frac{h}{h_{oc}}\right)^2\operatorname{tg}\theta=\operatorname{tg}^2\theta, \qquad (170)$$

где h_{oc} — осевая (при координате $X=0$) глубина потока.

Решение дифференциального уравнения (170) имеет вид:

$$h=h_{oc}\cos\left(\frac{x}{h_{oc}}\operatorname{tg}\theta\right). \qquad (171)$$

По этому уравнению форма устойчивого сечения описывается косинусоидой (рис. 54).

При проектировании, например, большого канала в песчаных грунтах из р. Сакраменто (США) длиной $L=80{,}5$ км по методу влекущей силы при расходе $Q=617$ м³/с $n=0{,}025$, средняя скорость $v=0{,}76$ м/с, ширина по дну $b=60$ м, $h_{oc}=9{,}14$ м и коэффициенты откоса $m=3$ (в нижней части) и $m=8$ (вверху). В США принято считать, что для земляных каналов при $Q>60$ м³/с, $b/h_{oc}=8$, $n=0{,}02$; при $Q<3$ м³/с $b/h_{oc}=2$ и $n=0{,}025$. Радиус на закруглениях принимается обычно $r\approx 7\,B$ (B — ширина канала по урезу воды).

В. П. Троицкий (1976) в уравнение (171) вместо угла естественного откоса подставляет допустимое значение угла внутреннего трения $\varphi_{доп}$ и получает следующее выражение (рис. 55):

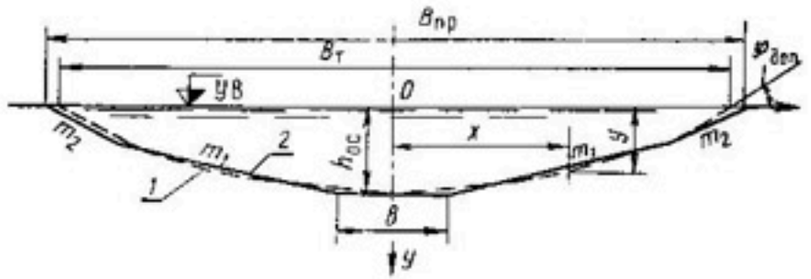


Рис. 55. Схема поперечного сечения канала, принятая В. П. Троицким при уточнении метода влекущей силы:
1 — теоретическое сечение; *2* — проектное. ($B_т$, $B_{пр}$ — ширина соответственно теоретического и проектного сечений канала).

$$\operatorname{tg}\varphi_{доп} = \frac{\operatorname{tg}\theta}{K_\varphi}, \qquad (172)$$

где K_φ — коэффициент запаса.

Причем коэффициент откоса у уреза воды $m = \operatorname{ctg}\varphi_{доп}$. При $x = B/2$ в уравнении (171) $h = 0$, следовательно,

$$\frac{B}{h_{ос}} = \frac{\pi}{\operatorname{tg}\varphi\theta}, \qquad (173)$$

а средняя глубина

$$h_{ср} = \frac{2h_{ос}}{\pi}, \qquad (174)$$

то есть $\frac{h_{ос}}{h_{ср}} = \frac{\pi}{2} = 1{,}57$.

Итак, косинусоидальная кривая для устойчивого сечения приводит к постоянному соотношению между максимальной глубиной (по оси потока) и средней глубиной.

Часто для устойчивого сечения принимают параболическую форму, при которой отношение $h_{ос}/h_{ср}$ составляет 1,5 и менее.

Глубина потока на осевой вертикали

$$h_{ос} = \frac{\tau_{ос}}{0{,}97\gamma I}, \qquad (175)$$

а средняя скорость

$$u_{ос} = 0{,}98\,\frac{h_{ос}^{2/3}}{n}\,I^{1/2}. \qquad (176)$$

Как уже было сказано выше, в методе расчета по влекущей силе принимается, что $\tau_{ос} = 0{,}97\,\gamma h_{ос} I$, а по исследованиям В. П. Троицкого (1976)

$$\tau_{ос} = AK_\tau \gamma h_{ос} I, \qquad (177)$$

где A колеблется примерно от 0,83 до 0,95 при изменении допустимого значения угла внутреннего трения $\varphi_{доп}$ ($\operatorname{tg}\varphi_{доп} = \operatorname{tg}\theta/K_\varphi$; K_φ — коэффициент запаса) от 30 до 14°. Коэффициенты запаса K_τ и K_φ в предельном случае равны 1.

Выражение для расхода воды с уточнениями, данными в работе (Лаксберг, Троицкий, 1976), записано в виде:

$$Q = \frac{1{,}52 - 0{,}21\operatorname{tg}\varphi_{доп}}{n\operatorname{tg}\varphi_{доп}}\,h_{ос}^{5/3} I^{1/2}. \qquad (178)$$

Если пропускная способность канала $Q' < Q$, то ширину поверху необходимо уменьшить:

$$B' = 0{,}96\left(1 - \sqrt{\frac{Q'}{Q}}\right)B, \qquad (179)$$

а если $Q'' > Q$, то по методу влекущей силы рекомендуется добавлять прямоугольную вставку шириной

$$B'' = \frac{n(Q'' - Q)}{h_{ос}^{5/3} I^{1/2}}. \qquad (180)$$

Итак, по методу влекущей силы получается, что для пропуска расчетного расхода необходимо делать вставку (см. рис. 55). Это подтверждает условность расчета и неопределенность в назначении параметра формы русла, который в значительной степени зависит от назначаемого коэффициента шероховатости. Но, как показывают натурные данные, четкой зависимости коэффициента шероховатости n от параметра формы русла $B/h_{ср}$ нет. Кроме того, в методе влекущей силы один из основных элементов расчета — предельное значение касательного напряжения, которое определяется гранулометрическим составом грунта, макрошероховатостью русла, количеством взвеси в потоке и физико-механическими свойствами этой взвеси. Это предельное значение изменяется в широких пределах при одном и том же значении d (см. рис. 53). Кроме того, в натурных условиях значения предельных касательных напряжений τ для устойчивых каналов значительно выше, чем для моде-

лей, сложенных из тех же грунтов. Это объясняется тем, что в натурных условиях в каналах имеется некоторое количество коллоидных и органических частиц, и в грунте при этом появляются микроорганизмы, связывающие частицы грунта на стенках канала и повышающие их устойчивость (Чоу, 1969).

Особенно сложно назначать τ_{max} для связных грунтов, так как на размываемость этих грунтов, помимо вышеперечисленных факторов, влияют диффузионное выщелачивание, набухание, размокание, степень агрегирования и др.

В земляных руслах большое влияние на τ_{max} оказывает корневая система растений, особенно на откосах канала. В несвязных мелкопесчаных грунтах эта растительность может укреплять откосы, а в связных она может способствовать их разрушению. Поэтому при назначении τ_{max} необходимо учитывать и эти факторы, влияющие на устойчивость частиц, слагающих откосы и дно канала.

Среднюю скорость на осевой вертикали исходя из уравнения (17) можно представить так:

$$u_{oc} = \frac{h_{oc}^{x}}{n}\sqrt{\frac{\tau_{ст}}{\gamma}}, \qquad (181)$$

тогда

$$\tau_{ст} = \gamma\left(\frac{u_{oc}n}{h_{oc}^{x}}\right)^{2}. \qquad (182)$$

Если принять $u_{oc} = u_0$ и $x = \frac{1}{6}$, то формулу (182) для предельного значения касательного напряжения можно записать:

$$\tau_{max} = \gamma\left(\frac{u_0 n}{h_{oc}^{1/6}}\right)^{2}. \qquad (183)$$

Подставляя неразмывающую скорость u_0 для области квадратичного сопротивления в виде выражения (19) в формулу (183), можно получить:

$$\tau_{max} = \gamma\left(f\sqrt{\frac{\rho_н - \rho}{\rho}}\,d^{0,5-x}n\right)^{2}, \qquad (184)$$

где $f = \frac{f_0 N_6^{1-x} N_d^{x}}{1+x}$. Значение f изменяется от 0,9 до 1,24 (в формулах

Б. И. Студеничникова $f=0,9$ при $x=0,25$, Г. М. Шамова $f=1,14$ при $x=\frac{1}{6}$ и А. М. Латышенкова $f=1,24$ при $x=0,2$).

Если считать, что n можно определить по зависимости (23), то выражение (183) можно представить так:

$$\tau_{max} = \gamma\left(f\sqrt{\frac{\rho_н - \rho}{\rho}}\,d^{0,5}c_d\right)^{2}. \qquad (185)$$

Приняв $f=1$ и $\frac{\rho_н - \rho}{\rho} = 1,65$, получим, что

$$\tau_{max} = 1,65\gamma c_d^{2} d. \qquad (186)$$

Для грунтов крупностью $d_{ср} > 3$—5 мм. Бюро мелиорации США рекомендует следующую зависимость:

$$\tau_{max} = 70 d_{ср}, \qquad (187)$$

где τ_{max}, кг/м², и $d_{ср}$, м.

Тогда, сравнивая формулы (186) и (187), получим, что при $\gamma = 1000$ кг/м² $c_d \approx 0,2$.

По данным В. Н. Гончарова,

$$\tau_{max} = 44 d_{ср}. \qquad (188)$$

Следовательно, исходя из выражения (186), $c_d \approx 0,1$.

По формуле В. С. Кнороза, для мелкозернистых песков ($d_{ср} \leqslant 0,25$ мм) предельное значение касательного напряжения

$$\tau_{max} = 0,378\rho g^{0,7}\nu^{0,6}d_{ср}^{0,1}. \qquad (189)$$

Сравнивая эту зависимость с формулой (186), получаем $c_d = 0,16$. Необходимо отметить, что в методе допустимых скоростей основой является определение неразмывающей скорости u_0 по формулам разных авторов. Но по уравнению (183) τ_{max} зависит от u_0 и коэффициента шероховатости n. Следовательно, на u_0 оказывают влияние те же факторы, что и на τ_{max}. Отличие же метода влекущей силы от метода допустимых скоростей заключается в основном в выборе формы устойчивого русла. Так, по методу влекущей силы форма устойчивого русла описывается косинусоидой, а по методу допустимых скоростей определяется средняя неразмывающая скорость потока, и ее значение подставляется в формулу Шези. Продольный уклон и коэффициент откоса назна-

чаются, а после этого определяется глубина наполнения и ширина канала.

В настоящее время принимаются попытки создать обобщающие методы гидравлического расчета земляных каналов, основанные как на методах влекущей силы и допустимых скоростей, так и на применении гидроморфологических уравнений различного типа. При этом выделяют в расчетной схеме какой-либо фактор (например, самоотмостка или характеристика сцепления и т. п.), который определяет геометрические размеры устойчивого сечения канала.

Часто в методиках гидравлического расчета земляных каналов применяют формулу Шези, характеризующую квадратичную зону сопротивления для переходной зоны, которая встречается особенно в расчетах земляных каналов, сложенных песчаным грунтом, при небольших скоростях потока в нем.

Имеются попытки перенести гидроморфологические уравнения, полученные для речных потоков, в методы гидравлического расчета земляных каналов.

При создании методов или модернизации принятых в практике проектирования методов влекущей силы и допустимых скоростей делаются попытки выделить различные участки канала по их устойчивости, режиму движения наносов и другим факторам.

Так, М. А. Михалев (1976) в канале без защитных покрытий, допуская деформации, рассматривает три зоны: первая — начальный участок, в пределах которого поток насыщается наносами, поэтому происходит общее понижение отметок дна (общий размыв); вторая — средний участок, на котором наносы, смытые с первого участка, транспортируются в форме гряд; третья — конечный участок, на котором расходы воды уменьшаются (зона отбора воды из канала), поэтому на этом участке откладываются наносы.

Отметим, что это одна из возможных схем формирования продольного профиля размываемого канала при заборе чистой воды и одинаковых грунтовых условиях по всем трем зонам.

Для того чтобы в канале в пределах первой зоны не было общей потери устойчивости, рекомендуется задавать его гидравлические элементы (I, h, v) такими, чтобы по мере перемещения гряд происходило накопление отмостки. По данным В. С. Кнороза, на отмостку идет

материал с крупностью зерен $\geqslant d_{от}$, соответствующей $P=75$—85% по кривой гранулометрического состава. Тогда расчетная скорость $v_{от}$ определяется для среднего диаметра грунта, слагающего эту отмостку.

Если $v>v_{от}$, канал будет непрерывно подвержен размыву до тех пор, пока не произойдет потеря устойчивости.

Используя формулу Шези в виде:

$$v=\sqrt{\frac{2g}{\lambda}}\,RJ, \tag{190}$$

и рекомендации В. С. Кнороза по неразмывающим скоростям для несвязных грунтов, М. А. Михалев (1976) предлагает следующий порядок расчета по допускаемым скоростям.

Динамическая скорость потока v_{0*}, отвечающая началу трогания частиц, равна

$$v_{0*}=\sqrt{\left(\frac{\rho_н}{\rho}-1\right)\frac{gd_{ср}}{\psi}}. \tag{191}$$

Отсюда соотношение между средней и динамической скоростью записывается так:

$$\frac{v_0}{v_{0*}}=\sqrt{\frac{\psi R}{\left(\frac{\rho_н}{\rho}-1\right)d_{ср}}\,I}, \tag{192}$$

где ψ — коэффициент, зависящий от режима движения (числа Рейнольдса).

Тогда уклон дна I_0, соответствующий неразмывающей скорости

$$I_0=\frac{1}{\psi}\left(\frac{\rho_н}{\rho}-1\right)\frac{d_{ср}}{l}. \tag{193}$$

Предлагаемый расчет дает возможность получить такие поперечное сечение и уклон, которые соответствуют предельной скорости динамически устойчивого русла, превышающей допустимую неразмывающую скорость статически устойчивого канала.

Определив коэффициент гидравлического трения λ из формулы (190), М. А. Михалев (1976) для касательного напряжения на дне получил следующее выражение:

$$\tau_д = \gamma\lambda_г \frac{u_{от}^2}{2g}, \qquad (194)$$

где $u_{от}$ — средняя скорость при отмостке, которая образуется при движении гряд в зоне общего размыва.

Формула В. С. Кнороза для относительной высоты $h_г/R$ имеет вид:

$$\frac{h_г}{R} = \frac{3{,}5\left(1-\frac{v_0}{v}\right)^{2/3}}{6+\lg\frac{R}{d_0}}. \qquad (195)$$

Для относительной длины $l_г/R$ в зависимости от крупности грунтов, слагающих верхний слой грядовых образований, В. С. Кнороз (1959) предложил следующие зависимости:

при $d_{от} > 0{,}7$ мм

$$\frac{l_г}{R} = \frac{2{,}8}{1-\frac{v}{v_0}}, \qquad (196)$$

а при $d \leqslant 0{,}7$ мм

$$\frac{l_г}{R} = 10\frac{h_г}{R}. \qquad (197)$$

Следовательно, для мелкозернистых песков получается, что $l_г/h_г = 10$.

В. С. Кнороз (1959) большое значение придает отмостке и характеризует ее отношением $d_{от}/d_0$; предельные значения этого отношения определяются $u_{от}/u_0 = 2{,}7$. По его данным, при $u_в > 2{,}7\ u_0$ наносы начинают перемещаться во взвешенном состоянии и русло становится неустойчивым.

Для мелкозернистых грунтов ($d_0 = 0{,}1$—$0{,}25$ мм) отношение $d_{от}/d_0 = 12$—30, а для крупнозернистых ($d_0 = 1$—2 мм) $d_{от}/d_0 = 7$.

Значения τ, полученные М. А. Михалевым (1976) на основе рекомендаций В. С. Кнороза с учетом вышеизложенного, можно сравнить с данными других авторов (рис. 53).

Из этого сопоставления видно, что кривая *7* на рисунке 53, построенная по данным М. А. Михалева, совпадает с кривой А. Шильдса для $d = 0{,}2$—$0{,}6$ мм и отходит от нее при $d < 0{,}2$ мм и $d > 0{,}6$ мм (пунктирная часть кривой).

При $d > 1$ мм кривая, построенная по данным В. С. Кнороза, идет параллельно кривой *1*, построенной по данным В. Н. Гончарова, и сближается с кривой *8*, построенной В. С. Алтуниным при $n = 0{,}015$, и кривой *2* (до $d \leqslant 0{,}6$ мм).

Отличие кривых *1*, *3*, *7*, *8* на рисунке 53 незначительно, поэтому можно считать, что рекомендации В. П. Гончарова, А. Шильдса, В. С. Кнороза, М. А. Михалева и В. С. Алтунина для однородных песчаных грунтов совпадают, причем натурные данные по каналам и опытные точки В. П. Троицкого подтверждают эти рекомендации. Расчетные точки, полученные М. А. Михалевым с учетом отмостки, имеют большой разброс и выходят за пределы рекомендаций Е. Лейна (кривая *6* на рис. 53).

Следует также отметить, что при увеличении гидравлических сопротивлений русла предельные значения τ при тех же средних диаметрах грунта возрастают, но большее влияние, по данным Е. Лейна (кривые *4*—*6* на рис. 53), оказывает мутность потока (наличие коллоидных частиц). Причем эти кривые расположены гораздо выше остальных и близки только с кривыми, построенными В. С. Алтуниным при $n = 0{,}025$ (кривые *4* и *10*) и $n = 0{,}035$ (кривые *5* и *12*).

Динамическую устойчивость русла с найденными параметрами М. А. Михалев (1976) рекомендует проверять по условию:

$$\lg\frac{B}{h_{ср}} = 0{,}5 + 0{,}6\frac{v}{v_0}. \qquad (198)$$

Предельное значение $\lg\frac{B}{h_{ср}}$ будет для динамически устойчивого русла при $\frac{v}{v_0} = 1{,}4$.

Метод допустимых скоростей не дает однозначного решения для формы русла, а уточнения М. А. Михалева в виде эмпирической зависимости (198) для $\frac{B}{h_{ср}} = f\left(\frac{v}{v_0}\right)$ ограничены тем, что не прослеживается влияние грунтов. Так, при одном и том же значении отношения v/v_0 для песков различной крупности получится одно значение $B/h_{ср}$.

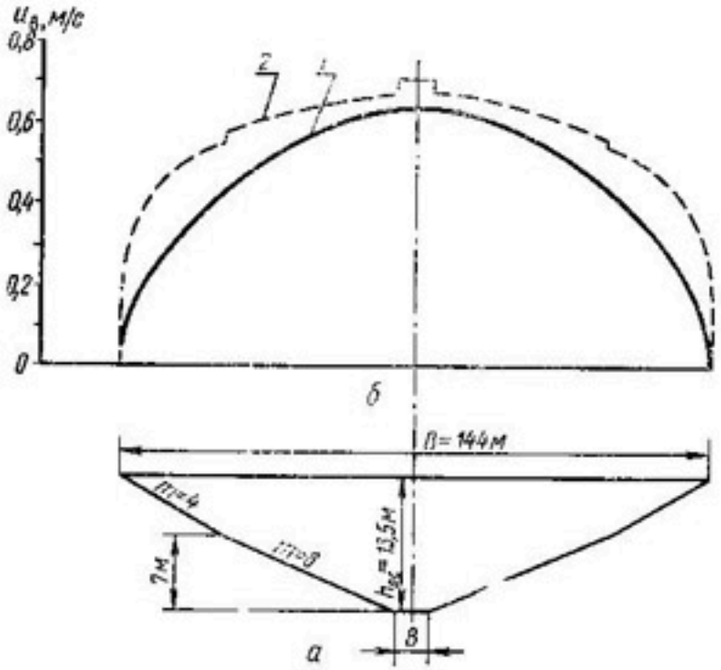


Рис. 56. Поперечный профиль канала (*а*) в мелкопесчаных грунтах, рассчитанный по методу эпюр скоростей (*б*) при расходе воды $Q=600$ м³/с:

1 — эпюра скоростей течения; *2* — эпюра допустимых скоростей.

Г. П. Скребков (1976) для расчета устойчивых русл земляных каналов, которые не изменяют форму поперечного живого сечения при заданных гидравлических и геологических условиях, предлагает метод эпюр скоростей. Он основан на сравнении плановой эпюры скоростей с эпюрой допустимых скоростей (рис. 56).

Приравнивая среднюю скорость на вертикали с максимальной глубиной потока к неразмывающей скорости и определяя коэффициент Шези по формуле А. П. Зегжды для зернистого русла без гряд, Г. П. Скребков построил график зависимости h_{max} от продольного уклона статически устойчивого канала в песчаных грунтах $I_{ст}$. Значение $h_{max}=f(I)$ выбирать надо по графику так, чтобы сохранялась устойчивость по оси канала. Далее задача решается подбором. При этом задаются различными значениями коэффициента откоса.

Принимая по В. С. Кнорозу $\eta=u/u_0=2{,}5$—$2{,}75$, при котором начинается размыв гряд, и считая, что гидравлические сопротивления гладкого русла и русла с разрушенными грядами одинаковы, Г. П. Скребков получил, что продольный уклон $I_р$, при котором наступает размыв канала, больше уклона, соответствующего статической устойчивости русла $I_{ст}$ в η^2 раз.

В методе Г. П. Скребкова для определения неразмывающей скорости u_0 использована формула А. М. Латышенкова, а для коэффициента гидравлических сопротивлений λ — формула А. П. Зегжды. Исследования показали, что обычно измеренные значения u_0 для каналов значительно отличаются от расчетных, тем более по формуле А. П. Зегжды нельзя получить достоверный результат по λ в размываемых руслах. Кроме того, график зависимости максимальной глубины $h_{max}=f(I)$ является условным, так как не подтверждается натурными и лабораторными данными.

В настоящее время делаются попытки создать универсальные методики гидравлического расчета земляных каналов (как для несвязных, так для и связных грунтов), вводя при расчете каналов, проложенных в связных грунтах, в качестве характеристики или угол гидродинамического равновесия, зависящий от угла внутреннего трения (метод Ю. А. Ибад-заде), или коэффициент сцепления грунта, слагающего русло (предложения М. М. Селяметова и Г. А. Алиева). Так, М. М. Селяметов на основе формулы (35) В. С. Алтунина (1972)

$$\frac{B\Delta^{2\varkappa_р}}{h_{ср}^{1+2\varkappa_р}}=a', \qquad (199)$$

и формулы Ц. Е. Мирцхулавы для неразмывающей скорости в связных грунтах

$$v_0=\lg\frac{8{,}8h_{ср}}{d}\sqrt{\frac{2gm}{2{,}6\gamma_0 n}\left[(\gamma_т-\gamma_0)d+1{,}25c_y^{н}K\right]} \qquad (200)$$

предложил гидроморфологические зависимости для определения ширины:

$$B=A_B\left\{\frac{Q^{1,33}}{d^{0,17}\left\{\frac{2gm}{2{,}6\gamma_0 n}\left[(\gamma_т-\gamma_0)d+1{,}25c_y^{н}K\right]\right\}^{0,67}}\right\}^{0,4}, \qquad (201)$$

средней глубины

$$h_{ср}=A_h\left\{\frac{Qd^{0,5}}{\left\{\frac{2gm}{2{,}6\gamma_0 n}\left[(\gamma_т-\gamma_0)d+1{,}25c_y^{н}K\right]\right\}^{0,5}}\right\}^{0,4} \qquad (202)$$

и максимальной глубины

$$h_{max}=a_h\left\{\frac{Qd^{0,5}}{\left\{\frac{2gm}{2,6\gamma_0 n}\left[(\gamma_r-\gamma_0)\,d+1,25c_y^n K\right]\right\}^{0,5}}\right\}^{0,4}, \qquad (203)$$

где m — коэффициент условия работы, учитывающий наличие наносов в коллоидном состоянии; n — коэффициент перегрузки, учитывающий пульсационный характер скоростей водного потока; c_y^n — нормативная усталостная прочность на разрыв; K — коэффициент однородности сил сцепления; γ_r, γ_0 — плотность соответственно грунта и воды; d — диаметр отрывающихся отдельностей.

В таблице 31 приведены результаты расчета канала в связных грунтах (Алтунин, Селяметов, Мулюкова, 1978) для осветленного потока.

Таблица 31. **Гидравлические характеристики динамически устойчивого канала в связных грунтах, определенные по зависимостям (201)—(203)**

Q, м³/с	Грунт	Сцепление C, т/м²	Гидроморфологические характеристики			B, м	Глубина, м		$B/h_{ср}$	v, м/с
			A_B	A_h	a_h		$h_{ср}$	h_{max}		
1000	Супесь	0,1	1,08	0,75	1,06	185,1	8,9	12,6	20,8	0,61
	Суглинок	0,5	0,84	1,10	1,40	120,0	11,4	14,5	10,5	0,73
	Глина	2,0	0,82	1,17	1,46	89,7	10,0	12,4	9,0	1,11
2400	Супесь	0,1	1,05	0,78	1,12	286,8	13,2	18,9	21,7	0,63
	Суглинок	0,5	0,83	1,15	1,49	189,0	16,9	21,9	11,2	0,75
	Глина	2,0	0,82	1,25	1,56	143,0	15,0	18,8	9,5	1,12

При этом принято $\gamma_r=2,7$ т/м³, коэффициент перегрузки $n=4$, коэффициент неоднородности сил сцепления $K=0,5$ (ввиду отсутствия данных статистической обработки), диаметр отрывающих отдельностей по рекомендациям Ц. Е. Мирцхулава $d=0,004$ мм.

В качестве примера приведем результаты расчета участка Куйбышевского канала с расходом воды $Q=50$ м³/с.

Канал проходит в сыртовых суглинках с средней плотностью грунта $\gamma_r=2,7$ т/м³, сцепление капиллярного водонасыщенного грунта ненарушенной структуры $C=0,3$ т/м², коэффициент неоднородности сил сцепления $K=0,846$, коэффициент перегрузки (по аналогии с рас-

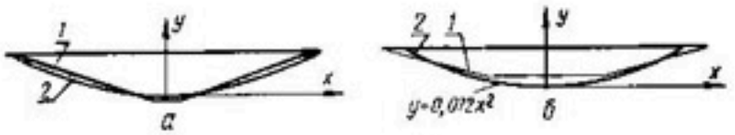


Рис. 57. Безразмерные поперечные профили Куйбышевского канала и канала Волга — Урал (*б*):
1 — по методу допустимых скоростей; *2* — по формулам (201)—(203).

пределением мгновенных скоростей в Саратовском канале) $n=3,31$.

На основе обобщения натурных данных по каналам, проходящим в связных грунтах, для расчета поперечного сечения каналов М. М. Селяметов предложил уравнение:

$$y=0,012x^2. \qquad (204)$$

Параметры трапецеидального русла, рассчитанные по методу допустимых скоростей и формуле Шези: $B=28,3$ м, $h_{ср}=2,3$ м, $h_{max}=4,2$ м, ширина по дну $b=3$ м, коэффициент откоса $m=3,0$. Параметры параболического русла, рассчитанные по методике М. М. Селяметова: $B=29,3$ м; $h_{ср}=2,8$ м; $h_{max}=4,0$ м.

На рисунке 57 показано рассчитанное по формуле (204) и запроектированное по методу допустимых скоростей сечение канала Волга—Урал. Рассматриваемый участок канала имеет расход $Q=149,6$ м³/с и проходит в хвалынских суглинках. Параметры трапецеидального русла: ширина по урезу воды $B=56,2$ м; максимальная глубина $h_{max}=5,1$ м; ширина по дну $b=20,5$ м; коэффициент откоса $m=3,5$. Параметры параболического русла: ширина по урезу воды $B=46,4$ м; средняя глубина $h_{ср}=4,6$ м; максимальная глубина $h_{max}=6,4$ м.

Следовательно, предложенный метод гидроморфологических уравнений позволяет рассчитывать земляные каналы в связных грунтах и в отличие от метода допустимых скоростей не подбирать, задаваясь произвольно коэффициентом откоса, а назначать динамически устойчивую форму русла.

По методу Ю. А. Ибад-заде (1975) угол гидродинамического равновесия ψ определяется по формуле:

для несвязных грунтов

$$\psi=\frac{1}{K_э}-\frac{\gamma_{взв}}{\gamma_{нас}}\varphi, \qquad (205)$$

для связных грунтов

$$\operatorname{tg}\varphi = \frac{1}{K_3}\left(\frac{\gamma_{взв}}{\gamma_{нас}}\operatorname{tg}\varphi + \frac{c}{\gamma_{нас} g h_{max}}\right). \qquad (206)$$

где K_3 — коэффициент запаса, рекомендуемый в пределах 1,05—1,15; $\gamma_{взв}$ и $\gamma_{нас}$ — средняя плотность грунта во взвешенном и полностью водонасыщенном состоянии; φ — угол внутреннего трения: c — расчетное сцепление грунта.

Значения основных гидравлических параметров сечения — площади ω, гидравлического радиуса R, смоченного периметра χ, ширины по урезу B, координаты поперечного сечения, отнесенные к максимальной глубине наполнения канала, — табулированы Ю. А. Ибад-заде для различных значений коэффициентов шероховатости и углов гидродинамического равновесия.

Используя физико-механические характеристики грунтов, по каждому расчетному участку рекомендуется определять углы гидродинамического равновесия, затем рассчитывать коэффициент обобщенной шероховатости по зависимости Чанга — Штриклера в виде:

для условий $2 < \frac{h_{ср}}{d_{ср}} < 5000$ и $5 < \frac{B}{h_{ср}} < 50$

$$n_0 = 0{,}013 + \left(\frac{h_{ср}}{d_{ср}}\right)^{*} (\psi + 20)^{1/6}, \qquad (207)$$

для условий $\frac{h_{ср}}{d_{ср}} > 5000$ и $5 < \frac{B}{h_{ср}} < 50$

$$n_0 = \left(\frac{79 + 8{,}75\psi}{10^4}\right) d_{ср}^{1/6}, \qquad (208)$$

где $(h_{ср}/d_{ср})^{*}$ — параметр гладкости, определяемый в зависимости от отношения $h_{ср}/d_{ср}$.

По методу Ю. А. Ибад-заде сначала по принятой допускаемой скорости вычисляют площадь живого сечения, а потом рассчитывают устойчивое поперечное сечение канала.

Как известно, динамически устойчивое русло имеет криволинейное очертание поперечного сечения (параболическое или эллиптическое). Для проектирования поперечного сечения динамически устойчивого русла предложены различные способы.

Р. И. Самедов (1977), используя основные положе-

Таблица 32. Сравнение результатов гидравлических расчетов земляных каналов по различным методам (по Р. И. Самедову)

Метод	Q, м³/с	n	$I \cdot 10^5$	v, м/с	ω, м²	$h_{ос}$, м	R, м	χ, м	b, м	B, м	$\frac{B}{h_{ос}}$	$\psi_у$	Грунтовые характеристики
Союзгипроводхоза	1000	0,02	8	0,62	1607	15,5	9,17	175,2	20	172	11	14°	$d_{ср}$= =0,15—0,25 мм $\varphi_{пред}$=30°
ЛПИ	1000	0,02	8	0,61	1636	14,28	8,96	182,5	—	180	12,6	14°	То же
		0,025	8	0,516	1935	15,53	9,75	198,5	—	195,7	12,6	14°	
	1000	0,02	7										
		0,025	10,5	0,62	1610	13,2	8,7	185	—	183	13,9	16°	$c_ж$=0,05 т/м² $\varphi_ж$=30° $\gamma_ж$=2 т/м³
АзНИИВП	1000	0,02	35										
		0,025	57	1,05	950	10	6,55	145	—	142	14,2	16°	$c_ж$=2 т/м² $\varphi_ж$=20° $\gamma_ж$=2 т/м³
	1000	0,02	39										
		0,025	67	1,1	910	10,2	6,6	137	—	132	12,9	17°30′	$c_ж$=2,5 т/м² $\varphi_ж$=20° $\gamma_ж$=1,8 т/м³
Союзгипроводхоза	2400	0,02	8	0,725	3312	15,5	11,61	285,3	130	282	18,1	14°	$d_{ср}$= =0,15—0,25 мм $\varphi_{пред}$=30°
ЛПИ	2400	0,025	8	0,6	4000	16	12,27	326	121,6	322,6	20,2	14°	То же
		0,02	8	0,728	3301	16	11,69	282,5	78	279,9	17,4	14°	
		0,02	7,9										

Продолжение

Метод	Q, м³/с	n	$i \cdot 10^3$	v, м/с	ω, м²	$h_{ос}$, м	R, м	χ, м	b, м	F, м	$\frac{B}{h_{ос}}$	ψ_y	Грунтовые характеристики
ЛПИ	2400	0,025	12,3	0,723	3300	17,5	11,5	288	—	282	16,1	14°	c_y=0,05 т/м² φ_w=30° γ_w=2 т/м³
АзНИИВП	2400	0,02 0,025	25 39	1,1	2160	14,2	9,4	230	—	228	16	14°	c_y=2 т/м² φ_w=20° γ_w=2 т/м³
	2400	0,02 0,025	33 52	1,2	2000	14,5	9,5	210	—	206	14,3	16°	c_y=2,5 т/м² φ_w=20° γ_w=1,8 т/м³

Примечание. Угол откоса ψ_y образован касательной к кривой формы русла и урезом воды.

ния Ю. А. Ибад-заде, составил для каналов с пропускной способностью более 1000 м³/с таблицы и номограммы для их расчета.

При этом для сыпучих грунтов угол откоса ψ_y часто принимают равным углу внутреннего трения грунта в воде φ_w, но по данным Р. И. Самедова (1977) $\psi_y \neq \varphi_w$.

В общем случае устойчивость откосов канала должна оцениваться в соответствии с правилами, освещаемыми в механике грунта.

Р. И. Самедов произвел гидравлические расчеты для участков больших каналов, проходящих в связных грунтах при расходах 1000 и 2400 м³/с (табл. 32).

При изменении уровня воды в канале и действии соответствующих фильтрационных сил на грунт, образующий откос, угол гидродинамической устойчивости откоса $\psi_д$ для несвязных грунтов Р. И. Самедов рекомендует определять по формуле:

$$\operatorname{tg} \psi_д = \frac{\gamma_{взв}}{K_з (\gamma_в n_0 + \gamma_{взв})} \operatorname{tg} \varphi n_0 \qquad (209)$$

При расчетах (табл. 32) было принято: средняя плотность взвешенного в воде грунта $\gamma_{взв}$=1 т/м³; коэффициент запаса устойчивости откосов $K_з$=1,3 (по Р. Р. Чугаеву*).

Р. И. Самедов отметил, что на участках канала, создаваемых взрывными способами, за угол откоса следует принимать угол между урезом воды и касательной к поверхности грунта, упавшего в канал после взрыва. В этом случае, согласно данным Б. Б. Шумакова и Д. М. Кушнарева (1977), образовавшийся после взрыва противофильтрационный слой грунта при движении воды в русле не размывается. Кроме того, потери воды будут незначительными.

В качестве характеристик, определяющих устойчивые формы каналов, в методе, разработанном Е. К. Рабковой (1976), были приняты:

относительная глубина h_{max}/B;

максимальная глубина h_{max}, равная $h_{ос}$;

коэффициент формы русла, равный отношению средней глубины к максимальной глубине $\sigma = h_{ср}/h_{max}$.

---

* Указания по расчету устойчивости земляных откосов. ВСН 02—66. «Энергия», 1967.

Относительная глубина устойчивого русла канала определяется зависимостью:

$$\frac{h_{max}}{B}=\frac{P}{\sqrt[6]{Q_p}}, \qquad (210)$$

где P — параметр, учитывающий влияние на относительную глубину крупности грунта ложа и мутности потока. При средних мутности потока $s=0—5$ кг/м³ и диаметре $d_{ср}=0{,}02—0{,}35$ мм параметр $P=0{,}065—0{,}315$.

При увеличении крупности несвязных (песчаных) грунтов относительная глубина канала уменьшается. Причем на относительную глубину значительно влияет мутность потока. При равных расходах и песчаном грунте в каналах с осветленным потоком относительная глубина в 1,4—1,5 раза меньше, чем с мутным.

Для расчета максимальной глубины устойчивого канала предлагается зависимость (210), которая известна по работам ряда авторов (С. А. Гиршкан, Н. В. Лапутурев). Однако рекомендуемое в этой зависимости значение коэффициента P, равное 0,7 и 0,8, отвечает только каналам, проходящим в песчаных грунтах с $d_{ср}=0{,}15$ мм.

По натурным данным Е. К. Рабковой, значения P для каналов Ташсака и Каракумский изменяются от 0,55 для крупнозернистых песков до 1,1 для глинистых грунтов.

Для расчета поперечного сечения устойчивого канала рекомендуется следующая зависимость:

$$h_x=h_{max}\left[1-\left(\frac{2x}{B}\right)^{\frac{\sigma}{1-\sigma}}\right], \qquad (211)$$

где h_x — глубина русла на расстоянии x от оси.

При заданных грунтовых условиях и мутности потока коэффициент формы σ устойчивого сечения канала определяется по специальному графику.

По методу Е. К. Рабковой формы устойчивого поперечного сечения представляют собой параболы с различными показателями степени (от 1,8 до 5), которые зависят от грунтовых условий и мутности потока.

Для канала с расходами воды более 300 м³/с зависимость (210) записывается так:

$$\frac{h_{max}}{B}=K\frac{P}{\sqrt[6]{Q}}, \qquad (212)$$

где $K=1{,}06$ при $Q=1000$ м³/с; $K=1{,}09$ при $Q=2000$ м³/с и $K=1{,}16$ при $Q=5000$ м³/с.

В отличие от методов предыдущих авторов метод Е. К. Рабковой в значительной степени связывает форму русла с количеством взвеси в нем, но коэффициенты откосов и параметр русла $B/h_{ср}$ получаются завышенными из-за сильного влияния мутности. Кроме того, нельзя проводить полную аналогию между реками и большими каналами, так как причины общей неустойчивости речного русла в значительной степени отличаются от факторов, влияющих на устойчивость каналов.

Х. Ш. Шапиро и Г. А. Алиев дали рекомендации по построению поперечных сечений земляных каналов и коэффициенту шероховатости по результатам исследований на четырех участках Каракумского канала, проходящих в различных грунтовых условиях.

Основные показатели прочности грунта (сцепление грунта и угол внутреннего трения φ) на этих участках следующие:

Участок, км	c, кПа	φ, град
0—5	4—14	10—15
30—36	0—2	26—32
40—52	9—20	4,5—12
52—54	2—3	12—30

Обобщив натурные данные по Каракумскому каналу, Х. Ш. Шапиро и Г. А. Алиев (1977) приводят пределы изменения параметра формы русла в зависимости от сцепления грунта.

c, кПа	$B/h_{ср}$
0—1	85—40
1—5	40—25
5—9	25—17
9—15	17—10
15—20	10—8,4

Форма сечения земляного канала по рекомендациям Х. Ш. Шапиро может быть описана кубической параболой:

$$X^3=2pY, \qquad (213)$$

где X, Y — координаты; p — параметр параболы.

При этом среднее значение отношения $h_{max}/h_{ср}$ как для связных, так и несвязных грунтов изменяется в небольших пределах: $h_{max}/h_{ср}=1{,}3—1{,}4$.

Коэффициент обобщенной шероховатости Х. Ш. Шапиро и Г. А. Алиев рекомендуют вычислять по зависимости И. Ф. Карасева:

$$n_0 = n\left(\frac{2\varphi R^{1/3}}{g\frac{B}{h_{ср}}n}+1\right)^{1/2}, \qquad (214)$$

где n — коэффициент шероховатости для плоского потока; φ — угол внутреннего трения (для Каракумского канала $\varphi=0{,}014$—$0{,}021$); R — гидравлический радиус.

Коэффициент n рекомендуется рассчитывать по формуле Штриклера:

$$n = 0{,}166d^{1/6}, \qquad (215)$$

где $d=3$—5 мм.

График зависимости $n=n\left(\frac{B}{h_{ср}}\right)$ показал, что до $\frac{B}{h_{ср}}\leqslant$ $\leqslant 35$ значения n, полученные по формуле (214), при $\varphi=0{,}0175$ близки к натурным данным по Каракумскому каналу.

Но, как показывает график $n=n\left(\frac{B}{h_{ср}}\right)$, приведенный на рисунке 34, для большого количества земляных каналов Средней Азии четкой связи коэффициента шероховатости с формой русла не наблюдается, поэтому вышеприведенные рекомендации требуют дальнейшего уточнения.

Кроме того, Х. Ш. Шапиро и Г. А. Алиев считают, что основной характеристикой формы русла является коэффициент сцепления, а не угол внутреннего трения (по методике Ю. А. Ибад-заде и Р. И. Самедова). При этом большие значения $B/h_{ср}=40$—85, рекомендуемые Х. Ш. Шапиро и Г. А. Алиевым, при коэффициенте сцепления $c=0$—1 кПа соответствуют предельной динамической устойчивости русла. Эти значения получены на основе обработки натурных данных по некоторым участкам Каракумского канала, но формирование этих участков происходило при постоянном увеличении расходов воды, поэтому скорости потока v были значительно выше неразмывающих v_0. Это вызывало саморазмыв сформировавшегося при меньших расходах динамически устойчивого сечения канала. Кроме того, при $B/h_{ср}\gg 40$ на

Каракумском канале образуются мезоформы, и нельзя считать динамически устойчивым русло, на котором происходят интенсивные русловые процессы. При $B/h_{ср}=$ $=60$—85 основной поток проходит не по всей ширине канала и наблюдается общая неустойчивость русла. На участках Каракумского канала, не закрепленных тростником, происходит свал потока к одному из берегов и меандрирование русла.

Рекомендации Х. Ш. Шапиро и Г. А. Алиева можно отнести к предельному динамическому состоянию устойчивости русла, проходящего в мелкопесчаных, супесчаных, суглинистых и глинистых грунтах, характерных для отдельных участков Каракумского канала при $B/h_{ср}<40$.

В заключении отметим, что методы, основанные на допустимых касательных напряжениях или скоростях, и эмпирические зависимости, основанные на обобщении натурных данных по каналам и рекам, не дают однозначного решения для назначения параметра формы русла $B/h_{ср}$ и требуют дальнейшего уточнения. В связи с этим предложен обобщенный метод гидравлического расчета как статически, так и динамически устойчивых каналов в земляных руслах.

МЕТОД ГИДРАВЛИЧЕСКОГО РАСЧЕТА НЕОБЛИЦОВАННЫХ КАНАЛОВ

Для каналов, проходящих в размываемом русле, важно запроектировать такое устойчивое сечение, которое пропускало бы заданный расход воды при минимуме эксплуатационных затрат. При этом надо стремиться к наименьшему объему земляных работ.

Одним из основных гидравлических элементов проектируемого канала без защитной одежды является такой параметр формы русла $B/h_{ср}$, при котором обеспечивается устойчивость сечения канала при минимуме земляных работ и эксплуатационных затрат на поддержание его пропускной способности.

Для отдельных участков каналов, сложенных связными грунтами, технико-экономические расчеты могут предопределить форму русла и гидравлический режим работы канала.

При гидравлическом расчете каналов важно правильно задать параметр формы русла $B/h_{ср}$ в зависимости от закладываемых в проект условий: гидравличе-

ского режима, характеризуемого расходом воды и неравномерностью подачи, формы русла и степени его устойчивости, трассы канала, геолого-литологического состава грунтов по ней и продольного уклона.

Параметр формы русла $B/h_{ср}$, полученный в виде зависимости (51), для динамически устойчивых сечений каналов, проходящих в несвязных грунтах, можно переписать так:

$$\frac{B}{h_{ср}} = a_y \left[\frac{Q}{(gI)^{0,5} d^{2,5}} \right]^{1/8}, \qquad (216)$$

где a_y — кинематико-морфологический параметр, характеризующий статическую или динамическую устойчивость русла.

По формуле (216) параметр формы русла $B/h_{ср}$ можно вычислить, если известны расход воды Q, физико-механический состав грунтов (для определения среднего диаметра $d_{ср}$) и продольный уклон участка канала I. Средний диаметр грунта $d_{ср}$ достаточно характеризует его состав, если грунты однородные ($d_{10}/d_{90}<6$).

Для неоднородных грунтов необходимо учитывать явление самоотмостки и вместо $d_{ср}$ можно в первом приближении поставить d_{15} (средний диаметр наиболее крупных частиц, составляющих 15% по весу общего состава грунта, слагающего русло канала).

Продольный уклон можно назначать из топографических или геологических условий трассы канала, а также можно определять из гидравлического расчета.

Анализ зависимости (216) на основе натурных данных по земляным каналам показал, что значение $a_y=1$ соответствует переходу от предельной статической устойчивости к динамически устойчивому состоянию русла с образованием мезоформ.

Значения $B/h_{ср}$, подсчитанные по формуле (216) для каналов, сложенных однородными песчаными грунтами, приведены в таблице 33.

Если канал будет сразу построен на полное сечение при значении $B/h_{ср}$, соответствующем расчетному расходу воды и грунтовым условиям (табл. 33), то это будет соответствовать динамически устойчивому состоянию русла. В случае возникновения рифелей или небольших гряд параметры канала будут определяться макрошероховатостями, зависящими от способа производства работ. Причем если в канал не будет поступать дополнительный твердый расход, то эти микроформы через некоторое время перестанут двигаться. Но даже небольшие перемещения наносов могут быть причиной местной неустойчивости русла (на длине канала меньше ширины B).

Таблица 33. Значения $B/h_{ср}$ при $a_y=1$

Q, м³/с	$d_{ср}$, мм						
	0,1	0,15	0,2	0,25	0,5	1	2
50	25,0	22,2	20,5	18,8	15,2	12,2	9,9
100	27,5	24,3	22,3	20,6	16,5	13,3	10,8
200	30,1	26,1	24,3	22,5	18,1	14,6	11,7
300	31,6	27,3	25,7	23,6	19,1	15,3	12,3
400	32,6	28,5	26,6	24,4	19,8	15,9	12,8
500	33,5	29,1	27,5	25,3	20,3	16,3	13,2
1000	36,6	32,1	29,8	27,2	22,1	17,8	14,4

Эти местные деформации русла в плане могут быть причиной общей неустойчивости канала на значительном протяжении, если не проводить небольшие ремонтно-восстановительные работы, особенно в первые годы эксплуатации канала.

Обобщение натурных данных по земляным каналам позволило установить, что a_y характеризуется отношением $v_{дин}/v_{пр.ст}$, где $v_{пр.ст}$ соответствует неразмывающей скорости по оси потока $v_{ос}=(1,1—1,2)\ u_0$, а u_0 — неразмывающая скорость для плоского дна (в случае безгранично широкого русла), и можно принять, что $a_y = v_{дин}/v_{пр.ст}$.

Для статически устойчивого русла $a_y=\frac{v_{ст}}{v_{пр.ст}}\approx 0,8$ или $a_y=\frac{v_{ст}}{v_0}\approx 0,9—1$, причем $a_y<1$, так как значение $a_y=1$ соответствует переходу к динамически устойчивому руслу.

Для предельно устойчивого русла $a_y=\frac{v_{дин}}{v_{ст}}\approx 1,5$ или $a_y=\frac{v_{дин}}{v_0}=1,35—1,5$.

Если канал строят способом саморазмыва, то значения a_y изменяются в зависимости от интенсивности движения взвешенных и донных наносов в первоначальный период в пионерной траншее и могут достигать 2—2,5.

Скорость потока в пионерной траншее в период саморазмыва v_c может быть значительно больше скорости, характеризующей динамически устойчивое русло $v_{дин}$, то есть $v_c > 2\,v_{дин}$.

Если считать, что статически устойчивое русло в предельном состоянии описывается косинусоидой, то есть подчиняется уравнению

$$h = h_{oc}\left(\cos\frac{x\pi^2 h_{cp}}{h_{oc}^2 B}\right), \tag{217}$$

то

$$h_{oc} = \frac{\pi h_{cp}}{2} \tag{218}$$

и, следовательно, формулу (216) можно записать так:

$$\frac{B}{h_{oc}} = \frac{2a_y}{\pi}\left(\frac{Q}{d_{cp}^2\sqrt{g d_{cp}}}\right)^{1/6}. \tag{219}$$

Если форма русла косинусоидальная, то отношение максимальной глубины потока h_{oc} к средней h_{cp} должно оставаться постоянным независимо от грунтовых условий и пропускной способности канала, так как из формулы (218)

$$\frac{h_{oc}}{h_{cp}} = \frac{\pi}{2}. \tag{220}$$

В действительности отношение h_{max}/h_{cp} в значительной степени зависит от грунтовых условий и количества взвеси в потоке. Так, по данным Е. К. Рабковой (1976), значение $h_{max}/h_{cp} = 1{,}54$ (для чистой воды) и $h_{max}/h_{cp} = 1{,}22$—$1{,}25$ (для потока с мутностью $s = 3$—$4{,}5$ кг/м³). По данным Х. Ш. Шапиро, $h_{max}/h_{cp} = 1{,}4$ независимо от грунтовых условий. Для речных потоков отношение $h_{max}/h_{cp} = 1{,}2$—2 и более.

Обобщение натурных данных по земляным каналам показало, что $h_{max}/h_{cp} = 1{,}2$—$1{,}6$ и действительно зависит от грунтовых условий и мутности потока. Поэтому отношение $h_{oc}/h_{cp} = \pi/2 = 1{,}57$ ($h_{oc} = h_{max}$) соответствует гидравлическому режиму потока в статически устойчивом русле при отсутствии взвешенных наносов, поступающих при водозаборе или при боковой приточности по трассе канала.

Если считать, что уравнение (30) позволяет получить параметр формы русла B/h_{cp} для потоков с различной

концентрацией взвеси, то, проведя с выражением (59) преобразования, аналогичные тем, которые были сделаны при получении зависимости (219), уравнение (59) можно представить так:

$$\frac{B}{h_{oc}} = K\left[\frac{Q}{d_{cp}^2\sqrt{g d_{cp}}}\right]^{1/6}. \tag{221}$$

Степень $\frac{1}{6}$ получается в формуле (59), если $x \approx \frac{1}{4}$. Сопоставляя выражение (221) с зависимостью (212), получаем $K = \frac{(d_{cp}^2\sqrt{g d_{cp}})^{1/6}}{P}$. Воспользовавшись данными Е. К. Рабковой (1976), получим значения K (табл. 34).

Таблица 34. **Значения K**

Мутность потока s, кг/м³	Средний диаметр d_{cp}, мм		
	0,13	0,23	0,3
0—1	0,26	0,49	0,63
2—3	0,21	0,39	0,51
4—5	0,18	0,32	0,41

Анализ данных этой таблицы показывает, что формулы типа (221) могут быть использованы для расчета динамически устойчивых русл каналов с повышенной концентрацией взвешенных расходов, но значение P в зависимости (212) для больших каналов ($Q > 200$ м³/с) должно быть уточнено.

Используя в методе влекущей силы уравнение (178) с уточнениями, сделанными А. И. Лаксбергом и В. П. Троицким (1976), и уравнение (219), можно записать, что

$$h_{oc} = \frac{4{,}8Qn\sqrt{\frac{\gamma}{\tau_{max}}}}{1{,}5\left(\frac{Q}{d_{cp}^2\sqrt{g d_{cp}}}\right)^{1/6} - 2}. \tag{222}$$

Максимальное значение удельной влекущей силы τ_{max} определяют по графику зависимости $\tau_{max} = \tau_{max}(d, n)$ (кривые *7*—*9* на рис. 53) или по таблице 35 в зависи-

мости от крупности грунта d и коэффициента шероховатости n.

Таблица 35. **Значения предельных касательных напряжений τ_{max} для песчаных грунтов**

n	Диаметр частиц, мм						
	0.10	0.20	0.25	0.30	0.40	0.50	1.00
0,015	0,042	0,043	0,044	0,045	0,046	0,049	0,058
0,02	0,074	0,077	0,078	0,080	0,082	0,087	0,103
0,025	0,115	0,120	0,122	0,125	0,128	0,136	0,161
0,03	0,167	0,173	0,176	0,180	0,185	0,196	0,232
0,035	0,227	0,236	0,239	0,245	0,251	0,266	0,315

При повышенной концентрации взвешенных наносов ($s>1$ кг/м^3) значения τ_{max} находят по кривым *4* и *5* на рисунке 53 (по данным Е. Лейна). Для лабораторных опытов справедливы кривая *3* (по данным В. С. Кнороза) и близкая к ней кривая *2* (по данным А. Шилдса), приведенные на рисунке 53. Тогда продольный уклон свободной поверхности

$$I=\frac{\tau_{max}}{\gamma h_{oc}}. \qquad (223)$$

Геометрические размеры русла канала b, h, m принимают по профилю, рассчитанному на основе уравнения (217).

Гидравлический расчет канала с использованием положений, заложенных в методы гидроморфологических зависимостей и влекущей силы, дает теоретическое очертание русла и гидравлические элементы. Теоретический профиль может быть полигональным, а строительные условия требуют минимум переломов. Поэтому при составлении проекта такую форму русла надо упрощать, чтобы его можно было выполнить землеройными машинами.

Для больших каналов для близкого вписывания его в теоретическое очертание достаточно поперечного сечения с двумя переломами. Однако полученный при этом откос канала должен быть статически устойчивым от веса слагающего его грунта и действия гидродинамических сил грунтового потока. Это особенно важно на участках с глубокими выемками.

Рассмотрим ряд задач.

1-й тип задач

Дано: нормальный расход воды Q, м^3/с, гранулометрический состав грунта.

Требуется определить B, h_{oc}, I и координаты поперечного сечения.

Для однородных грунтов при $\frac{d_{10}}{d_{90}}<6$ определяется средний диаметр d_{cp} (или d_{50}), а для неоднородных d_{15}.

По формуле (216) или по таблице рассчитываем значения параметра формы русла B/h_{cp} (рассматриваем случай, когда $a_y=1$). Максимальную глубину потока по динамической оси канала (на прямолинейных участках) h_{oc} вычисляем по формуле (222), определяя значение $\tau_{max}=\tau_{oc}$ в зависимости от n и d_{cp} (для однородных) и d_{15} (для неоднородных) по графику, приведенному на рисунке 53. По оси абсцисс на этом графике отложены d. Зная $d_{50}=d$ (для однородных) и $d_{15}=d$ (для неоднородных грунтов), по соответствующим кривым *8—12* в зависимости от коэффициента шероховатости, который принимают по таблице 30, снимаем значение предельного касательного напряжения по оси потока. Если в канал поступает значительное количество взвешенных наносов (средняя мутность $s>2$ кг/м^3), то значение τ определяем по кривой *6* (рис. 53), построенной по данным Е. Лейна.

Для определения τ по кривым *8—12* на рисунке 53 надо задаваться двумя значениями n (максимальным и минимальным) по данным, приведенным в таблице 30, в зависимости от расчетного расхода воды в канале Q. Зная h_{oc}, по формуле (174) определяем $h_{cp}=2h_{oc}/\pi$, а затем B, так как параметр формы был получен ранее по формуле (216). Продольный уклон рассчитываем по зависимости (223), а поперечное сечение строим по уравнению (217).

2-й тип задач

Дано: Q, d_{cp} (или d_{15}) и продольный уклон I.

Требуется определить: B, h_{oc} и координаты поперечного сечения.

Параметр формы B/h_{cp} определяем так же, как в 1-м типе задач.

Максимальная глубина потока $h_{oc}=\tau_{max}/\gamma I$, где τ_{max} задается по графику, приведенному на рисунке 53, в зависимости от коэффициента шероховатости n, d_{cp} (для однородных грунтов) и d_{15} (для неоднородных). Далее

Таблица 36. **Гидравлические характеристики канала, сложенного мелкопесчаными грунтами ($d_{ср}$=0,25 мм)**

Расход воды Q, м³/с	$B/h_{ср}$ по формуле (216)	Коэффициент шероховатости n	Предельное значение τ_{max}, кг/м² (по кривым 9—12 на рис. 53)	Максимальная глубина по оси потока $h_{ос}$, м	Средняя глубина $h_{ср}$, м	Ширина B, м	Средняя скорость, v, м/с	Продольный уклон I, ‰
100	20,6	0,020—0,035	0,078—0,239	5,2	3,3	68,3	0,44	0,0150—0,0460
200	22,5	0,020—0,035	0,078—0,239	7,0	4,5	101,2	0,45	0,0110—0,0340
300	23,6	0,015—0,025	0,044—0,122	8,2	5,2	123,2	0,47	0,0054—0,0149
400	24,4	0,015—0,025	0,044—0,122	9,1	5,8	142,7	0,48	0,0048—0,0134
500	25,3	0,015—0,025	0,044—0,122	10,0	6,4	161,9	0,48	0,0044—0,0122
600	25,9	0,015—0,025	0,044—0,122	10,8	6,9	178,7	0,49	0,0041—0,0113
700	26,4	0,015—0,025	0,044—0,122	11,5	7,3	192,7	0,50	0,0038—0,0105
800	26,8	0,015—0,025	0,044—0,122	12,1	7,7	206,4	0,51	0,0036—0,0101
900	27,2	0,015—0,025	0,044—0,122	12,7	8,1	220,3	0,51	0,0035—0,0096
1000	27,6	0,015—0,025	0,044—0,122	13,2	8,4	231,8	0,51	0,0033—0,0092
1500	29,0	0,012—0,020	0,026—0,078	15,6	9,9	287,1	0,53	0,0017—0,0050
2000	30,1	0,012—0,020	0,026—0,078	17,4	11,1	334,1	0,54	0,0015—0,0045
3000	31,6	0,012—0,020	0,026—0,078	20,4	13,0	410,8	0,56	0,0013—0,0038

Таблица 37. **Сравнение результатов гидравлических расчетов по различным методам**

Гидравлические параметры поперечного сечения	Метод допустимых скоростей	Метод М. А. Михалева	Метод эпюр скоростей (автор Г. П. Скребков)	Метод влекущей силы	Метод влекущей силы с уточнениями ЛПИ
$h_{ос}$, м	4,2—9,8	10,1—13,1	7,8—8,7	8—8,7	8,4—8,7
b, м	42—197,2	33,4—71	32—45	43—59	—
m	3—5	3—4	3—5	5	—
B, м	128—252,7	132—136	102—108	130—139	111—113
$I\cdot10^4$	0,3—0,4	0,088	0,3	0,3	0,287
$B/h_{ср}$	21—66,6	13,6—19,7	15,9—19,3	25,2—25,5	20,2—21,3

Продолжение

Гидравлические параметры поперечного сечения	Зависимости С. А. Гиршкана	Метод Е. К. Рабкиной ($s_{ср}$=0—0,5 кг/м³)	Метод Ю. А. Ибадзаде	Метод Союзгипроводхоза
$h_{ос}$, м	7,8	5,5—6,3	8—10	10,8
b, м	56,6—73,1	72—82	—	—
m	3—5	10,1—14,9	—	—
B, м	119,9—134,6	200—240	150—188	179
$I\cdot10^4$	0,32—0,43	0,01—0,03	0,08—0,09	0,041—0,1
$B/h_{ср}$	19—24	46,5—66,5	29,4	25,9

Примечание. Вычисления по различным методам проведены инженером В. Г. Сушко.

по формуле (220) вычисляем $h_{ср}$ и, зная $B/h_{ср}$, получаем ширину канала по урезу воды B. Поперечное сечение также рассчитывается по уравнению (217).

В таблице 36 приведены гидравлические характеристики земляного канала при $d_{ср}$=0,25 мм и различных расходах воды.

Для определения допустимых значений удерживающих касательных напряжений и допустимых значений средних скоростей течения воды были проведены экспериментальные исследования в Ленинградском политехническом институте имени М. И. Калинина (В. П. Троицкий, 1976).

Средняя скорость потока получилась путем пересчета с учетом лабораторных данных для расхода 1000 м³/с равной 0,52 м/с и для расхода 2400 м³/с—0,65 м/с.

Эти скорости хорошо согласуются с результатами натурных исследований земляных каналов, проложенных в мелкозернистых песках, в частности с результатами измерений на Каракумском канале (Алтунин, Аннаев, Аширов, 1975), а также близки к расчетным данным, приведенным в таблице 37. Так, по данным этой таблицы, при $Q=1000$ м³/с $v=0{,}51$ м/с.

Допустимые значения удерживающих касательных напряжений этих песков оказались равными (согласно опытам лаборатории ЛПИ) 30 г/м², что соответствует нижней кривой на рисунке 53, построенной по данным Е. Лейна.

В таблице 37 проведено сравнение различных методов расчета канала, сложенного мелкопесчаным грунтом ($d_{ср}=0{,}25$ мм), при расчетном расходе воды $Q=600$ м³/с.

Анализ данных, приведенных в этой таблице, показывает, что близкие результаты дают методы Ю. А. Ибадзаде и Союзгипроводхоза.

Приведенная методика гидравлического расчета разработана с учетом требований, которые будут предъявляться к будущим крупным земляным каналам, предназначаемым для межбассейнового перераспределения речного стока.

7

ЗИМНИЙ РЕЖИМ КАНАЛОВ

НЕКОТОРЫЕ ОСОБЕННОСТИ ЭКСПЛУАТАЦИИ КАНАЛОВ В ЗИМНИЙ ПЕРИОД

Большое влияние на режим работы канала оказывают климатические особенности района (наступление ледостава, образование внутриводного льда и др.).

Если канал работает круглогодично, то зимний период его эксплуатации может оказать решающее влияние на выбор параметров канала (коэффициент откоса, глубина наполнения) и назначение графика расходов воды в канале (в летний и зимний периоды его работы).

Необходимо отметить, что назначение расхода воды в каналах без защитных покрытий, подверженных замерзанию, обеспечение нормальных условий эксплуатации канала в зимний период — один из сложнейших вопросов проектирования.

При определении минимального расхода воды, который следует пропускать в канале под ледяным покровом, необходимо сообразовываться с гидравлическим режимом, характерным для рек данного района, не замерзающих в зимний период при минимальных скоростях и глубинах. Для этого случая предпочтительнее более глубокие каналы (рассчитанные при статически устойчивом русле).

При проектировании каналов большое внимание следует уделять гидравлическим условиям их работы в зимних условиях. Надо учитывать, что многие проектируемые в настоящее время земляные каналы для межбассейновой переброски северных и сибирских рек будут проложены в районах, характеризующихся значительной продолжительностью отрицательных температур (более 3—4 месяцев в году).

Специальная литература, как правило, посвящена зимнему режиму рек, а вопросы ледообразования на каналах совершенно не изучены, так как большинство ме-

лиоративных каналов, находящихся в таких районах страны в зимний период, когда образуется ледяной покров, не работают. Некоторые каналы, предназначенные для водоснабжения (например, канал Иртыш-Караганда), работают неудовлетворительно. Поэтому зимний режим работы каналов требует всестороннего изучения.

Анализ натурных данных по тепловому режиму рек в зимний период показал, что при температуре воды 0,5—1 °С начинаются подвижки льда и ледоход. При полном оттаянии льда температура достигает 2,5—3 °С и потом начинает быстро повышаться. При понижении температуры до 0 °С на отдельных участках наблюдается образование льда (развитие ледовых явлений). При этом теплозапас водной массы почти иссякает.

Сроки начала ледообразования зависят от метеорологических и гидрологических факторов, к основным из которых относятся температура воздуха, скорость и направление ветра, теплозапас водной массы, температура воды к моменту перехода температуры воздуха через 0 °С, скорость течения, глубина водотока и химический состав воды.

При замерзании каналов можно выделить две формы льда: плавучую (сало, шуга и др.) и неподвижную (забереги и ледостав).

Ледообразование, как правило, начинается с появления заберегов и затем плавающего льда так называемого сала и шуги, которые, смерзаясь, образуют плавучий лед. При массовом появлении плавучего льда, который может образовываться и при разрушении заберегов, наступает ледоход. После смерзания плавучего льда наступает ледостав, который является наиболее устойчивой фазой ледового режима. Продолжительность ледообразования связана с интенсивностью понижения температур воздуха и теплозапасом массы воды на период становления льда. На скорость формирования ледяного покрова и его толщину, помимо температуры воздуха и теплозапаса воды, в большей степени влияют скорость и глубина потока на каналах и в меньшей степени — скорость и направление ветра.

Повышенная шероховатость и небольшие скорости и глубины в прибрежной части вызывают на каналах интенсивное образование заберегов, поэтому продолжительность ледообразования сокращается по сравнению с речными потоками.

Если канал сложен легкоразмываемыми грунтами, то допускаемые скорости равны 0,5—0,7 м/с. Наблюдения на действующих каналах показали, что при таких скоростях и наличии отрицательных температур ледяной покров толщиной 0,5—0,6 м образуется в течение 2—3 месяцев. Но, чтобы ледяной покров образовывался быстрее, средние скорости не должны превышать значений 0,3—0,4 м/с.

В этих условиях в весенний период с наступлением положительных температур таяние льда будет происходить без существенной подвижки его.

Если каналы сложены связными грунтами, то допускаемые скорости более 1 м/с. Такие скорости затрудняют установление ледяного покрова, удлиняют срок его образования и, кроме того, способствуют возникновению донного льда и шуги.

Большое влияние на формирование ледяного покрова на каналах в этот период оказывает гидравлический режим потока. Поэтому с помощью перегораживающих сооружений необходимо исключить резкие колебания уровней воды в канале, чтобы создать условия для ледообразования. В то же время средняя скорость подо льдом должна быть такой, чтобы не допускались промерзания до дна канала и деформации русла в зимний период.

Указанные особенности эксплуатации мелиоративных каналов необходимо учитывать при проектировании и строительстве больших каналов.

ОСОБЕННОСТИ РУСЛОВЫХ ДЕФОРМАЦИЙ В РЕКАХ И КАНАЛАХ ПОД ЛЕДЯНЫМ ПОКРОВОМ

Процесс ледообразования оказывает решающее влияние на тип русловых деформаций и их интенсивность. При этом основное отличие условий ледообразования в речных потоках и каналах заключается в том, что гидрограф расходов воды в реках и климатические условия определяют период формирования ледяного покрова.

Если в реках при наступлении отрицательных температур будут значительные скорости (свыше 0,8 м/с), то может продолжаться интенсивный ледоход, и в период ледостава большое количество шуги и плавающих льдин сосредоточатся под ледяным покровом, а коэффициент шероховатости нижней поверхности ледяного покрова

$n_л$ может быть в несколько раз выше, чем коэффициент шероховатости русла $n_р$.

В потоке, стесненном ледяным покровом, скорости повышаются и может возникнуть интенсивное движение гряд и других русловых образований.

Особенно интенсивно этот процесс может произойти в первый период ледостава (10—15 дней), когда коэффициент шероховатости $n_л \gg n_р$.

Во второй период (15—30 дней) ледостава на реках будет наблюдаться значительное уменьшение шероховатости нижней поверхности ледяного покрова, если гидравлический режим потока будет такой, что в этот период не будет естественного нарушения ледяного покрова и дальнейшего образования шуги.

В третий период (свыше 30 дней) коэффициент шероховатости $n_л$ приближается к $n_р$ и даже может стать меньше него.

Если третий период будет продолжительным (60—90 дней), то нижняя поверхность ледяного покрова превратится в гладкую поверхность и коэффициент шероховатости $n_л \ll n_р$.

Условия ледообразования и продолжительность ледостава, а также кинематическая структура напорного потока, зависящая от шероховатости по смоченному периметру, будут влиять на величину $n_л$. Поэтому в речных потоках при многообразии факторов в определенных условиях ледообразования коэффициент шероховатости $n_л$ может возрастать и при значительной толщине льда (свыше 1—1,5 м) в несколько раз превышать $n_л$ в первый период образования ледяного покрова (толщиной 0,2—0,5 м).

Поэтому на каналах желательно, чтобы толщина ледяного покрова была не более 0,5—1,0 м, так как при таких условиях будет наименьшая шероховатость ледяного покрова и наибольшая площадь живого сечения под льдом, то есть канал будет иметь наибольшую пропускную способность в зимних условиях.

Натурные наблюдения на реках показывают, что на нижней поверхности ледяного покрова могут возникнуть волновые образования по форме, напоминающие гряды в русле. Форма этих образований и будет определять значение $n_л$.

Если в каналах, покрытых ледяным покровом, возникнут волнообразные явления на нижней поверхности

ледяного покрова, то это будет косвенно характеризовать, что скорости потока выше неразмывающих для грунтов русла и поток стеснен ледяным покровом. Это может привести к русловым переформированиям канала.

Для каналов надо регулировать процесс образования ледяного покрова таким образом, чтобы избежать ледоход до возникновения этого покрова.

Так как наиболее благоприятные условия образования ледяного покрова возникают при минимальных скоростях потока, то в канале надо будет в период наступления отрицательных температур, не меняя уровней воды (с помощью перегораживающих сооружений на канале), уменьшить временно расход воды так, чтобы максимальные скорости потока были не выше 0,4—0,5 м/с. Как только образуется ледяной покров толщиной свыше 20—30 см, можно будет повысить расход воды так, чтобы скорости в канале были не выше неразмывающих для данных грунтовых условий.

Если же допустить в канале незарегулированный процесс ледообразования, то возникнут все те явления, которые описаны выше и характерны для речных потоков.

Гидравлический расчет пропускной способности каналов под ледяным покровом в зимний период, основанный на кинематических особенностях напорного потока с различной шероховатостью по периметру живого сечения, приводится ниже.

РАСЧЕТ ПРОПУСКНОЙ СПОСОБНОСТИ НАПОРНОГО ПОТОКА ПОД ЛЕДЯНЫМ ПОКРОВОМ

Основной задачей гидравлического расчета подледных потоков является определение пропускной способности канала в период отрицательных температур после наступления ледостава.

Основные требования к каналу в зимний период — это добиться возможно короткого периода наступления ледостава (фазы, связанные с движением внутреннего льда, по возможности исключить или довести до минимального периода времени) и таких скоростей потока подо льдом, чтобы не возникало деформаций русла.

Под скоростью $u_л$ будем понимать такую скорость, при которой не возникает движения наносов на откосах

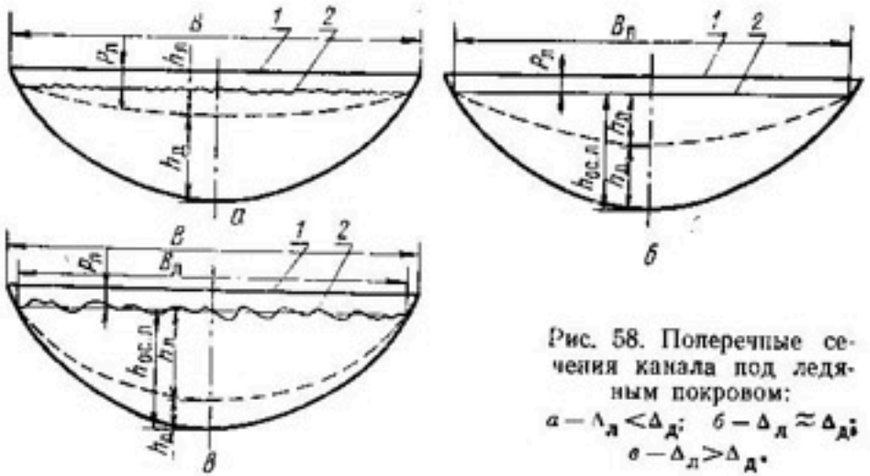


Рис. 58. Поперечные сечения канала под ледяным покровом:
$а - \Delta_л < \Delta_д$; $б - \Delta_л \approx \Delta_д$; $в - \Delta_л > \Delta_д$.

и дне водотока, стесненного ледяным покровом, а тем более необратимых деформаций русла.

Такое определение $u_д$ связано с тем, что первоначально в летний период эксплуатации канала уже возникнут рифели и гряды, и надо только, чтобы эти микроформы не получили развитие в зимний период под ледяным покровом и не возникли условия, приводящие к потере устойчивости русла.

Чтобы рассчитать пропускную способность подледного потока, надо рассмотреть его кинематическую структуру.

Обычно напорный поток под ледяным покровом расчленяют на два слоя, в которых принимается различное распределение скоростей на вертикали. На рисунке 58 приведены поперечные сечения канала при различных соотношениях шероховатости русла и ледяного покрова.

Анализ кинематической структуры потока, стесненного ледяным покровом с различной шероховатостью его нижней поверхности, позволяет выделить три наиболее типичные расчетные схемы, приведенные на рисунке 59 для определения пропускной способности канала в зимний период его эксплуатации.

Первая схема (рис. 58, *а*) относится к водотокам, покрытым льдом небольшой толщины ($P_л$=0,2—0,5 м), с гладкой поверхностью нижней кромки. Высота выступов шероховатости на нижней поверхности $\Delta_л$ настолько незначительна, что при наличии только неподвижных рифелей или небольших гряд в русле $\Delta_д > \Delta_л$ и, следовательно, коэффициент шероховатости русла $n_р > n_д$. Для каналов значение $n_р$=0,015—0,035. Меньшие значения $n_р$ характерны для устойчивых каналов с глубиной потока свыше 5 м, а большие — для каналов с интенсивным русловым процессом, заросших и закольматированных с глубиной до 5 м.

Следовательно, первая расчетная схема справедлива для тех напорных потоков под ледяным покровом, у которых соответственно $n_л$<0,015—0,02 (для больших каналов) и $n_л$<0,02—0,035 (для средних каналов), с глубиной 1,5—2 м.

Мелкие каналы (с глубиной 1 м и менее) рассматривать по этой схеме нельзя, так как влияние ледяного покрова будет прослеживаться до придонного слоя δ_1 размываемого русла.

Может быть так, что по этой расчетной схеме определять надо пропускную способность канала не в первый период ледостава, а в третий, когда будет сглажена нижняя поверхность ледяного покрова. Но в этом случае имеются вторая и третья расчетные схемы, и надо выбирать те характерные случаи, при которых будут или наименьшая пропускная способность канала или могут возникнуть условия, приводящие к потере устойчивости русла.

Во всех расчетных схемах напорный поток разделен на два слоя — верхний толщиной $h_л$, прилегающий к ледяному покрову, и нижний толщиной $h_д$, прилегающий к ложу канала. На границе, разделяющей эти слои в зоне максимальных скоростей, наблюдается изгиб в эпюре распределения продольных скоростей на вертикали. Этот изгиб можно условно изобразить в виде скачка (пунктирная линия на рисунке 59) на этой границе ($u_{л.2}$—$u_{д.1}$). Эта разница в скоростях зависит от соотношения шероховатостей ледяного покрова и русла.

В первой расчетной схеме максимальная скорость в верхнем слое $u_{л.2}$ (вторая зона) при принятых допущениях будет выше скорости на верхней границе нижнего слоя $u_{д.1}$ (первая зона).

Распределение же продольных скоростей u_1 и u_2 в первой и второй зонах подчиняется тем же закономерностям, что и в открытых потоках, если эти эпюры рассматривать отдельно. Для первой зоны плоскость отсчета — теоретическое дно (позиция *3* на рис. 59), на уровне которого местная осредненная во времени скорость

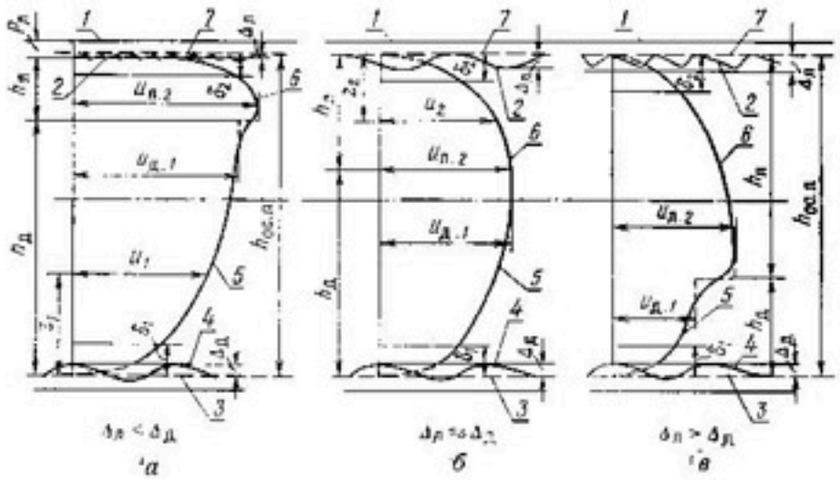


Рис. 59. Эпюры распределения продольных скоростей на осевой вертикали (*а, б, в* — соответствуют схемам, приведенным на рис. 58):

1, 2 — соответственно верхняя и нижняя поверхности ледяного покрова; *3* — уровень теоретического дна; *4* — гряды на дне; *5, 6* — эпюры скоростей соответственно в нижнем (первом) и верхнем (втором) слоях потока; *7* — уровень теоретической поверхности ледяного покрова (начало отсчета для верхней эпюры 6).

u_1 равна нулю (Алтунин, Селяметов, Мулюкова, 1978). Для второй зоны плоскость отсчета (позиция 7) расположена несколько выше нижней поверхности ледяного покрова и также определяет местоположение $u_2=0$ (где u_2 — местная скорость в зоне 2).

В первой расчетной схеме максимум скоростей расположен во второй зоне (выше геометрической оси напорного потока).

Во второй расчетной схеме при примерном равенстве коэффициентов шероховатости $n_р \approx n_л$, что соответствует $\Delta_д \approx \Delta_л$, максимум скорости расположен вблизи геометрической оси напорного потока или несколько выше него.

Заметного перелома в эпюре распределения продольных скоростей не наблюдается, хотя симметричность в первой и второй зонах нарушена.

Второй случай характерен для периода появления волновых образований на нижней поверхности ледяного покрова (позиция 2 на рис. 59, *б*).

Третья расчетная схема представляет наиболее сложный случай образования ледяного покрова с повышенной шероховатостью нижней кромки, когда $n_л > n_р$ и

$\Delta_л > \Delta_д$, причем это различие может быть очень большим и коэффициент $n_л$ в несколько раз выше $n_р$. Большая толщина льда и интенсивный шугоход в период ледостава могут привести к тому, что $n_л = (5 \div 10) n_р$. Но это соотношение характерно в основном для речных потоков, а в каналах необходимо создать такие условия, чтобы первая и вторая расчетные схемы были основными.

Расчетные схемы, приведенные на рисунке 58, показывают, что можно ввести новое понятие неразмывающей средней скорости только для части (нижнего слоя) потока $u_{од}$.

Это обусловлено тем, что процесс деформаций определяет не средняя скорость всего потока и даже не средняя скорость на вертикали, а скорость $u_{б1}$ на верхней границе придонного слоя, которая для средних и больших каналов связана только с эпюрой распределения продольных скоростей в первом (нижнем) слое подледного потока.

Если принять степенную формулу распределения продольных скоростей, то можно предложить следующие схемы, характеризующие это распределение в зависимости от шероховатостей русла и ледяного покрова (см. рис. 59).

Для первого слоя, примыкающего ко дну, распределение скоростей можно записать так:

$$\frac{u_1}{u_{д.1}} = \left(\frac{z_1}{h_д}\right)^{x_1}, \qquad (224)$$

где u_1 — местная скорость на расстоянии z_1, отсчитываемом от дна водотока (теоретического уровня 3); $u_{д.1}$ — максимальная скорость в первом слое на расстоянии $h_д$, отсчитываемом от дна.

Для верхнего (второго) слоя, примыкающего к ледяному покрову,

$$\frac{u_2}{u_{л.2}} = \left(\frac{z_2}{h_л}\right)^{x_2}, \qquad (225)$$

где u_2 — местная скорость на расстоянии z_2, отсчитываемом от нижней поверхности ледяного покрова (теоретического уровня 2); $u_{л.2}$ — максимальная скорость во втором слое на расстоянии $h_л$ от нижней поверхности ледяного покрова.

Кинематический показатель x характеризует распределение продольных скоростей на вертикали и равен соответственно $x_1 = \frac{\delta_1}{h_д - \delta_1}$ и $x_2 = \frac{\delta_2}{h_л - \delta_2}$, где δ_1 и δ_2 —

толщины придонного слоя у нижней и верхней границ подледного потока.

Для динамически устойчивого русла $x=\frac{1}{6}$, и, следовательно, в нижнем слое подледного потока $x_1 \geqslant \frac{1}{6}$. Если $x_1 > \frac{1}{6}$, то это переход к статически устойчивому руслу, при $x_1 < \frac{1}{6}$ к динамической устойчивости русла подо льдом, и если $x_1 < \frac{1}{7} \div \frac{1}{8}$, то уже возникают деформации русла.

При $x_1 = \frac{1}{6}$ средняя скорость нижнего слоя (на вертикалях) $u_{в.1} = \frac{u_{д.1}}{x_1 + 1} = \frac{6}{7} u_{д.1}$.

Если скорость на верхней границе нижнего слоя максимальная u_{max} (в случае, когда шероховатость ледяного покрова с нижней стороны, соприкасающейся с потоком, ниже чем шероховатость русла), то $u_{в.1} = \frac{6}{7} u_{max}$.

В гидравлических расчетах можно принять, что $u_{в.1} \approx u_{0д}$, где $u_{0д}$ — неразмывающая скорость безнапорного потока для этого же участка канала при глубине $h_д$ и температуре t нижнего слоя воды в зимний период.

Тогда при расчете пропускной способности канала надо считать, что максимальная скорость потока $u_{max} \approx 1{,}1\, u_{0д}$.

Наиболее неблагоприятный случай для канала, работающего в зимний период под ледяным покровом, такой, когда шероховатость нижней кромки льда гораздо выше шероховатости ложа канала $\Delta_л \gg \Delta_д$ и минимальная скорость будет наблюдаться на нижней границе верхнего слоя, то есть должно соблюдаться условие, что $u_{max} = u_{д.1}$. Но могут быть и другие случаи $\Delta_л \approx \Delta_д$ и $\Delta_л < \Delta_д$.

Данные натурных измерений на реках в период ледостава показывают, что $u_{л.2} \approx 1{,}1—1{,}2\, u_{д.1}$ (в случае, если $\Delta_л < \Delta_д$), $u_{л.2} = u_{д.1}$ ($\Delta_л \approx \Delta_д$) и $u_{л.2} = (0{,}8 \div 0{,}9)\, u_{д.1}$ $x_2 = \frac{1}{3} \div \frac{1}{5}$ $\left(\text{в среднем } x_2 = \frac{1}{4}\right)$.

Во всех трех случаях для сохранения устойчивого состояния русла в нижнем слое должна быть средняя скорость $u_{в.1} \leqslant u_{0д}$. Так как $u_{в.1} = \frac{6}{7} u_{д.1}$ (где $u_{д.1}$ — скорость на верхней границе нижнего слоя), и, принимая $u_{в.1} = u_{0д}$, получаем, что $u_{д.1} = 1{,}17\, u_{0д}$.

Теперь надо выделить три случая:

Первый— $\Delta_л < \Delta_д$;	Второй— $\Delta_л = \Delta_д$;	Третий— $\Delta_л > \Delta_д$
$u_{л.2} = (1{,}1 \div 1{,}2)\, u_{д.1}$;	$u_{л.2} = u_{д.1}$;	$u_{л.2} = (0{,}8 \div 0{,}9)\, u_{д.1}$;
$u_{л.2} = (1{,}3 \div 1{,}4)\, u_{0д}$;	$u_{л.2} = 1{,}17 u_{0д}$;	$u_{л.2} = (0{,}9 \div 1{,}0)\, u_{0д}$;
$u_{в.2} = (0{,}87 \div 0{,}9)\, u_{л.2}$;	$u_{в.2} = 0{,}85 u_{л.2}$;	$u_{в.2} = (0{,}75 \div 0{,}83)\, u_{л.2}$;
$u_{в.2} = (1{,}13 \div 1{,}26)\, u_{0д}$.	$u_{в.2} = u_{0д}$.	$u_{в.2} = (0{,}67 \div 0{,}83)\, u_{0д}$.

Зная, какие скорости потока должны быть в верхнем и нижнем слоях подледного потока при различных соотношениях шероховатости ложа канала и нижней кромки ледяного покрова, можно перейти к расчету пропускной способности канала в зимний период при наступлении ледостава.

Но нужно определить еще границу, разделяющую верхний и нижний слои подледного потока.

На основе формулы средней скорости потока в виде $u_в = \frac{h^x}{n} \sqrt{hI}$ по вертикали можно получить обобщенную зависимость для местоположения плоскости, условно разделяющей подледный поток на две зоны.

Используя эту формулу, отношение глубин можно представить так

$$\frac{h_д}{h_д + h_л} = \frac{\left(\frac{u_{в_1} n_д}{\sqrt{I}}\right)^{\frac{1}{x_д + 0{,}5}}}{\left(\frac{u_{в_1} n_д}{\sqrt{I}}\right)^{\frac{1}{x_д + 0{,}5}} + \left(\frac{u_{в_2} n_л}{\sqrt{I}}\right)^{\frac{1}{x_л + 0{,}5}}}.$$

Если принять $u_{в_1} = u_{г_2}$ и $x_д - x_л = x$, то при $h_{ос.л} = h_д + h_л$, получим

$$\frac{h_д}{h_{ос.л}} = \frac{n_д^{\frac{1}{x+0{,}5}}}{n_д^{\frac{1}{x+0{,}5}} + n_л^{\frac{1}{x+0{,}5}}}. \qquad (226)$$

При $x=0{,}25$ зависимость (226) превращается в известную формулу Н. Н. Павловского (1931). В первом приближении можно принять, что

$$\left(\frac{u_{в_1}}{\sqrt{I}}\right)^{\frac{1}{x_1+0{,}5}} \approx \left(\frac{u_{в_2}}{\sqrt{I}}\right)^{\frac{1}{x_2+0{,}5}}$$

тогда

$$\frac{h_д}{h_{ос.л}} = \frac{n_д^{\frac{1}{x_д+0{,}5}}}{n_д^{\frac{1}{x_д+0{,}5}} + n_л^{\frac{1}{x_л+0{,}5}}}$$

или

$$\frac{h_д}{h_{ос.л}} = \frac{1}{1+\frac{n_д^{\frac{1}{x_л+0{,}5}}}{n_д^{\frac{1}{x_д+0{,}5}}}}.$$

Для первого расчетного случая, когда $n_л<n_д$ и $x_л<x_д$, приняв $x_д=\frac{1}{6}$ и $x_л=\frac{1}{8}$, получим

$$\frac{h_д}{h_{ос.л}} = \frac{1}{1+\frac{n_л^{1{,}6}}{n_д^{1{,}5}}}.$$

Для второго расчетного случая, когда $n_д=n_л$ и $x_л=x_д=\frac{1}{6}$, получается, что $h_д=0{,}5\,h_{ос.л}$.

Для третьего расчетного случая, когда $n_л>n_д$ и $x_л>x_д$, при $x_д=\frac{1}{6}$ и $x_л=\frac{1}{5}$ запишем

$$\frac{h_д}{h_{ос.л}} = \frac{1}{1+\frac{n_л^{1{,}3}}{n_л^{1{,}5}}}.$$

В таблице 38 приведены формулы разных авторов для определения местоположения плоскости максимальных скоростей под ледяным покровом.

Лабораторные исследования песчаных гряд при наличии ледяного покрова (Спецов, 1968) показали, что

Таблица 38. Формулы для определения местоположения плоскости максимальных скоростей под ледяным покровом

Автор	Формула	Значения $h_д/h_{ос.л}$ при $n_л=0{,}5n_д$	$n_л=n_д$	$n_л=1{,}5n_д$
Н. Н. Павловский	$\frac{h_д}{h_{ос.л}} = \frac{1}{1+\left(\frac{n_л}{n_д}\right)^{4/3}}$	0,4	0,5	0,6
В. И. Синотин, З. А. Генкин	Для широкого прямоугольного русла $\frac{h_д}{h_{ос.л}} = 0{,}6 \lg\frac{n_л}{n_д} + 0{,}5$	0,4	0,5	0,6
У. С. Рось	$\frac{h_л}{h_{ос.л}} = 0{,}3 + 0{,}2\,\frac{n_л}{n_д}$	0,4	0,5	0,6
Г. П. Скребков	$\frac{h_л}{h_{ос.л}} = \frac{\left[\frac{n_л}{n_д}\,\frac{\left(1+2{,}5\frac{\sqrt{g}}{C_д}\right)}{\left(1+2{,}5\frac{\sqrt{g}}{C_л}\right)}\right]^{4/3}}{1+\left[\frac{n_л}{n_д}\,\frac{\left(1+2{,}5\frac{\sqrt{g}}{C_д}\right)}{1+2{,}5\frac{\sqrt{g}}{C_л}}\right]^{4/3}}$	—	—	—
В. С. Алтунин	$\frac{h_д}{h_{ос.л}} = \frac{1}{1+\frac{n_л^{\frac{1}{x_л+0{,}5}}}{n_д^{\frac{1}{x_д+0{,}5}}}}$	0,4	0,5	0,6

высота этих гряд увеличивается (по сравнению с открытым потоком при тех же расходах воды).

Гряды в напорном потоке под ледяным покровом могут возникнуть даже тогда, когда в открытом потоке было плоское дно, что связано с изменением формы эпюры в напорном потоке и возрастанием придонных скоростей.

Абсолютные отметки гребней гряд при одинаковых расходах воды до и после ледостава могут как возрастать, так и уменьшаться. Отношение высоты гряды к глубине воды над гребнем гряд (Спецов, 1968) под ледяным покровом больше, чем для открытого потока.

Для среднезернистого песка длина гряд подо льдом увеличивается, что связано с различным режимом движения микроформ (рифели, которые имеются в открытом потоке, в напорном потоке под ледяным покровом при одинаковых расходах воды переходят в ленточные гряды). По данным Ф. А. Спецова, ледяной покров на скорость перемещения гряд заметного влияния не оказывает.

А. В. Серебряков (1968) отмечает, что изменение температурного режима влияет на интенсивность русловых процессов, и предлагает зависимости для удельного расхода наносов в таком виде

$$q_т = q_{т.0}[1 + 0{,}04\,(t - t_0)],$$

где $q_т$ и $q_{т.0}$ — удельные расходы наносов соответственно при температуре воды t и t_0.

По этой зависимости получается, что в зимний период при уменьшении температуры воды, например на 25 °С, удельный расход влекомых наносов уменьшается в 2 раза (при $t - t_0 = 25$ °С; $q_{т.0} = \frac{q_т}{2}$).

Транспортирующая способность потока (расход взвешенных наносов), по данным А. В. Серебрякова (1968), значительно возрастает при снижении температуры.

Натурные наблюдения на реках показывают, что при $\Delta_л < \Delta_д$ $h_л \approx (0{,}2 \div 0{,}4)\,h$, при $\Delta_л \approx \Delta_д$ $h_л \approx (0{,}5 \div 0{,}6)\,h_{ос.л}$ и $\Delta_л > \Delta_д$ $h_л \approx (0{,}6 \div 0{,}8)\,h_{ос.л}$.

При малых расходах воды ($Q < 20$ м³/с), небольших глубинах (до 1 м) и большой шероховатости нижней поверхности льда, покрывающего водоток, $h_д \approx (0{,}1 \div 0{,}15)\,h_{ос.л}$.

Для земляных каналов важно знать максимально возможную величину расхода под ледяным покровом в различных условиях образования этого покрова, то есть с максимальными коэффициентами шероховатости ложа канала и нижней кромки льда, при которых русло будет устойчивым. Можно выделить, согласно схемам, приведенным на рисунке 59, три случая:

I случай — $\Delta_л < \Delta_д$.

Принимая для этого случая $h_д = 0{,}8\,h_{ос.л}$, сохраняем соотношение между скоростями, характерными для устойчивого русла, то есть $u_{в.2} \approx (1{,}13 \div 1{,}26)\,u_{0д}$ и $u_{в.1} = u_{0д}$.

В первом приближении эти соотношения можно считать достоверными для всех вертикалей подледного потока.

Неразмывающую скорость в нижнем слое подледного потока определяем по формуле В. Е. Короткова (таблицы 15 и 16), так как в ней учитывается влияние температуры на неразмывающую скорость.

Приведем пример расчета для этого случая.

Расчетный расход воды в канале в летний период $Q = 1000$ м³/с, средняя скорость $v_0 = 0{,}65$ м/с, ширина канала по урезу воды $B = 200$ м, $h_{ср} = 7{,}7$ м. Толщина ледяного покрова в зимний период $P_л = 0{,}5$ м.

Тогда средняя неразмывающая скорость в нижнем слое потока определяется для $h_д = 0{,}8\ (h_{ср} - P_л)$ в зависимости от температуры воды; $v_{0д} \approx (0{,}96 \div 1{,}0)\,v_0$.

Зная площадь нижнего слоя ω_1 (см. рис. 59) и приняв $v_{0л} = 0{,}96\,v_0$, получаем расход воды в нижнем слое $Q_д = 642{,}8$ м³/с.

Средняя скорость в верхнем слое $v_{0л} = 1{,}13\ v_{0д}$.

Тогда расход воды в верхнем слое: $Q_в = 201{,}6$ м³/с.

Следовательно, общий расход воды под ледяным покровом $Q = Q_д + Q_в = 844{,}4$ м³/с.

II случай — $\Delta_л = \Delta_д$ и $h_д = h_л$.

Пример расчета (все исходные данные одинаковы с первым случаем). Средняя скорость $v_{0д} = 0{,}88\,v_0$.

Расход $Q_д = 237{,}6$ м³/с, а так как $v_{0л} = v_{0д}$, то $Q_л = 318{,}8$ м³/с и $Q = Q_д + Q_л = 556{,}4$ м³/с.

III случай — $\Delta_л > \Delta_д$.

$h_д = 0{,}2\,h_{ср}$; $v_{02} = (0{,}67 \div 0{,}83)\,v_{0д}$.

Принимаем $v_{0л} = 0{,}75\,v_0$, тогда $Q_д = 72$ м³/с. Если $v_{0л} = 0{,}67\,v_{0д} = 0{,}33$ м/с, то $Q_л = 380{,}2$ м³/с и $Q = Q_д + Q_л = 452{,}2$ м³/с.

Таблица 39. **Результаты гидравлического расчета пропускной способности подледного потока**

Случай	Соотношение шероховатости	Толщина верхнего слоя	Неразмывающая скорость в нижнем слое	Средняя скорость в верхнем слое	Расход воды, м³/с
I	$\Delta_л < \Delta_д$	$0{,}8\ h_{ср}$	$0{,}96\ v_0$	$1{,}13\ v_{0д}$	844,4
II	$\Delta_л = \Delta_д$	$0{,}5\ h_{ср}$	$0{,}89\ v_0$	$v_{0д}$	556,4
III	$\Delta_л > \Delta_д$	$0{,}2\ h_{ср}$	$0{,}75\ v_0$	$0{,}67\ v_{0д}$	452,2

Для сравнения итоги расчетов сведем в таблицу 39.

Данные таблицы 39 показывают, что в третьем случае, когда шероховатость нижней поверхности льда выше шероховатости русла, расход воды в канале должен быть уменьшен почти в два раза, чтобы не нарушилась устойчивость русла.

Приведенная методика гидравлического расчета пропускной способности каналов под ледяным покровом отличается от существующих методик тем, что в основу ее положена расчетная схема, в которой отсутствует понятие приведенного (обобщенного) коэффициента шероховатости для всего напорного потока с различной шероховатостью по смоченному периметру.

Известно, что коэффициент шероховатости размываемого русла $n_р$ изменяется в таких пределах, что в расчеты вводят лимитные предельные значения $n_р$, чтобы рассчитать при этих значениях максимальную и минимальную пропускную способность канала при одинаковых гидравлических характеристиках потока.

Попытки применить приведенный коэффициент шероховатости $n_{пр} = n_{пр}(n_л n_р \chi_р \chi_л)$, где $\chi_р$, $\chi_л$ — соответственно длина смоченной поверхности русла и ледяного покрова, приведут к тому, что надо достоверно определять гидравлический уклон напорного потока, что также приведет к дополнительным ошибкам при подсчете скорости по формуле Шези.

Даже существующие рекомендации по $n_{пр}$ требуют дальнейшего уточнения, так как не учитывают кинематическую структуру подледного потока.

Для приведенного коэффициента шероховатости русла $n_{пр}$ можно, следуя выводу Н. Н. Павловского, получить такое выражение

$$\frac{n_{пр}^2}{h_{ср}^{2x}} = \frac{n_р^2}{h_д^{2x_1}} + \frac{n_л^2}{h_{ср.л}^{2x_2}} \qquad (227)$$

или

$$n_{пр} = h_{ср}^x \sqrt{\frac{n_р^2}{h_{ср.д}^{2x_1}} + \frac{n_л^2}{h_{ср.л}^{2x_2}}} \qquad (228)$$

Только в частном случае, при $x_1 = x_2 = x \approx \frac{1}{4}$ получим зависимость Н. Н. Павловского (1931) для приведенного коэффициента шероховатости русла

$$\frac{n_{пр}^2}{\sqrt{h_{ср}}} = \frac{n_р^2}{\sqrt{h_{ср.д}}} + \frac{n_л^2}{\sqrt{h_{ср.л}}} \qquad (229)$$

и так как $h_{ср} = h_{ср.д} + h_{ср.л}$,
то

$$n_{пр}^2 = n_р^2 \sqrt{1 + \frac{h_{ср.л}}{h_{ср.д}}} + n_л^2 \sqrt{1 + \frac{h_{ср.л}}{h_{ср.л}}}. \qquad (230)$$

Основное различие зависимости (227) от (229) то, что в общем случае $x \neq x_1 \neq x_2$. Только в частном случае можно считать, что $x = \frac{v_{max\,(л-д)} - v}{v}$ численно равен показателю Н. Н. Павловского y. Для открытых потоков y можно определять по эмпирическим зависимостям Н. Н. Павловского или x подсчитывают с учетом распределения продольных скоростей в потоке $x = \frac{v_{max\,(л-д)} - v}{v}$. Это не будет сказываться на результате расчета средней скорости открытого потока.

Но при определении пропускной способности напорного потока под ледяным покровом при разнородной шероховатости стенок нельзя отождествлять показатели y с кинематической характеристикой потока x.

Но при определении пропускной способности напорного потока под ледяным покровом при разнородной шероховатости стенок нельзя отождествлять показатель y с кинематической характеристикой потока x.

В таблице 40 приведены формулы разных авторов для определения приведенного коэффициента шероховатости русла.

Таблица 40. **Формулы для определения приведенного коэффициента шероховатости русла $n_{пр}$**

Автор	Формулы
Н. Н. Павловский	$n_{пр} = \sqrt{\dfrac{n_р^2 = \dfrac{\gamma_р n_л^2}{\gamma_л}}{1 + \dfrac{\gamma_р}{\gamma_л}}}$
П. Н. Белоконь	$n_{пр} = n_р \left[1 + \dfrac{\gamma_л}{\gamma_р}\left(\dfrac{n_л}{n_р}\right)^{1,5}\right]^{\frac{2}{3}}$
В. Б. Дульнев	$n_{пр} = \dfrac{1}{\dfrac{\gamma_р}{(\gamma_р + \gamma_л)n_р} + \dfrac{\gamma_л}{(\gamma_р + \gamma_л)n_л}}$
В. И. Синотин	Для широкого прямоугольного русла $n_{пр} = \dfrac{n_р}{1,67\left[\left(0,6 \lg \dfrac{n_л}{n_р} + 0,5\right)^{1,5} + \dfrac{n_л}{n_р}\left(0,5 - 0,6 \lg \dfrac{n_л}{n_р}\right)^{1,75}\right]}$ Для русл непрямоугольной формы $n_{пр.ф} = 0,82\, n_{пр}$
З. А. Генкин	$n_{пр} = 0,28 \left(\dfrac{\sqrt{g h_д I}}{v_{дтр}}\right)^{1,11}$
В. С. Алтунин	$n_{пр} = h_{ср}^x \sqrt{\dfrac{n_р^2}{h_д^{2x_1}} + \dfrac{n_л^2}{h_л^{2x_2}}}$

Разделив потоки под ледяным покровом на два слоя с различным распределением продольных скоростей, характеризуемым кинематическими показателями x_1 и x_2, и узнав местоположение условной границы, разделяющей эти слои, была разработана методика гидравлического расчета пропускной способности напорного потока под ледяным покровом с различной шероховатостью стенок.

В заключение по проблеме эксплуатации каналов в зимний период необходимо отметить, что соблюдение условий пропуска расходов воды в период ледообразования и ледохода при правильно рассчитанной пропускной способности канала под ледяным покровом будет предопределять надежную работу канала.

ПРАВИЛА ЭКСПЛУАТАЦИИ МЕЛИОРАТИВНЫХ КАНАЛОВ В ЗЕМЛЯНЫХ РУСЛАХ

Рассмотрим основные правила эксплуатации каналов без защитных покрытий и с частично укрепленным руслом в пределах колебания уровней воды, зависящего от изменения расхода воды в канале или возникновения волн (ветровых, судовых, если имеется судоходство, волн перемещения для машинных каналов).

Здесь каналы следует разделить на каналы, работающие круглый год, и каналы, пропускающие воду только в вегетационный период.

Поэтому сначала рассмотрим общие правила эксплуатации мелиоративных каналов, пропускающих воду круглогодично, а потом дополнительно сформулируем правила эксплуатации каналов, в которые подача воды прекращается в осенне-весенний период, так как они работают только в вегетационный период сельскохозяйственных культур.

Особенно важное значение с точки зрения установления правил эксплуатации мелиоративных каналов приобретает обобщение опыта проектирования и эксплуатации больших земляных каналов (в основном каналов Средней Азии, проходящих в различных грунтовых условиях).

В главе I приведены основные требования к проектированию мелиоративных каналов в земляных руслах и установлены факторы, влияющие на устойчивость канала. Кроме того, дано описание наиболее характерных

деформаций мелиоративных каналов и водосбросных каналов-коллекторов в земляных руслах.

Выявив основные причины деформаций русл мелиоративных каналов, сформулируем основные правила эксплуатации этих каналов, предназначенных для подачи воды в целях орошения, осушения, обводнения и др. Причем основное внимание в этой книге уделим оросительным каналам.

Основные правила эксплуатации мелиоративных каналов в земляных руслах следующие:

затворами на перегораживающих сооружениях на канале надо маневрировать так, чтобы не допускать резкого колебания уровней или свала потока на берег (в случае открытия крайних пролетов);

колебания уровней воды в каналах не должны превышать 0,2—0,3 м. Если же возможны колебания больше 0,3 м, то надо предусматривать перегораживающие сооружения, специально регулирующие колебания уровней воды;

при круглогодовой работе канала, покрывающегося льдом в зимний период, нельзя допускать колебания уровней;

для канала, проходящего в зоне песчаных бурь, необходимы защитные мероприятия от поступления эоловых песков в канал (лесозащитные полосы, пескоукрепительные работы и др.);

ремонтно-восстановительные работы противоэрозионных сооружений на берегах земляного канала надо проводить круглый год (восстанавливать и укреплять бермы, чистить кюветы, укреплять и восстанавливать растительный покров, подсыпать грунт и камень, утрамбовывать грунт и др.),

откосы канала, подверженные разрушению при выклинивании фильтрационных вод или пучению в зимний период, надо восстанавливать;

особое внимание следует обращать на качество возведения насыпных участков, чтобы избежать просадки дамб на канале; своевременно проводить ремонтно-восстановительные работы на этих участках;

в период отрицательных температур надо создавать подпор и средние скорости, равные 0,3—0,4 м/с, чтобы обеспечивать образование ледяного покрова в канале;

в период весеннего снеготаяния добиваться необходимой ледопропускной способности канала;

канал от наносов следует очищать так, чтобы не нарушать общую его форму (отклонения от проектного сечения или полученного в процессе эксплуатации устойчивого сечения канала допускаются в пределах 0,1—0,2 м);

предотвращать образование зажоров и заторов и обледенение гидротехнических сооружений по трассе канала (предусматривать электрообогрев, постоянный сброс воды и др.). В зимний период расход воды, как правило, должен быть не менее $^1/_3$ расчетного нормального расхода в летний период;

если на канале не запланировано судоходство, то службе эксплуатации запрещается передвигаться на плавучих средствах (особенно на катерах с подводными крыльями). Исключение могут составить небольшие моторные лодки, предназначенные для гидрометрических работ, перемещающиеся со скорость не более 5 км/ч;

для водопоя скота и перехода диких животных через большие каналы предусматривать специально закрепленные участки;

избегать внезапных остановок насосных станций и предусматривать специальные мероприятия по гашению волн перемещения;

ограничивать скорость движения судов по каналам и организовать специальные бухты для стоянки судов и защиту берегов от воздействия судовых, а также ветровых волн;

особое внимание надо обращать на лесопосадки по трассе канала для уменьшения ветрового волнения, попадания песка и снега в канал;

для каналов, транспортирующих воду только в весенне-осенний период, необходимо регламентировать время опорожнения и наполнения канала (сначала производить замочку, а потом медленно в течение нескольких суток наполнять канал; сработку также производить медленно);

с помощью специальных ливнепропусных сооружений ливневые и талые воды надо своевременно отводить;

устранять в защитных дамбах норы и проходы от землеройных животных;

при бесплотинном водозаборе следует обращать внимание на защитно-регулировочные мероприятия в месте водозабора и обеспечивать защиту канала от поступления мусора;

прогнозировать возникновение селей по трассе канала и принимать меры по защите от них (строительство селехранилищ, закрепление оврагов и др.);

при интенсивном зарастании канала рекомендуется разводить травоядных рыб (толстолобик, белый амур и др.);

при возникновении интенсивных русловых переформирований земляного канала надо иметь землесосы для поддержания формы канала, близкой к проектному очертанию или форме, соответствующей устойчивому руслу;

предотвращать оползневые явления на склонах по трассе канала;

систематически проводить гидрометрические работы по съемке продольного и поперечного профилей русла, измерения продольного профиля свободной поверхности, глубины, скорости течения и расхода воды. Эти данные ежегодно должны анализировать специалисты для заключений по гидравлическому режиму канала и выбора необходимых мероприятий по сохранению его пропускной способности.

В заключение необходимо отметить, что мелиоративный земляной канал может быть надежным гидротехническим сооружением, если создать нормальные условия его эксплуатации с учетом тех правил, которые изложены выше.

Особенно экономически оправдано это будет при строительстве крупных каналов большой протяженности.

УКАЗАТЕЛЬ ЛИТЕРАТУРЫ

Алтунин С. Т. Водозаборные узлы и водохранилища. М., «Колос», 1964.

Алтунин В. С. Масштабный эффект при моделировании размыва у гидротехнических сооружений. — «Гидротехническое сооружение», 1971, № 11.

Алтунин В. С. Деформации русл каналов. М., «Колос», 1972.

Алтунин В. С., Аннаев С. А., Аширов С. А. Интенсивные русловые деформации реки Амударьи. Ашхабад, «Илым», 1975.

Алтунин В. С., Курганович А. А. Коэффициенты шероховатости для русл горных участков рек. — В сб.: Гидравлика и гидротехника. Киев, «Техника», 1975, вып. 20.

Алтунин В. С., Аннаев С. А. Физическое моделирование процесса руслоформирования больших земляных каналов. — «Гидротехническое строительство», М., 1977, № 1.

Алтунин В. С., Аннаев С. А. Масштабный эффект моделирования устойчивых русл длинных необлицованных каналов. — «Гидротехническое строительство», 1978, № 1.

Алтунин В. С., Селяметов М. М., Мулюкова Н. Б. О гидродинамически устойчивых руслах больших земляных каналов. — «Гидротехническое строительство», 1978, № 9.

Аннаев С. А. Деформация русла Каракумского канала. — «Гидротехника и мелиорация», 1966, № 10.

Аннаев С. А., Аидов Х. А. О влиянии мутности потока на морфологические характеристики русла Каракумского канала им. В. И. Ленина. — Сб. «Вопросы водного хозяйства в Туркменистане». Ашхабад, «Илым», 1973.

Аннаев С. А., Аидов Х. А., Халыклычев Б. Р. Исследование гидроморфологических характеристик Дарьялыкского коллектора. — Сб. «Водное хозяйство Туркменистана». Ашхабад, «Илым», 1978.

Балакаев Б. К. Регулирование режима наносов Каракумского канала им. В. И. Ленина. — «Гидротехническое строительство», М., «Энергия», 1978, № 5.

Великанов М. А. Русловый процесс. М., Физматиздат, 1958.

Викулова Л. И. Вопросы методики расчета саморазмыва каналов. — «Труды Гидропроекта». М., 1964, № 12.

Внучков В. В., Петраш А. Д., Пузанов А. Ф. Натурные исследования фильтрации воды из Северо-Крымского канала. — «Гидротехника и мелиорация», 1972, № 1.

Войнич-Сяноженцкий Т. Г. Проблемы устойчивости течения потока в руслах и сооружениях. — «Сборник трудов по гидротехнике». Брно, 1967.

Вопросы гидротехники свободных рек. — «Сборник избранных трудов об основоположниках русловой гидротехники». М., Речиздат, 1948.

Вопросы формирования русла и регулирования режима наносов больших оросительных каналов (на примере Каракумского канала имени В. И. Ленина). — Сб.: Некоторые вопросы развития мелиорации в СССР». М., «Колос», 1975. — Авт.: Г. В. Железняков, В. С. Алтунин, С. А. Аннаев, Б. К. Балакаев.

Генкин З. А. Экспериментальная зависимость для определения приведенного коэффициента шероховатости. — «Труды координационных совещаний по гидротехнике», Л., «Энергия», 1968, вып. 42.

Герарди И. А., Зарубаев Н. В., Турсунов А. А. Опыт проектирования и строительство крупных каналов. — «Труды ЛПИ». Л., 1976, № 351.

Глушков В. Г. Вопросы теории и методы гидрологических исследований. М., Изд-во АН СССР, 1961.

Гончаров В. Н. Динамика русловых потоков. Л., Гидрометеоиздат, 1962.

Гринберг Л. М. Каракумский канал. Ашхабад, Изд-во АН Туркменской ССР, 1963.

Гривальд Д. И. Турбулентность русловых потоков. Л., Гидрометеоиздат, 1974.

Гришанин К. В. Устойчивость русл рек и каналов. Л., Гидрометеоиздат, 1974.

Данилов Ю. М. Амубухарский канал. — «Гидротехника и мелиорация», 1966, № 7.

Джаманкараев С. Д. Особенности эксплуатации дельтовых ирригационных систем Амударьи. Нукус, «Каракалпакстан», 1975.

Долгушев И. А. Повышение эксплуатационной надежности оросительных каналов. М., «Колос», 1975.

Железняков Г. В. Гидравлическое обоснование методов речной гидрометрии. М., Изд-во АН СССР, 1950.

Железняков Г. В. Теория гидрометрии. Л., Гидрометеоиздат, 1976.

Зегжда А. П. Теория подобия и методика расчета гидротехнических моделей. М., 1938.

Ибад-заде Ю. А. Движение наносов в открытых руслах. М., Стройиздат, 1974.

Ибад-заде Ю. А. Водопроводные каналы. М., Стройиздат, 1975. Каналы систем водоснабжения и ирригации (рекомендации по проектированию и эксплуатации каналов). М., Стройиздат, 1972.

Карасев И. Ф. Русловые процессы при переброске стока. Л., Гидрометеоиздат, 1975.

Караушев А. В. Речная гидравлика. Л., Гидрометеоиздат, 1969 г.

Кереселидзе Н. Б. Теоретический критерий плановой устойчивости речных русл и каналов. — Сб. «Гидроэнергетическое строительство в горных условиях». Тбилиси, ГрузНИИЭГС, 1974, вып. 2.

Кнороз В. С. Неразмывающая скорость для несвязных грунтов и факторы, ее определяющие. — «Известия ВНИИГ», М., 1958, т. 59.

Кнороз В. С. Влияние макрошероховатости русла на его гидравлические сопротивления. — «Известия ВНИИГ», Л., 1959, т. 62.

Кокорин Ю. В., Троицкий В. П. Предельные скорости течения и касательные напряжения для мелкозернистых песков при наличии на дне канала выступов макрошероховатости. — «Труды ЛПИ», Л., 1976, № 351.

Коротков В. Е. К выводу обобщенной формулы неразмывающей скорости несвязных грунтов. — «Гидротехническое строительство», 1976, № 10.

Кузьмин Ю. М. Мелиоративные каналы в легкоразмываемых грунтах. М., «Колос», 1977 г.

Лаксберг А. И., Троицкий В. П. Экспериментальное исследование некоторых параметров устойчивого земляного канала в несвязных грунтах. — «Труды ЛПИ». Л., 1976, № 351.

Леви И. И. Моделирование гидравлических явлений. М., Госэнергоиздат, 1967.

Мамарасулов С. М. Водная проблема бассейна Зарафшана и пути ее решения. Ташкент, «Узбекистан», 1972.

Мирцхулава Ц. Е. Размыв русл и методика оценки их устойчивости, М., «Колос», 1967.

Мирцхулава Ц. Е. Надежность гидромелиоративных сооружений. М., «Колос», 1974.

Михалев М. А. Особенности гидравлического расчета крупных необлицованных каналов в несвязных грунтах с учетом транспорта наносов. — «Труды ЛПИ», Л., 1976, № 351.

Натальчук М. Ф. Внутрихозяйственная эксплуатация оросительных систем. М., «Колос», 1969.

Натурные исследования условий образования крутых волн перемещения в машинных каналах. — «Труды ЛПИ». Л., 1976, № 351. Авт.: Х. И. Заиров, В. В. Лебедев, П. П. Листровой, А. А. Турсунов.

Никитин И. К. Турбулентный русловый поток и процессы в придонной области. Киев, Изд-во АН СССР, 1963.

Образовский А. С. Степенная зависимость для открытого потока и ее главнейшие следствия. — «Труды гидравлической лаборатории ВОДГЕО». М., Стройиздат, 1952, вып. 3.

Павловский Н. Н. К вопросу о расчетной формуле для равномерного движения в водотоках с неоднородными стенками. Известия ВНИИГ, 1931, т. 3.

Павловский Н. Н. Собрание сочинений. М. — Л. Изд-во АН СССР, 1965, т. 1.

Попов К. В. Мелиоративные каналы. М., «Колос», 1969.

Рабкова Е. К. Метод расчета больших земляных каналов. — «Гидротехника и мелиорация». 1976, № 2.

Рашкевич Д. Я. Опыт натурных исследований грядового движения наносов. — «Труды ГГИ». М., 1966, вып. 132.

Ржаницын Н. А. Морфологические и гидрологические закономерности строения речной сети. Л., Гидрометеоиздат, 1969.

Рось У. С. О положении уровня максимальной скорости течения в период ледостава. — «Метеорология и гидрология». М., 1965, № 9.

Рыбкин С. И. К вопросу о закономерностях движения воды в реках и каналах. — «Инженерный сборник». М., Изд-во АН СССР, 1952, т. 12.

Самедов Р. И. Таблицы и номограммы для расчета земляных каналов (рекомендации по проектированию). Баку, 1977.

Сарыев Д. С. Каракумский канал (гидравлика и русло). Ашхабад, «Илым», 1971.

Селяметов М. М. Кинематико-морфологические зависимости для расчета каналов в связных грунтах. — «Доклады ВАСХНИЛ». М., 1977, № 3.
Серебряков А. В. Температура воды как важнейший фактор русловых деформаций на реках с зарегулированным стоком. — «Труды координационных совещаний по гидротехнике», Л., «Энергия», 1968, вып. 42.
Синотин В. И. О распределении скоростей в потоке при наличии ледяного покрова. — «Труды XI Международного конгресса МАГИ», М., 1965, т. 5.
Синотин В. И., Геникин З. А. К вопросу о гидравлическом расчете русл, покрытых льдом.—«Труды ВНИИГ», М., 1966, т. 80.
Скребков Г. П. К гидравлическому расчету потока под ледяным покровом. — «Гидротехническое строительство», М., «Энергия», 1973, № 7.
Скребков Г. П. Метод эпюр скоростей и его приложения к расчету земляных каналов. — В сб.: «Промышленная термотехника и гидравлика», Чебоксары, вып. 2, 1976.
Смирнов Е. А. Канал Иртыш — Караганда. — «Гидротехника и мелиорация». 1974, № 7.
Снищенко Б. Ф., Копалиани З. Д. О скорости движения гряд в реках и лабораторных условиях. — «Труды ГГИ». Л., «Гидрометеоиздат, 1978, вып. 252.
Спецов Ф. А. Лабораторные исследования песчаных гряд под ледяным покровом. — «Труды координационных совещаний по гидротехнике». Л., «Энергия», 1968, вып. 42.
Студеничников Б. И. Размывающая способность потока и методы русловых расчетов. М., Стройиздат, 1964.
Троицкий В. П. Основные положения проектирования и гидравлического расчета крупных земляных необлицованных каналов. — «Труды ЛПИ». Л., 1976, № 351.
Турсунов А. А., Эшмурадов Ю. М. Формирование крупных волн в машинных каналах. — «Гидротехника и мелиорация». 1974, № 4.
Чоу В. Т. Гидравлика открытых каналов. М., Стройиздат, 1969.
Чугаев Р. Р., Алтунин В. С. Рациональная схема проектирования крупных земляных каналов. — «Гидротехническое строительство», 1979, № 1.
Шапиро Х. Ш., Тер-Абрамянц Г. А. Регулирование твердого стока и компоновка головных сооружений при водозаборе в оросительные системы из р. Амударьи. — Сб. «Некоторые вопросы развития мелиорации в СССР». «Колос», 1975.
Шапиро Х. Ш., Алиев Т. А. Динамика формирования русла Каракумского канала. — «Гидротехника и мелиорация», 1977, № 4.
Шумаков Б. Б., Кушнарев Д. М. О причинах снижения фильтрации из каналов, созданных взрывами на выброс. — «Гидротехника и мелиорация», 1977, № 2.
Якубов И. А. Эксплуатация и усовершенствование оросительных систем. Махачкала. Дагестанское книжное издательство, 1975.
Bogardi L. Sediment transport in alluvial streams. Budapest, 1974.
Carev W. Effect of temperature on river bed configuration its possible stage discharge implications. — «Processings Teder Inter Agency Sedimental Conf». Jackson Miss, 1963.

Christensen B. A. Incipient motion on cohesionless channel banks. — «Sedimentation». Fort Collins, Colorado, USA, 1971.
Christensen B. A. Design of scour free channels on mild slopes. — «International symposium on river mechanics». Bangkok, Thailand, 1973, vol. 1.
Gessler J. Modeling of Fluvial Processes River Mechanics. Fort Collins, Colorado, USA, 1971, vol. 2.
Einstein H. A. The bed-load function for sediment transportation in open channel flows. «Techical Bulletin». 1950, USA, No 1026.
Einstein H. A., Chien N. Similarity of distorted river models with movable beds. Irans, ASCE, 1956, vol. 121.
Einstein H. A. Discussion on movable bed model for river structure design. — «Jurnal of the Waterways and Harbour Division». ASCE, 1967, vol. 93.
Flaxmon E. M. Some aspects fluvial morphology influencing investigation of channel stability. — «Proceesings Feder. Inter, Agency Sedimental». Jackson Miss, Washington, 1963.
Ingliss C. C. Discussion of uniform water conveyanc channels in alluvial materials by D. B. Simons and M. Z. Alberson. Irans. ASCE, 1963, vol. 128.
Lacey G. Stable channels in alluvim Proceedings of the Institution of Civil Engineering. 1930, vol. 229.
Lacey G. Uniform flow in alluvial channels with sandly mobile leds. — Proceedings of the Institution of Civil Engineering». 1935, vol. 237.
Lacey G. Flow in alluvial channels with sandy mobile leds. — «Proceedings of the Institution of Civill Engineering». London, 1958, vol. 9.
Lane E. W., Lin P. N., Lin H. K. The most effecient stable channel for comparatively clear water in non-cohesive material. Colorado State University, 1959.
Leopold L. B., Maddock L. The hydraulic geometry of stream channels and some physiographic implications. USA, 1953.
Leopold L. B., Wolman M. S., Miller L. B. Fluvial processes in geomorphology. London, 1964.
Lindley E. S. Regime channels. — «Punja Engineering Congress proceedings». 1919, vol. 7.
Shen H. W. River Mechanics. Fort Collins, Colorado, USA, Colorado State University, 1970.
Simons D. B., F. Senturk Sediment transport technology. Water Resonrces Publications Fort Collins, Colorado, USA, 1977.
Voinich-Syanozhentki T. G., Kereselidze N. B. Generation of morfological macrostructures by nonstationarity of bed streams and their evolution — Proceedings of XVI congress of IAHR». — Brasil, 1975, vol. 2.
Yallin M. S. Similarity in sediment transport by current. — «Hydraulic Research Station». Wallingford, 1965, No 6.
Zheleznykov G. V., Altunin V. S., Debolski V. K. Investigation and Computation of Sediment transport with regard to their density. — «Proceedings of the Symposium an River mechanics». Bangkok, Thailand, 1973, No 4.

ОГЛАВЛЕНИЕ

Введение 3

1. Основы проектирования мелиоративных каналов в земляных руслах 7
Основные требования к проектированию мелиоративных каналов в земляных руслах 7
Факторы, влияющие на устойчивость канала 17
Описание мелиоративных каналов в земляных руслах . . . 31

2. Обобщение опыта проектирования и особенности эксплуатации больших земляных каналов 59
Описание трассы Каракумского канала 59
Особенности формирования устойчивого русла канала в первые годы эксплуатации 72
Гидравлический режим динамически устойчивого канала и процессы руслоформирования 77
Вопросы проектирования и эксплуатации водосбросных каналов-коллекторов 86

3. Кинематические закономерности потока в размываемых руслах 91
Распределение скоростей в каналах с необлицованными стенками 91
Характеристики придонного слоя открытого потока в шероховатом русле 100
Формулы средней скорости потока 103
Гидравлические сопротивления размываемого русла . . . 113

4. Гидроморфологические характеристики земляных каналов и рек 121
Особенности руслового процесса в земляных каналах и реках 121
Гидроморфологические характеристики устойчивого русла . . 128
Кинематико-морфологические зависимости для естественных русл 137
Кинематические и морфологические характеристики динамически устойчивых сечений больших каналов 141

5. Физическое моделирование русловых деформаций . . . 152
Основные принципы физического моделирования открытых потоков 152
Анализ способов моделирования деформаций русла . . . 156
Критериальные условия моделирования русловых деформаций 163
Масштабы расхода наносов и времени русловых переформирований 172
Методика моделирования процесса руслоформирования каналов 130

6. Методы расчета больших каналов в земляных руслах . . 190
Гидротехническая классификация земляных каналов по пропускной способности и гидравлическим сопротивлениям . . 190
Анализ методов гидравлического расчета устойчивых русл . . 193
Метод гидравлического расчета необлицованных каналов . . 217

7. Зимний режим каналов 227
Некоторые особенности эксплуатации каналов в зимний период 227
Особенности русловых деформаций в реках и каналах под ледяным покровом 229
Расчет пропускной способности напорного потока под ледяным покровом 231
Правила эксплуатации мелиоративных каналов в земляных руслах 245
Указатель литературы 249

Валерий Степанович Алтунин

МЕЛИОРАТИВНЫЕ КАНАЛЫ
В ЗЕМЛЯНЫХ РУСЛАХ

Редактор Г. П. Попова
Художник М. И. Гозенпут
Художественный редактор Н. М. Коровина
Технический редактор В. А. Зорина
Корректор А. И. Кудрявцева

ИБ № 796

Сдано в набор 22.12.78. Подписано к печати 01.06.79. Формат 84×108$^{1}/_{32}$. Бумага тип. № 2. Гарнитура литературная. Печать высокая. Усл.-печ. л. 13,44. Уч. изд. л. 13,65. Изд. № 119. Тираж 5000 экз. Заказ № 1269. Цена 95 коп.

Ордена Трудового Красного Знамени издательство «Колос» 103716, ГСП, Москва, К-31, ул Дзержинского, д. 1/19

Московская типография № 11 Союзполиграфпрома при Государственном комитете Совета Министров СССР по делам издательств, полиграфии и книжной торговли.
Москва, 113105, Нагатинская ул., д. 1.