

УЧЕБНИКИ И УЧЕБНЫЕ ПОСОБИЯ
ДЛЯ ВЫСШИХ СЕЛЬСКОХОЗЯЙСТВЕННЫХ УЧЕБНЫХ
ЗАВЕДЕНИЙ

С.Т. АЛТУНИН
ПРОФЕССОР,
ДОКТОР ТЕХНИЧЕСКИХ НАУК

РЕГУЛИРОВАНИЕ РУСЕЛ

ИЗДАНИЕ ВТОРОЕ

Допущено Управлением высшего и среднего сельскохозяйственного образования Министерства сельского хозяйства СССР в качестве учебного пособия для гидромелиоративных институтов и факультетов

ИЗДАТЕЛЬСТВО
СЕЛЬСКОХОЗЯЙСТВЕННОЙ ЛИТЕРАТУРЫ,
ЖУРНАЛОВ И ПЛАКАТОВ
МОСКВА · 1962

О Т И З Д А Т Е Л Ъ С Т В А

Книга члена-корреспондента АН УзССР лауреата Государственной премии профессора С. Т. Алтунина «Регулирование русел» является учебным пособием для студентов гидромелиоративных институтов и факультетов и институтов инженеров водного хозяйства. Пособие подготовлено к печати кандидатом технических наук доцентом А. Н. Ивановым.

В нем излагаются основные понятия о формировании русел, наносном режиме рек; рассмотрены принципы проектирования защитных и выправительных сооружений и их конструкции, приемы борьбы с селевыми потоками и наводнениями.

Книга написана на основе опыта исследований, проектирования и строительства сооружений по регулированию русел в СССР. В качестве примеров приводятся сооружения, построенные главным образом в советских республиках Средней Азии и Закавказья.

Книга может быть использована также в проектных и эксплуатационных гидротехнических организациях.

Отзывы о книге просьба направлять по адресу: Москва, К-31, ул. Дзержинского, 1/19, Сельхозиздат.

ПРЕДИСЛОВИЕ

В СССР построено и строится большое количество гидротехнических сооружений для целей орошения, осушения, гидроэнергетики, водного транспорта и борьбы с наводнениями — водохранилища, плотины, гидростанции, водоприемники, шлюзы, мосты, защитные и выправительные сооружения на реках. Советская гидротехника выработала прогрессивные методы производства строительных работ, создала совершенные конструкции, первоклассное оборудование сооружений.

Введены в действие мощные Волгоградская, Братская, Верхне-Свирская, Цимлянская, Усть-Каменогорская, Мингечаурская, Камская, Кайраккумская, Горьковская, Куйбышевская, Каховская, Бухтарминская, Иркутская, Новосибирская и другие гидроэлектростанции.

Успешно осуществляется ирригационное и гидроэнергетическое строительство в Среднеазиатских и Закавказских республиках на реках Сыр-Дарье, Аму-Дарье, Ангрене, Чу, Зеравшане, Куре, Араксе и других, а также на Украине.

Развернута постройка крупных осушительных систем в Белоруссии, Прибалтийских республиках, на Украине, Дальнем Востоке, в Сибири и других районах страны.

Гидротехнические сооружения служат для управления водными потоками, которые часто блуждают в своих руслах. Мероприятия по искусственному изменению бытового русла потока в интересах водохозяйственного использования его составляют отрасль гидротехники, называемую *регулированием русел*.

Громадный масштаб гидротехнического строительства, высокие темпы и широкая механизация работ, быстрое освоение постро-

енных сооружений вызывают большую потребность в квалифицированных кадрах инженеров-гидротехников и других специальностей.

Настоящее учебное пособие написано в соответствии с программой курса регулирования русел для гидромелиоративных институтов и факультетов. В основу пособия положены лекции, читанные автором в Ташкентском институте инженеров ирригации и механизации сельского хозяйства; широко использованы данные исследований научных учреждений и передового опыта производственных организаций.

Наряду с описательной и теоретической сторонами изложения в пособии разработаны примеры проектирования регулирования русел и соответствующих сооружений, что необходимо студентам для практических занятий, курсовых и дипломных проектов.

ВВЕДЕНИЕ

Задачи и виды регулирования русел. Водный поток находится в непрерывном взаимодействии со своим ложем, постоянно его изменяет — формирует. Очень часто русло формируется невыгодно для хозяйственной деятельности человека, что и заставляет принимать меры для искусственного изменения бытового режима рек, т. е. для их регулирования.

При регулировании русел изменяется структура потока, и, наоборот, при воздействии сооружений на гидравлическую структуру потока изменяется форма русла. Исходя из этого, основной задачей регулирования русел можно считать организацию рационального взаимодействия потока с его ложем.

Регулирование русел следует рассматривать как отрасль речной гидротехники, имеющую тесную связь с гидрологией и речной гидравликой.

Действие регулирования русла распространяется обычно на небольшие участки реки, но в пределах регулируемого участка реки всегда будет продолжаться русловой процесс, будут явления периодического размыва и намыва русла по глубине и транзит наносов вниз по течению.

Регулирование русла и движения наносов в реке возможно путем регулирования жидкого и твердого стока водохранилищами. Однако это приводит к заглоблению дна в нижнем бьефе непосредственно за плотиной (местный размыв) и к размыву на большой длине реки.

Задача регулирования русел заключается не в прекращении руслообразовательных процессов, а в направленном изменении их деятельности. Руслообразовательная деятельность потока на основании знания законов формирования русел должна быть направлена таким образом, чтобы в результате ее образовалось и стабилизировалось русло надлежащей формы и размеров, удовлетворяющее задаче использования реки в народнохозяйственных целях.

Регулирование русел и строительство соответствующих сооружений проводятся с целью:

1) защиты берегов и расположенных на них земельных угодий и строений от размыва;

2) защиты берегов и опор у мостовых переходов, дюкеров и акведуков;

3) обеспечения потребного водозабора и недопущения при этом крупных донных наносов в каналы;

4) защиты водозаборных сооружений от обхода и смыва рекой;

5) увеличения пропускной способности русел и снижения уровня воды при осушении болот;

6) выправления русла и землечерпания в целях улучшения судоходства и недопущения наводнений;

7) защиты земельных угодий, промышленных предприятий и населенных пунктов от затопления при разливах в период паводков и ледяных заторов, когда воды реки выходят из берегов;

8) перераспределения жидкого и твердого стока в руслах с селевыми паводками;

9) закрепления склонов, оврагов и культурных земель от поверхностного смыва дождевыми водами (мелиорация склонов);

10) обводнения пастбищ, рыбных водоемов, городов и селений путем устройства искусственных русел.

Из этого перечня следует, что в рассматриваемой отрасли речной гидротехники приходится комплексно решать важные и обширные задачи, т. е. при регулировании русел следует учитывать интересы разных отраслей народного хозяйства и перспективы использования водных ресурсов данной реки. В частности, при регулировании русел нужно считаться с изменением режима жидкого и твердого стока реки, возникающим в результате строительства водохранилищ (в некоторых случаях может оказаться, что ранее построенные выправительные сооружения не удовлетворяют новым условиям).

Гидротехническое строительство по регулированию русел в России начато в XI веке, когда в Киеве в составе крепостных сооружений были возведены крупные рвы и валы. В XIII веке была спрямлена излучина р. Сухоны (при истоке из Кубинского озера) путем постройки канала длиной 2 км.

Регулирование речного стока в целях судоходства было применено при Петре I известным русским гидротехником М. И. Сердюковым на строительстве Вышневолоцкой судоходной системы. Примерно в это же время был прорыт Ладожский канал длиной 12 км, а летом 1721 г. в течение восьми недель — канал длиной 20 км от р. Каваша. В 1726 г. под руководством Макария Половина на р. Охте была возведена плотина длиной 165 м, шириной 12 м и высотой 9 м. В этой плотине было устроено пять сбросных отверстий со щитами.

Во второй половине XVIII века технический прогресс русской науки был связан с именем М. В. Ломоносова, который во многих своих работах касался теории и практики гидротехники,

Основы современной русловой гидротехники в нашей стране заложены трудами русских ученых-гидротехников В. М. Лохтина, Н. С. Лелявского, В. Г. Клейбера, Н. Е. Тимонова, Н. Е. Жуковского и др.

В. М. Лохтин в книге «О механизме речного русла», изданной в 1897 г., объяснил характер формирования плесов и перекатов при различных гидрологических условиях и показал, что три элемента — расход воды, уклон дна и состав руслообразующего грунта — достаточно полно определяют характер реки и русловых процессов. Он показал, что процесс формирования речного русла неразрывно связан с гидрологическим режимом реки во всем его многообразии. Поэтому нельзя подходить к практическим вопросам управления процессами формирования речного русла с позиции одной гидравлики, отрывая закон движения водного потока в речном русле от фактических условий его протекания по руслу.

Другой крупный русский ученый гидротехник Н. С. Лелявский в результате наблюдений, проведенных на Днепре, установил образование циркуляционных течений на изогнутых участках реки, отметил их роль в процессах формирования русел и доказал необходимость поддержания этих течений при регулировании русел.

В докладе III съезду русских деятелей по водным путям в 1896 г. Н. С. Лелявский писал о том, что форма русла находится в тесной взаимной связи с расположением и скоростями речных струй, и поэтому для полного понимания движения воды в реках с подводным дном необходимо параллельно с изучением речных струй делать исследования перемен в конфигурации русла. В том же докладе он указывал на существование в речном потоке внутренних течений с б о й н ы х — сходящихся и в и н т о о б р а з н ы х — расходящихся. Эти течения он предложил использовать при выправительных работах в целях увеличения глубин на перекатах.

В России регулирование русел проводилось преимущественно для транспортных целей и водоснабжения, а в Средней Азии и Закавказье — в связи с орошением. Для этого строились оросительные каналы, плотины и водохранилища. Остатки древних ирригационных сооружений в Узбекистане, Туркмении, Грузии, Азербайджане и Армении свидетельствуют о высоком мастерстве гидротехников того времени. Можно отметить выдающиеся гидротехнические сооружения, построенные в Грузии в XII—XIII веках: 119-километровый Алазанский и 20-километровый Самгорский каналы, каналы Боз-Су и Шаарихан в Узбекистане протяженностью более 100 км каждый, плотины на р. Мургабе в Туркмении, которые обеспечивали водозабор в каналы. Строители

того времени достаточно умело выбирали место для расположения голов каналов на вогнутом берегу, где наблюдается наибольшая глубина и интенсивная поперечная циркуляция потока. При таком расположении головного сооружения поверхностные слои воды с малым содержанием наносов поступают в канал, а придонные и донные, богатые наносами слои воды отклоняются в сторону реки и уходят вниз по течению. Устройство таких входов в каналы дает возможность забрать из реки до 20% расхода воды без донных наносов. Расположение водозабора на вогнутом берегу считают целесообразным и в настоящее время.

Основной принцип регулирования русел, выработанный русской практикой, заключался в том, чтобы при строительстве выправительных сооружений и землечерпанию по возможности не нарушать естественно сложившегося благоприятного бытового режима русла, а инженерные мероприятия приспособлять к режиму потоков и русла, ослабляя вредные проявления их деятельности и усиливая полезные. Например, на судоходных реках применялись комплексные мероприятия — регулирование русел сооружениями и землечерпание, при этом в одних случаях выправительные сооружения являлись дополнением к землечерпанию и лишь закрепляли судовой ход, а в других, наоборот, землечерпание являлось дополнением к выправительным сооружениям. Подобные приемы работ во многих случаях были эффективны.

За последние 20—25 лет советские ученые и инженеры-производственники сделали большой вклад в науку и практику по регулированию русел. В результате работ исследователей и практики строительства и эксплуатации сооружений советской гидротехникой выработаны новые технические приемы регулирования речных русел.

В гидротехнических лабораториях научно-исследовательских институтов, высших учебных заведений и техникумов в большом масштабе проводятся теоретические, лабораторные и полевые исследования русловых процессов и разрабатываются методы и конструкции сооружений по их регулированию. По результатам подобных исследований построено и удачно работает много сооружений.

Разработаны конструкции выправительных сооружений и мероприятия по регулированию русел с почти полной механизацией производства земляных и других строительных работ.

Мощные землечерпалки, землесосы, экскаваторы и другие механизмы широко используются на работах по регулированию русел. Разработаны конструкции сооружений, позволяющие успешно регулировать структуру потока, движение наносов и формирование русел в нужном направлении. Успехи советской гидротехники в области регулирования русел несомненны, но в этой проблеме есть еще много неразрешенных сложных вопросов, ожидающих исследований и разрешений.

Глава I

РУСЛОВЫЕ ПРОЦЕССЫ В РЕКАХ ПРИ ЕСТЕСТВЕННОМ РЕЖИМЕ

§ 1. РЕЖИМ РЕК

Основным фактором формирования русла естественного потока является его способность размывать грунт русла, транспортировать отмытые частицы и откладывать их в определенных условиях.

Реки, сток которых зарегулирован, отличаются большей устойчивостью русла.

В результате длительного формирования в русле создаются характерные ширина, кривизна, глубина и определенное распределение наносов, что тесно связано с соответствующими гидравлическими элементами реки — расходом, скоростью, уклоном, турбулентностью и влекущей силой потока.

Процесс формирования русла в естественно протекающей реке никогда не может прийти в состояние равновесия вследствие целого ряда причин, из которых наиболее важные следующие: сезонное и многолетнее колебание стока, изменение продольного и поперечного профиля реки вследствие смыва поверхности бассейна и отложения наносов на конусе выноса в нижнем течении реки (рис. 1), изменение твердого стока и состава наносов по длине реки.

При сезонном колебании расходов и связанных с ним уровней воды гидравлические элементы потока также изменяются, создавая условия для формирования русла.

В разные годы величина расходов и характер прохождения половодий сильно меняются¹. Русловые процессы в многоводный год протекают интенсивнее, чем в маловодный. Наиболее значительные переформирования русел наблюдаются в первый год смены периода низких паводков периодом высоких паводков, особенно при большой разнице между двумя смежными годами.

Большое влияние на интенсивность руслового процесса оказывает удельное содержание донных наносов. На реках, воды которых

¹ Термин половодье обычно применяют в отношении равнинных рек, а термин паводок — горных рек. В дальнейшем употребляется преимущественно термин половодье.

сильно насыщены наносами, более интенсивно наращиваются гребни перекатов и заносятся протоки в половодье, деформируются прорезы и каналы, чем на реках с малым содержанием наносов. Горные и предгорные реки несут обычно больше наносов, чем равнинные, так как, вследствие большой скорости течения, сильнее размывают берега и дно.

Ледовый режим также оказывает влияние на интенсивность переформирования русла. Особенно большое значение имеет весенний ледоход, когда на изгибах реки и у мест разделения на

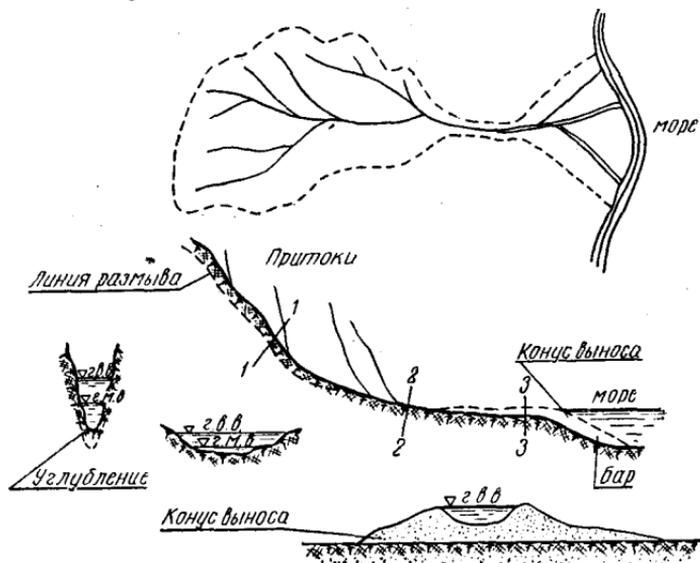


Рис. 1. План, продольный и поперечные профили реки:
1—1 — горный и высокогорный участки; 2—2 — среднее течение;
3—3 — нижнее течение и дельта реки.

рукава создаются ледяные заторы и река разрабатывает себе новое русло. Русло формируется в период половодья, которое продолжается короткое время.

На рисунке 2 сопоставлены кривые расходов воды, взвешенных и донных наносов на предгорном участке реки; здесь же показаны изменения горизонтов воды, средних и наинизших отметок дна, а также средние скорости течения и средний диаметр влекомых донных наносов.

Половодье, как видно из гидрографа, продолжается с начала апреля до конца августа (150 дней), так как питание реки протекает за счет таяния снега и льда в горах. В маловодные годы половодье длится 90—100 дней.

На горных и предгорных участках рек галечниковые и гравелистые донные наносы передвигаются в половодье, а в межень — лишь мелкие песчаные наносы.

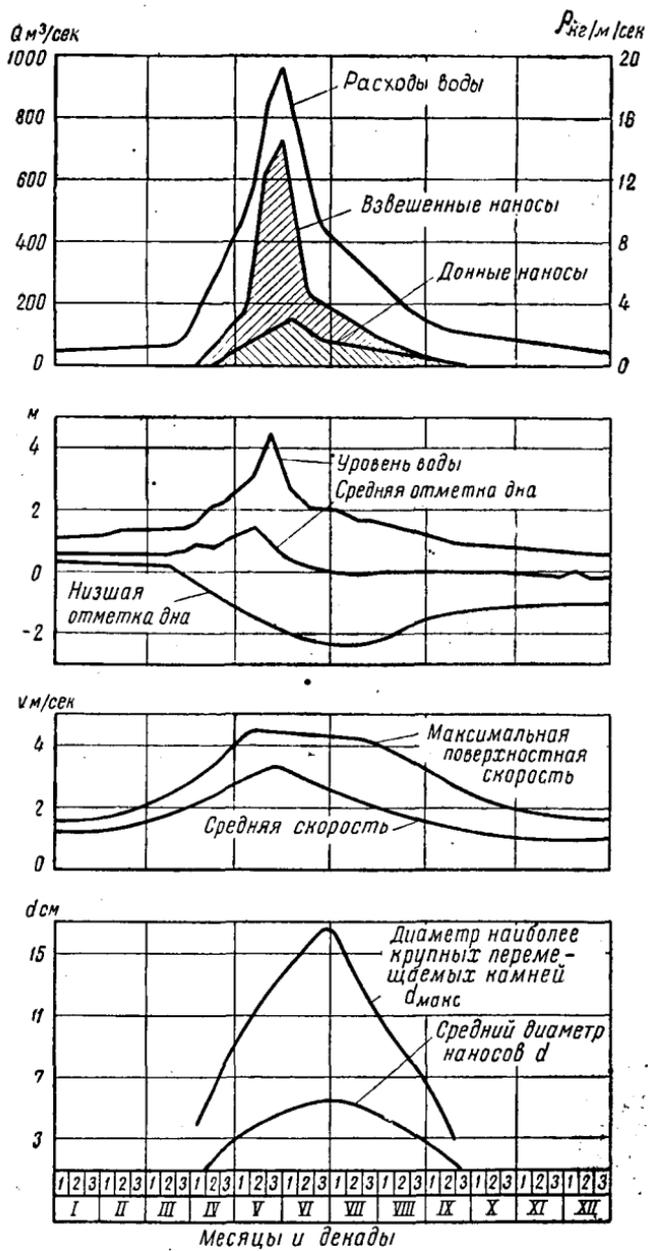


Рис. 2. Гидравлические элементы реки на предгорном участке.

На равнинных участках рек с песчаным руслом в половодье перемещается основная масса наносов, в межень сток их не превышает 5—10% общего годового стока.

На равнинных реках, например на реках европейской части СССР, половодье проходит в апреле—мае, что объясняется снеговым и дождевым питанием рек.

На рисунке 3 даны графики колебания уровней воды и мутности р. Волги у с. Горно-Водяного за первую половину 1937 г

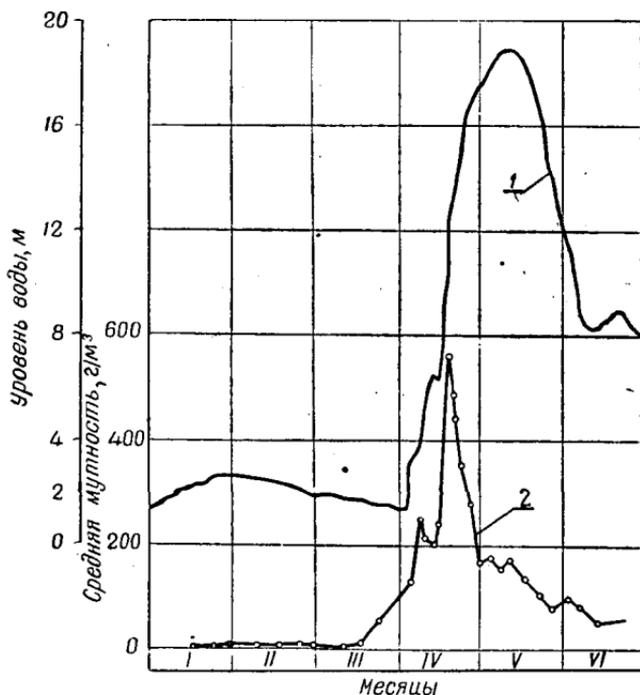


Рис. 3. Кривые колебаний уровней (1) и средней мутности (2) воды р. Волги у с. Горно-Водяного за первое полугодие 1937 г.

(по данным К. И. Россинского). Следует отметить, что пик мутности опережал пик половодья примерно на 20 дней. Расходы воды изменялись от 2000 до 20 тыс. $m^3/сек$, а уровни — с 2 до 19 м.

На малых реках и оврагах с дождевым питанием длительность паводка исчисляется несколькими сутками и даже часами.

Водный режим рек зависит от типа их питания; различают дождевое, снеговое, ледниковое и подземное питание.

Дождевое питание преобладает в реках теплых областей, а также в районах муссонного климата. Снеговое питание характерно для рек холодных климатических поясов. Ледниковое и высокогорное снеговое питание имеет место в обла-

стях распространения ледников, в полярных странах и высокогорных районах. Питание рек за счет подземных вод в той или иной степени распространено почти повсеместно.

Преобладание одного из перечисленных источников питания или наиболее характерное их сочетание определяет основные черты водного режима характерной реки или рек того или иного географического района.

На рисунке 4 представлены гидрографы р. Терек у Казбеги и р. Волги у Камышина с расчленением видов питания. Первый гидрограф относится к горной реке, а второй — к равнинной. Из рисунка наглядно видно, что на горных реках наблюдается более резкое колебание расходов воды, связанное с изменениями температуры воздуха и выпадением дождевых осадков, чем на равнинных. Нарастание и спад паводков на малых горных реках проходят всего за несколько суток, тогда как на больших реках половодье продолжается месяцами. Из рисунка 4 следует также, что горные и равнинные реки питаются преимущественно за счет таяния снега.

Весь годовой сток воды больших горных рек обычно можно разделить на три основных периода.

Первый период — период преимущественно подземного питания — характеризуется устойчивыми небольшими расходами, плавно снижающимися до начала снеготаяния, и отсутствием суточного изменения расхода воды. Этот период называют меженью.

Второй период — период снегового половодья — имеет увеличенные расходы воды за счет таяния сезонного снежного покрова во время наступления устойчивых положительных температур воздуха. Весенние дожди образуют дополнительные пики расходов, накладывающиеся на половодье.

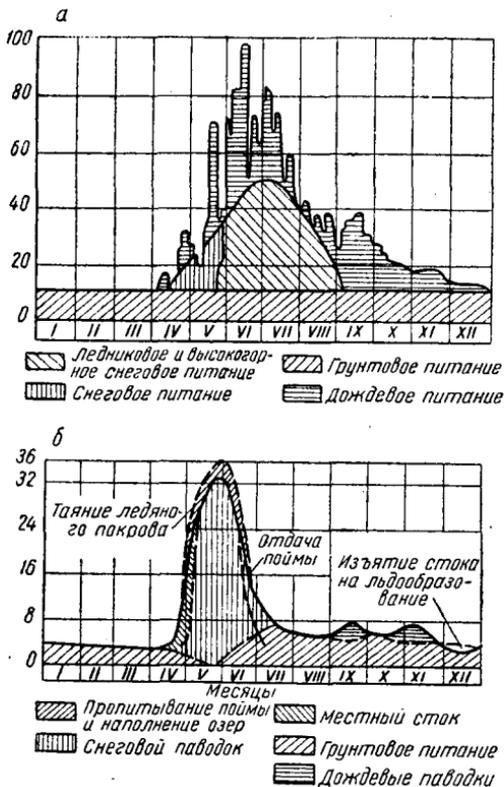


Рис. 4. Графики расходов с показанием видов питания:

а — р. Терек у Казбеги; б — р. Волга у г. Камышина.

Третий период — период снегово-ледникового питания, преимущественно за счет таяния высокогорных снегов и ледников. В этот период связь между стоком и температурой воздуха выражена наиболее ярко как в течение суток, так и по отдельным суткам. Дождевые пики обычно отсутствуют.

На больших горных реках период межени продолжается сентябрь, октябрь, ноябрь, декабрь, январь, февраль, а период половодья — март, апрель, май, июнь, июль.

Соотношение стоков отдельных периодов года характеризует условия питания реки, а следовательно, внутригодовое распределение стока в целом.

В СССР наиболее распространены реки с весенним половодьем, в течение которого, в зависимости от величины и района расположения реки, проходит от 50 до 95% всего годового стока.

На рисунке 5 приводятся характерные гидрографы рек СССР с указанием расходов воды в долях от среднегодового (по данным А. И. Чеботарева). Из рассмотрения этих гидрографов следует, что начало, длительность и характер половодий весьма различны. Так, на р. Волге у г. Калинина (рис. 5, а) пик половодья в 1936 г. проходил с начала апреля до середины мая, в остальную часть года наблюдался малый расход. На р. Зее (рис. 5, б) наблюдалось до восьми пиков половодья, которые проходили с 1 мая до 1 ноября (в течение шести месяцев), при этом наибольший расход примерно в 6 раз превышал среднегодовой расход. Пики формировались здесь за счет таяния снегов и выпадения дождей. На р. Камбалеевке (рис. 5, в) наблюдалось резкое колебание расходов воды в половодье, продолжавшееся около пяти месяцев. Весенние пики образовывались за счет таяния снегов, а летние и осенние — за счет дождей.

Наиболее продолжительным был паводок на большой горной среднеазиатской р. Вахше (рис. 5, г), где сток формировался за счет таяния снегов, ледников и высокогорных снегов и дополнялся дождями в предгорных районах.

На реках Черноморского побережья (рис. 5, д) в течение года может быть более десяти пиков половодья, обусловленных частыми дождями.

Отмеченные особенности формирования и распределения внутригодового стока имеют весьма важное значение для русловых процессов в реках и для работы сооружений по регулированию русел. Известно, например, что в период кратковременного половодья переносится большое количество наносов, более резко формируется русло и тем самым сооружение подвергается более сосредоточенным и внезапным воздействиям потока, чем при половодье на равнинной реке.

Правильная оценка формирования русла может быть сделана только на основе тщательного изучения всего комплекса русловых процессов.

Под русловыми процессами понимается взаимодействие между потоком воды и грунтами, слагающими русло. При регулировании рек и строительстве речных гидроузлов чаще всего приходится встречаться со следующими русловыми процессами.

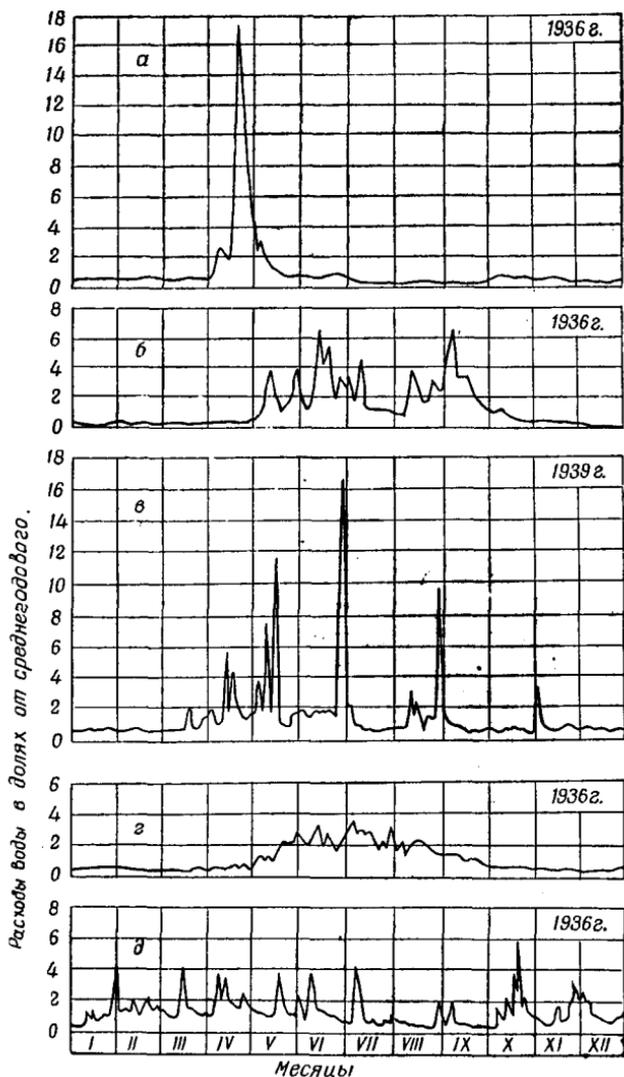


Рис. 5. Графики расходов воды в долях от среднегодового расхода для характерных рек и лет:

а — р. Волга у г. Калинина; б — р. Зейя у поселка Зейские ворота;
в — р. Камбалеевка у с. Ольгинское; г — р. Вахш у с. Туткауль-
ская; д — р. Сочи у с. Пластунка.

1. Деформация русла в бытовых условиях:

а) размыв горных участков и отложение наносов в нижнем течении рек (деформация русел по длине реки);

б) размыв плесов и занесение перекатов на подъеме паводка; занесение плесов и размыв перекатов на спаде паводка и в меженьный период;

в) размыв берегов и отложение наносов в русле с образованием отмелей (поперечное блуждание рек);

г) размыв и занесение русла в период зажоров и заторов (при заторах аллювиальное русло углубляется).

2. Деформация русла при выправлении рек без регулирования стока:

а) размыв и намыв русла в пределах регулируемого участка;

б) местный намыв и размыв русла у берегозащитных дамб и шпор.

3. Переформирование русел после постройки плотинных водозаборных узлов и водохранилищ, когда естественный режим жидкого и твердого стока нарушается создаваемым подпором и изъятием части воды, поступающей в каналы без донных наносов. Следствием этих нарушений являются русловые процессы, получившие общее название процессов переформирования русла в бьефах узла или водохранилища и включающие в себя:

а) заиление и занесение верхнего бьефа донными и взвешенными наносами под влиянием уменьшения скоростей течения воды, вызываемого подпором;

б) размыв дна и берегов в нижнем бьефе осветленной водой в первый период, когда почти весь твердый сток реки аккумулируется в верхнем бьефе, и последующее занесение нижнего бьефа в результате перегрузки потока донными наносами (так как по мере занесения верхнего бьефа начинается поступление наносов в нижний бьеф в количествах, приближающихся в пределе к бытовым, в то время как сбросные расходы воды уменьшены на величину водозабора).

При низконапорных плотинах подпертые бьефы заносятся в основном влекомыми наносами, взвешенные наносы там оседают в малой степени и в расчетах не учитываются.

В водохранилищах, наоборот, процессы занесения донными наносами проявляются в малой степени (так как донные наносы составляют 1—10% от стока взвешенных) и преобладающим является заиление водохранилища взвешенными наносами, причем период размыва дна в нижнем бьефе осветленной водой может быть очень длительным.

§ 2. ПРОДОЛЬНЫЙ И ПОПЕРЕЧНЫЙ ПРОФИЛИ РЕК

Продольный профиль речной долины представляет в общем плавную кривую, обращенную выпуклостью вниз (рис. 1). Плавность продольного профиля часто нарушается выходами неразмы-

ваемых пород, образующими пороги и водопады. Вниз по течению от истоков к устью реки уклон долины уменьшается, средний расход воды увеличивается, а средняя скорость течения убывает; вместе с ней снижается и средний диаметр переносимых рекой донных наносов. Размеры наносов уменьшаются также вследствие их истирания, при этом частицы наносов принимают все более округленную (окатанную) форму. Убыль веса частицы можно считать (по формуле Штеренберга) пропорциональной ее весу и пройденному пути, т. е. принять $dP = aPdL$. Интегрируя это выражение, получаем формулу для убывания веса наносов:

$$P = P_0 e^{-aL}, \quad (1)$$

где P — вес частицы наносов в рассматриваемом створе реки, кг;
 P_0 — вес той же частицы в начале рассматриваемого участка, кг;

e — основание натуральных логарифмов;

L — путь, пройденный частицей, км;

a — коэффициент истирания, значение которого по осредненным данным различных исследователей может быть принято следующим.

Порода	Коэффициент истирания (в кг на 1 км пути)
Мергель	0,017
Известняк	0,010
Доломит	0,008
Кварц	0,003
Амфиболит	0,002

Истираются в реках не только передвигающиеся наносы, но и наносы, лежащие на дне.

Путь L , на котором вес частицы уменьшается вдвое, для различных пород составляет: мергелистый известняк — 30 км, известняк — 50, доломит — 60, гранит — от 100 до 150, кварц — 140, амфиболит — 200—250 км.

Со временем профиль речной долины видоизменяется, как показано на рисунке 1 пунктиром; в верховьях преобладают процессы размыва (зона эрозии), а в низовьях — процессы отложения (зона аккумуляции).

Поперечный профиль реки в горной части имеет форму ущелья (каньона), в среднем течении — хорошо развитую пойму с примыкающими к ней древними террасами; в нижнем течении многие реки текут в собственных конусах выноса, возвышаясь над общим уровнем долины (рис. 1, сечение 3—3).

Формирование поперечного профиля меженного (коренного) русла резко различается на прямых и изогнутых участках реки.

На прямых участках в однородных грунтах река вырабатывает в общем симметричное русло примерно параболической формы с вершиной на оси симметрии. В грунтах связных, например торфяных и глинистых, берега реки могут иметь более крутой, почти вертикальный откос; форма поперечного сечения приближается здесь к эллиптической. Поперечное сечение меженного русла при полном его заполнении до берегов соответствует тому расходу воды, при котором поток в течение гидрологического года способен произвести наибольшую работу по деформации русла. При больших расходах река выходит из пределов коренного русла и затопляет пойму.

Наибольший практический интерес представляет то отношение ширины русла к его средней глубине $B : H$, которое река имеет в естественном состоянии или при регулировании русел. Обычно приходится стремиться к уменьшению этого отношения, т. е. нужно увеличить глубину русла за счет уменьшения его ширины. Однако опыт показывает, что это возможно только в некоторых ограниченных пределах и для каждого участка реки существует определенное отношение $B : H$, от которого очень трудно заставить реку отступить, особенно в сторону меньших величин. Это можно объяснить тем обстоятельством, что с увеличением глубины потока, при одной и той же средней скорости течения воды, усиливается затухание скорости по глубине и придонная скорость становится недостаточной для передвижения донных наносов, вследствие чего и происходит наращивание дна с одновременной разработкой русла по ширине.

Пределное для реки отношение $B : H$ должно, очевидно, зависеть от многих факторов: абсолютной величины и режима протекающих по реке расходов воды, уклона реки, характера ее ложа и приносимых сверху наносов.

На устойчивых в плане участках рек с аллювиальным руслом отношение $B : H$ не является величиной, постоянной для всех рек; в малых речках и ручьях это отношение меньше, чем в больших реках. Для одной и той же реки это отношение увеличивается в направлении вниз по течению.

Пример изменения уклонов и поперечных профилей рек показан на рисунках 6 и 7, где можно выделить пять характерных участков: высокогорный, горный, предгорный, средний и нижнее течение. Количественные характеристики по каждому участку даны в § 3. На рисунке 7 приведено также соотношение $B : H$ для конкретных створов рек, которое изменяется от 20 до 265.

Из приведенных на рисунках данных следует, что поперечные сечения маленькой и большой реки геометрически не подобны. Поперечное сечение маленького канала геометрически не подобно поперечному сечению большого канала: первое относительно более узкое, чем второе, следовательно, отношение ширины (B) к глубине (H) увеличивается по мере увеличения реки.

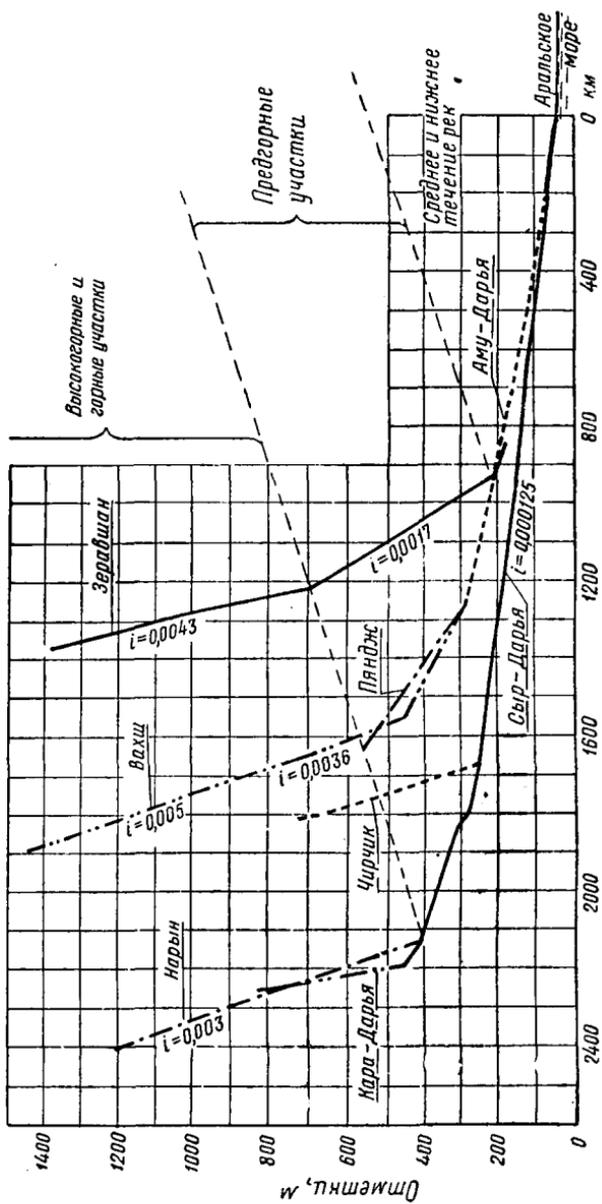


Рис. 6. Продольные профили больших рек Средней Азии.

Между шириной реки по горизонту воды B и средней глубиной H при руслоформирующем расходе существует связь следующего вида (по В. Г. Глушкову при $m = 0,5$):

$$\frac{B^m}{H} = K, \quad (2)$$

где K — переменная величина; для аллювиальных устойчивых в плане русел K изменяется от 8 до 12 (в среднем равно 10); на участках рек с неразмываемыми и трудноразмываемыми берегами величина K снижается до 3 и 4; на реках с легкоразмываемыми берегами величина K увеличивается до 16—20;

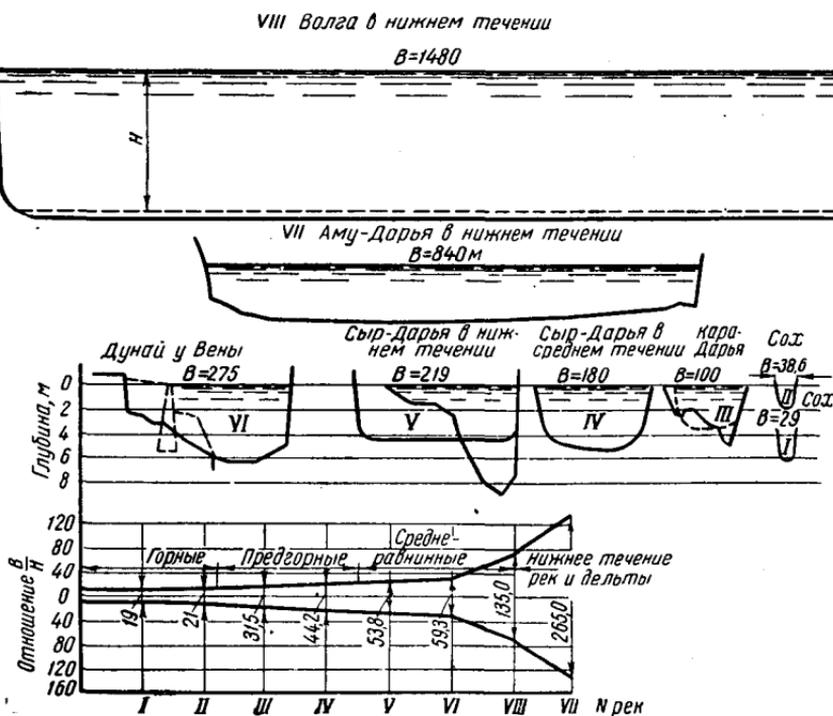


Рис. 7. Поперечные профили рек на горных, предгорных и равнинных участках в половодье.

m — переменный показатель степени для руслообразующего расхода, изменяющийся от 1 до 0,50; наибольшее значение m относится к горным, а наименьшее — к равнинным участкам рек.

Величину показателя m можно определить по формуле И. Я. Орлова [25]:

$$m = \left(\frac{S_0}{S_1}\right)^{0,1} \doteq 0,72 \left[\frac{d(\sigma-1)}{HI}\right]^{0,1}, \quad (3)$$

где S_0 — начальная сила влечения;
 S_1 — влекущая сила потока, кг/м²;
 σ — удельный вес наносов;
 I — продольный уклон водной поверхности;
 d — средний диаметр частиц смеси наносов, м.
 Величину d можно найти по формуле:

$$d = \frac{\sum d_i p_i}{100}, \quad (4)$$

где p_i — процент содержания фракций;
 d_i — средний диаметр отдельной (промежуточной) фракции.

Исходя из размерности, формулу (2) при $m = 0,50$ можно представить в следующем виде:

$$\frac{(Bd)^{0,5}}{H} = K_0. \quad (5)$$

В формуле (2) поправка на размерность входит в показатель степени m .

Формулы (2) и (3) используют для классификации рек, определения соотношения $B : H$ и моделирования размываемых русел.

Морфометрические характеристики русла непосредственно связаны с кинематическими характеристиками, что является результатом взаимодействия потока и русла. Для речного потока указанная зависимость Г. В. Железняковым предложена в виде:

$$v = \frac{(1 + k\psi C) v_{\text{пов}} - (2 - \alpha_h)^p v_{\text{max}}}{1 + k\psi C - (2 - \alpha_h)^p},$$

где v , $v_{\text{пов}}$, v_{max} — соответственно средняя, средняя поверхностная и наибольшая скорости потока;
 C — скоростной множитель формулы Шези;

$$\alpha_h = \frac{h_{\text{ср}}}{h_{\text{max}}},$$

где $h_{\text{ср}}$ — средняя глубина в сечении;

h_{max} — наибольшая глубина;

$$k \approx 0,54;$$

$$\psi \approx 0,78 - \alpha_h;$$

$$p = 1,1 - 1,3\alpha_h + 0,2\alpha_h^3.$$

В криволинейном русле линия фарватера переходит от вогнутого берега к противоположному (рис. 8). Точно так же поток донных наносов переходит от выпуклого берега к противоположному в виде полосы. В пересечении потока наносов с линией фарватера имеются наименьшие глубины, часто препятствующие судоходству и сплаву.

Неустойчивое, разделяющееся на рукава русло показано на рисунке 9.

Обычное очертание русла в плане и в профиле на перекате дано на рисунке 10.

Главными элементами русла являются:

- 1) верхняя A и нижняя A' плесовые ложбины или просто верхний и нижний плесы;
- 2) отмели (косы), примыкающие к выпуклым берегам и называемые побочными: верхний B и нижний B' ;
- 3) вал, или гребень, переката в створе MN , соединяющий два побочня.

На рисунке 10 показаны побочни в виде подводных отмелей, которые образовались в результате большого скопления песка.

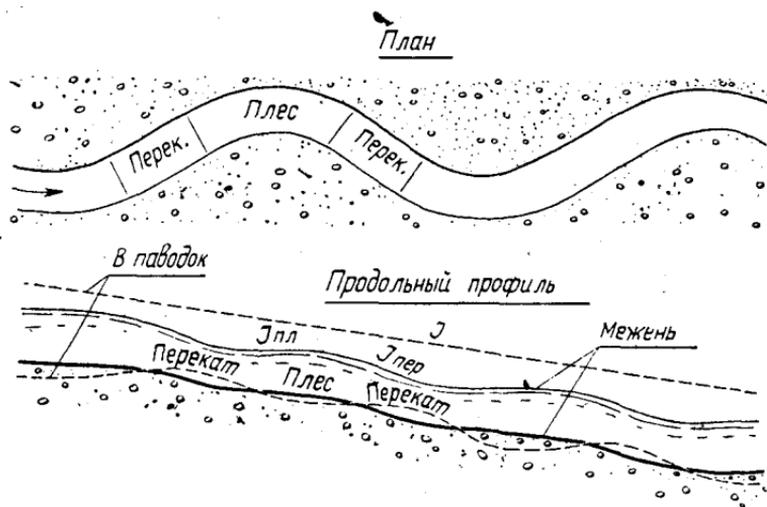


Рис. 8. Река с устойчивым в плане руслом.

Эти побочни передвигаются вниз по течению реки и располагаются в реке в шахматном порядке, что является следствием изгиба потока.

В природе часто встречаются и другие более сложные формы перекатов, которые затрудняют судоходство в период межени.

Глубины и уклоны речного русла в продольном профиле разнообразны: в межень относительно длинные участки больших глубин H и малых уклонов I (плесы) сопрягаются между собой более короткими участками малых глубин и больших уклонов (перекаты), вследствие чего продольный профиль дна носит ступенчатый характер (рис. 11). Отсюда видно, что падение реки в основном сосредоточивается на перекатах. На плесах уклоны меньше, что объясняется подпором со стороны нижележащих перекатов. С нарастанием паводка уклон водной поверхности выравнивается, а ступенчатость дна увеличивается из-за углубления плесов и намыва перекатов. Таким образом, смена межени

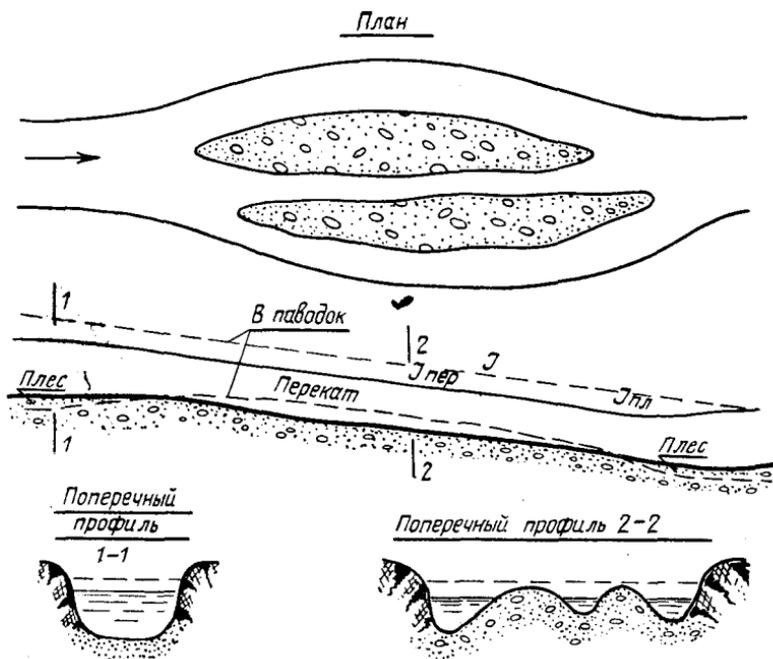


Рис. 9. Река с неустойчивым, разделяющимся на рукава руслом.

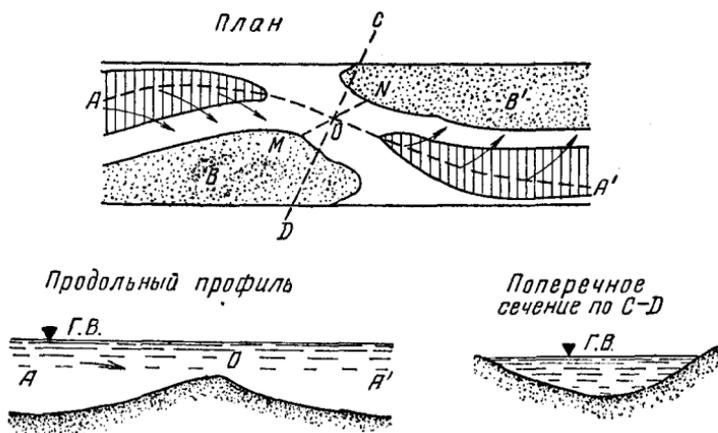


Рис. 10. Речной пережат.

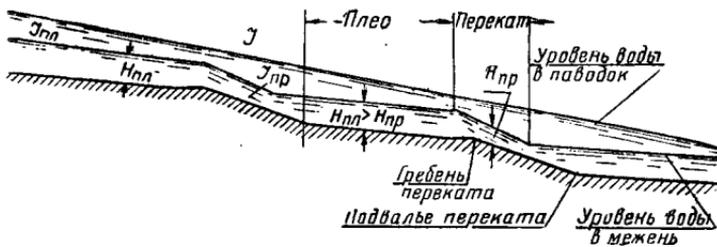


Рис. 11. Продольный профиль реки.

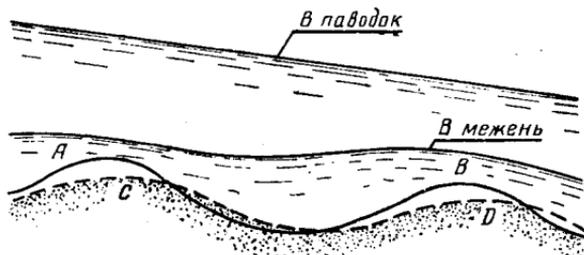


Рис. 12. Изменение уклона и размыв дна при различных уровнях.

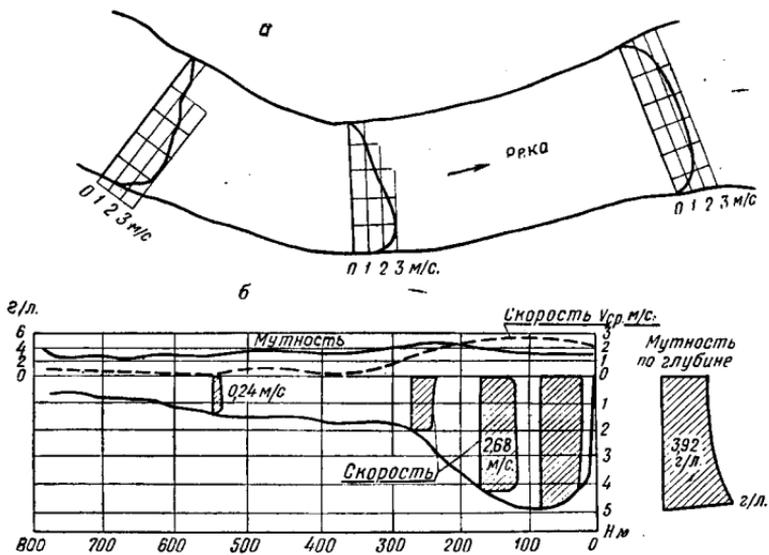


Рис. 13. План (а) и поперечный профиль (б) речного русла с показанием распределения скоростей по ширине реки и мутности воды по глубине.

и половодья вызывает существенные изменения в формировании продольного профиля реки.

В межень скорости на перекатах значительно превышают скорости на плесах, и потому перекаты в течение межени подвергаются усиленному размыву, продукты которого сносятся в ближайшие плесы; в результате дно на перекатах понижается, а на плесах наращивается. Во время паводка уклоны на плесах и перекатах относительно выравниваются; скорости на плесах увеличиваются, и вместе с тем усиливается вымыв наносов на плесах и вынос их на перекаты, вследствие чего последние снова наращиваются (от линии *CD* до линии *AB*, рис. 12).

Величина размыва и наращивания перекатов различна в разные по водоносности годы; на некоторых волжских перекатах годичная амплитуда колебаний отметок гребней достигает 1—1,5 м, на Сыр-Дарье — до 4—6 м.

Кроме размыва в глубину, на плесах наблюдается размыв вогнутых берегов, который наиболее интенсивно протекает в период спада паводка, что связано с так называемым свалом течения с переката в сторону плеса и, следовательно, с изменением направления стрежня реки в сторону вогнутого берега.

Распределение скоростей и глубин на плесе и перекате для равнинного участка реки показано на рисунке 13.

У правого вогнутого берега скорости и глубины больше, чем на прямолинейном участке у выпуклого берега. На следующей излучине вниз по течению вогнутым будет левый берег.

Здесь описаны простейшие формы продольных и поперечных профилей речных русел; в природе наблюдаются и более сложные.

§ 3. КЛАССИФИКАЦИЯ РЕК ПО УСТОЙЧИВОСТИ РУСЕЛ

По устойчивости русел все реки можно разделить на три группы.

Первая группа — б л у ж д а ю щ и е р е к и, отличающиеся наибольшей изменчивостью русла. Здесь постоянно изменяются очертания русла в плане и периодически — глубины на плесах и перекатах. Ежегодное смещение перекатов и плесов вниз по течению достигает 200—1000 м. Таковы реки в равнинной части Средней Азии, Северного Кавказа и Закавказья.

На рисунке 14 показано изменение стрежня потока с 1919 по 1936 г., а на рисунке 15 — очертания поперечного профиля р. Аму-Дарьи и размыв берегов в 1936 и 1950 гг.

Вторая группа — р е к и н е у с т о й ч и в ы е, с малой изменчивостью русла. Здесь размыв и наращивание берегов происходят сравнительно медленно. Во время паводка обычно наращиваются перекаты и углубляются плесы; в межень наблюдается обратная картина. Таковы, например, реки Волга, Дон, Висла и Днепр в нижних течениях.

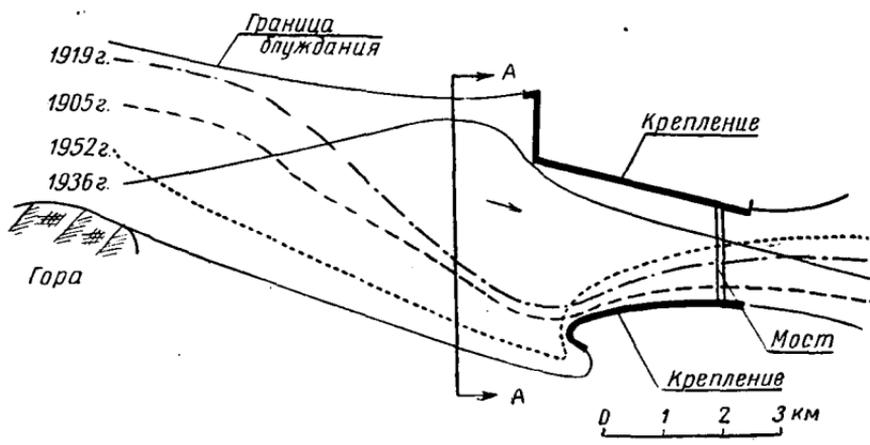


Рис. 14. План реки у моста с показанием изменения стрежня потока.

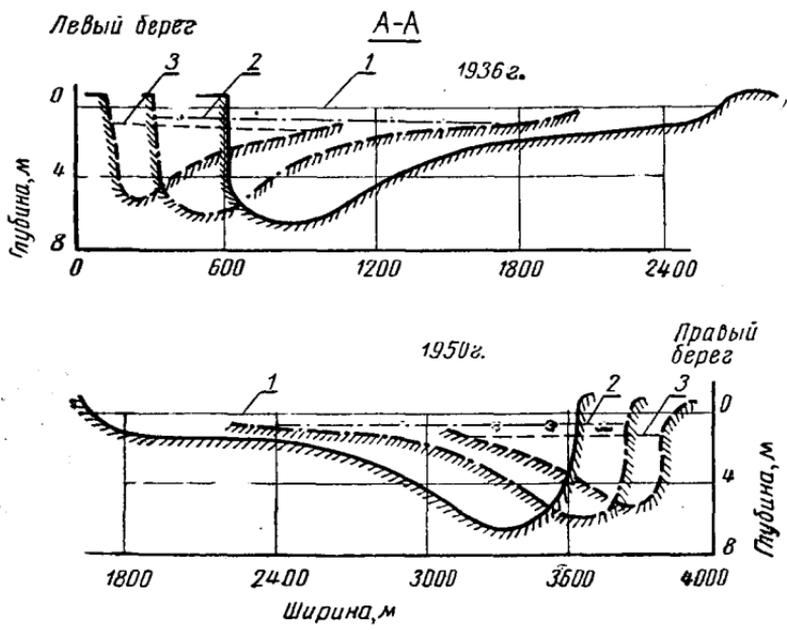


Рис. 15. Изменения поперечного профиля реки в створе А—А (рис. 14):

1 — уровень в пик паводка; 2 — уровень на спаде паводка; 3 — меженный уровень.

Острова, отмели и побочки смещаются за счет размыва головной их части и наращивания хвостовой.

На рисунке 16 показано расположение донных и поверхностных струй около острова. В начале острова (со стороны течения) создаются благоприятные условия для размыва, так как здесь на дно реки опускаются менее насыщенные наносами верхние слои воды. В конце острова, где собираются придонные струи, создаются благоприятные условия для аккумуляции наносов (H — наиболь-

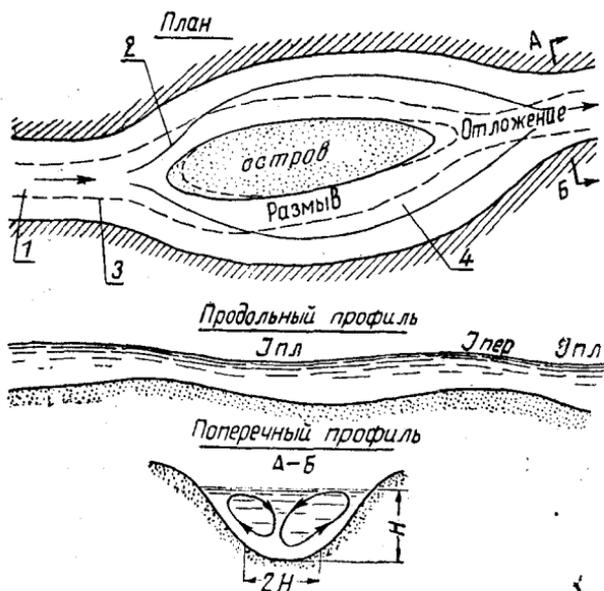


Рис. 16. Движение донных и поверхностных струй при делении и соединении потока:

1 — главное русло; 2 — поверхностные струи; 3 — донные струи; 4 — проток.

шая глубина реки в месте соединения протоков). Таким образом, поперечные течения способствуют размыву начала острова и наращивания его конца.

Третья группа — реки устойчивые, протекающие в относительно неразмываемых грунтах при свойственных этим рекам скоростях течения и несущие ничтожное количество наносов. Таковы, например, реки Свирь, Нева, Волхов, Енисей.

Степень устойчивости русла зависит от отношения сопротивления частиц наносов к влекущей силе потока. Сопротивление можно приближенно принять пропорциональным весу частицы, т. е. величине d^3 (d — средний диаметр частиц), а влекущую силу — величине гидродинамического давления на частицу, т. е. произведению $v^2 d^2$. Так как v^2 при прочих равных условиях пропорцио-

нально уклону I , то давление на частицу будет пропорционально d^2I , поэтому инженером В. М. Лохтиным [19] в качестве критерия устойчивости русла было предложено отношение:

$$f = \frac{d^3}{d^2I} = \frac{d}{I}. \quad (6)$$

В. М. Лохтин для типичных рек получил следующие величины коэффициента устойчивости f (при d в мм и I в м на 1 км):

<i>I тип</i>	
Сыр-Дарья	2—2,5
Аму-Дарья	1,0
<i>II тип</i>	
Волга в среднем течении	12
Дон в нижнем течении	5—6
<i>III тип</i>	
Днестр у Сорок	80
Западная Двина у Витебска	50
» » » Двинска	30

Чем крупнее частицы донных наносов или чем меньше падение реки, тем менее подвижно русло.

В реках с коэффициентом устойчивости 15—20 нет постоянного влечения наносов по дну; движение донных наносов отличается периодичностью; они перемещаются в основном только в период половодья, в межень движения наносов почти нет. В реках с коэффициентом устойчивости менее 5 развивается постоянное (в течение всего года) влечение донных наносов на всем протяжении, однако в межень оно значительно ослабевает.

Реки первого типа на одних участках делятся на рукава (протоки), а на других образуют меандры (рис. 8). Реки второго типа имеют преимущественно устойчивые в плане меандры и реки третьего типа отличаются более устойчивым руслом.

Изменение продольного и поперечного профилей русла на различных участках рек хорошо видно на рисунках 6 и 7, где показаны продольные и поперечные профили рек Аму-Дарьи и Сыр-Дарьи (первая группа). Для сравнения на том же рисунке даны поперечные профили р. Волги у Камышина и р. Дуная у Вены, которые относятся ко второму типу. На рисунке 7 поперечные профили вычерчены в порядке уменьшения соотношения ширины к средней глубине $B : H$. Из рассмотрения рисунка следует, что на горных участках реки протекают по относительно более узким руслам, чем реки, текущие по конусам выноса (участки среднего и нижнего течения рек), где обычно берега сложены из легкоразмываемых грунтов.

Коэффициент f в формуле (6) характеризует лишь общую устойчивость русла по длине реки и не отражает устойчивость русла

в плане и по ширине (в профиле), что имеет важное значение при регулировании русел, поэтому вводится понятие критерия устойчивости ширины, выражаемое формулой:

$$A = \frac{BI^{0.2}}{Q^{0.5}} \quad \text{или} \quad B = A \frac{Q^{0.5}}{I^{0.2}}, \quad (7)$$

где B — ширина устойчивого в плане участка реки по урезу воды, м;

Q — руслоформирующий расход, м³/сек.

I — продольный уклон водной поверхности реки;

A — параметр, характеризующий поперечный профиль русла; значение A приведено в таблице 1.

Величина параметра A может быть принята обратно пропорциональной корню квадратному из значения v_ϕ , а именно:

$$A = \frac{K_A}{\sqrt{v_\phi}}, \quad (8)$$

где K_A — некоторый коэффициент, близкий к единице,

v_ϕ — предельная скорость при руслоформирующем расходе, когда сдвигаются самые крупные частицы грунта, слагающие русло.

При средних расходах воды начинают движение частицы средней крупности.

Из формулы (8) следует, что для горных и предгорных рек, русло которых сложено из крупнозернистого материала и, следовательно, формируется при больших скоростях v_ϕ , значение A меньше, чем на участках среднего и нижнего течения, имеющих слабое, легкоразмываемое русло и малые скорости формирования.

Зависимость (7) получена из формулы Шези, которая для речного русла имеет вид:

$$Q = CVH\sqrt{HI}. \quad (9)$$

Для определения коэффициента C в выражении (10) используем формулу Н. Н. Павловского:

$$C = \frac{1}{n} H^y. \quad (10)$$

Значение показателя y изменяется от $1/5$ до $1/7$. В среднем $y = \frac{1}{6}$.

Тогда $Q = \frac{1}{n} H^{1/6} VH\sqrt{HI} = \frac{1}{n} VH^{5/3}\sqrt{I}$;

далее из выражения (2) имеем

$$H = \frac{B^m}{K}.$$

Подставляя найденное значение H в выражение (9), получим

$$Q = \frac{1}{n} B \frac{B^{\frac{5m}{3}}}{K^{\frac{5}{3}}} \sqrt{I} = \frac{1}{n} \cdot \frac{B^{1+\frac{5m}{3}}}{K^{\frac{5}{3}}} \sqrt{I}, \quad (11)$$

откуда

$$B = \left(\frac{Q_n K^{\frac{5}{3}}}{\sqrt{I}} \right)^{\frac{3}{3+5m}}; \quad (12)$$

полагая

$$(nK^{\frac{5}{3}})^{\frac{3}{3+5m}} = A, \quad (13)$$

имеем

$$B = A \frac{Q^{\frac{3}{3+5m}}}{I^{\frac{3}{6+10m}}}; \quad (14)$$

при $m = 0,5$

$$B_1 = A \frac{Q^{0,55}}{I^{0,275}}; \quad (15)$$

при $m = 0,6$

$$B_2 = A \frac{Q^{0,5}}{I^{0,25}}; \quad (16)$$

при $m = 0,8$

$$B_3 = A \frac{Q^{1,43}}{I^{0,21}}. \quad (17)$$

Таким образом, границы изменения показателей степени при Q и I в формуле (7) оказываются сравнительно широкими. Для практических применений нами рекомендуется формула (7), отвечающая некоторым осредненным условиям. Правильность формулы (7) подтверждается данными натуральных наблюдений.

На каждой большой реке можно выделить пять участков: высокогорный, горный, предгорный, средний и нижнее течение. Для каждого из этих участков можно указать определенное значение параметра A .

Значения A и m приведены в таблице 1 для руслоформирующего расхода; значение показателя степени m в формуле (2) принято по данным натуральных исследований. Характер изменения связи B и H показан на рисунке 17 (в логарифмических координатах).

Кроме того, участки рек характеризуются величиной коэффициента кинетичности Fr (число Фруда), который определяется по формуле:

$$Fr = a \frac{v^2}{gH}, \quad (18)$$

где v — средняя скорость и H — глубина при максимальном расходе воды;

g — ускорение силы тяжести;

α — коэффициент равномерности распределения скоростей по сечению, равный 1,1.

Т а б л и ц а 1

Гидротехническая классификация устойчивых участков рек для руслоформирующего расхода 3÷10% обеспеченности

Участок реки и условия протекания	Кoeffициент Лохтина f	Число Фруда Fr	Параметр русла A в формуле (7)		Показатель степени m при $K = 10$	
			профиль		профиль	
			a	b	a	b
Высокогорный участок реки. Русло сложено из обломков скал и булыг	>10	$>1,0$	0,50	0,75	—	1,0
Горный участок реки. Русло сложено из булыжников, гальки; скорости и уклоны близки к критическим	>7	1,0—0,50	0,75	0,90	1,00	0,80
Предгорный участок реки, выход реки из гор в долину. Русло сложено из гальки, гравия и песка. Протекание потока спокойное	>6	0,50—0,20	0,90	1,0	0,80	0,75
Средний (равнинный) участок реки. Русло сложено из песка крупного, среднего и мелкого. Протекание потока спокойное	>5	0,20—0,04	1,0	1,1	0,75	0,70
Нижнее течение реки. Русло сложено из мелких песков:						
а) для рек Волги, Дуная и Сыр-Дарьи	>2	0,20—0,02	1,1	1,3	0,75	0,70
б) для Аму-Дарьи	>1	0,30—0,20	1,3	1,7	0,60	0,50

н

Для высокогорных и горных участков реки характерно протекание потока с уклонами и, следовательно, со скоростями больше критических. Такое течение называют бурным. На остальных участках река протекает с уклонами и скоростями меньше критических, т. е. спокойно.

Таким образом, каждый участок реки характеризуется четырьмя показателями: характером протекания потока, коэффициентом устойчивости продольного профиля русла f , коэффициентом кинетичности Fr , который иногда называют энергетической характеристикой потока, и параметром A устойчивости попереч-

ного профиля. На одном и том же участке может быть два поперечных профиля устойчивого русла: при размываемом дне и неразмываемых берегах (рис. 18, а) и при размываемых дне и берегах (рис. 18, б).

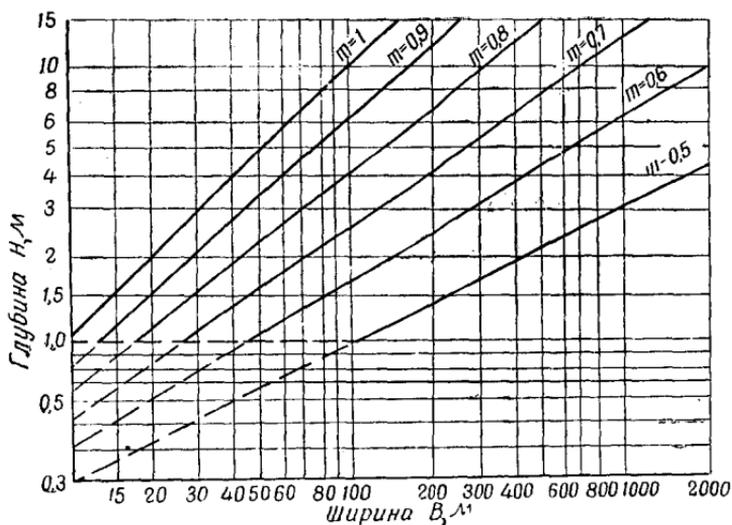


Рис. 17. Связь между шириной рек по урезу B и средней глубиной H на устойчивых прямолинейных участках.

Для каждого из указанных двух типов дается свое значение A . Для неразмываемых или закрепленных берегов значение A меньше, чем для размываемых берегов в среднем в 1,1—1,3 раза.

Из изложенного следует, что для зарегулированных прямолинейных участков рек ширина их по урезу воды должна опреде-

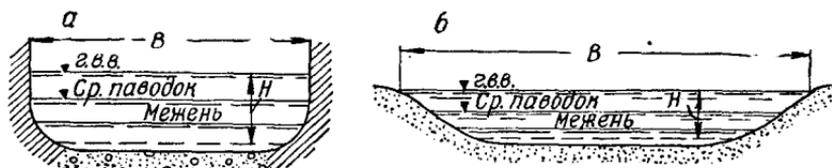


Рис. 18. Типовые поперечные профили рек в аллювиальных руслах.

ляться по формуле (7) и величиной параметра для профиля типа а, при незарегулированных руслах — для профиля типа б.

Приведенную выше классификацию следует рассматривать как первое приближение, которым можно пользоваться при расчетах устойчивых русел рек в бытовых условиях и при их регулировании.

§ 4. ДВИЖЕНИЕ НАНОСОВ В РЕКАХ

Общие сведения. В результате смыва почвы на склонах, разрушения горных пород и размыва русел рек водные потоки в природе почти всегда перемещают то или иное количество твердых отдельностей различной формы, веса и линейных размеров.

Часть таких твердых отдельностей (наносов), перемещающихся потоком совместно с окружающими их водными массами, назы-

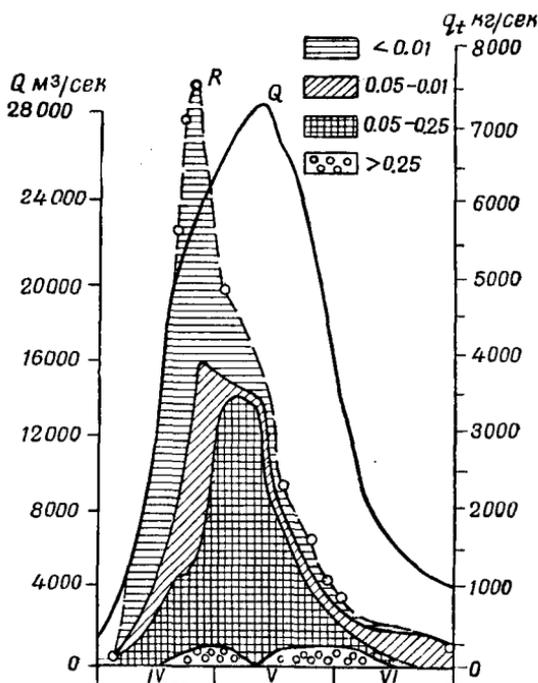


Рис. 19. Кривые изменения расходов воды и взвешенных наносов р. Волги у г. Тетюши (апрель — июль 1938 г.).

вают в **взвешенных** и наносами; другую часть наносов, перемещаемых потоком не со всей массой воды, называют **донными** и наносами. Одни и те же отдельности в разных местах водного потока и в различные моменты времени могут перемещаться в виде взвешенных или в виде донных наносов, в зависимости от состояния движения потока, а также веса, величин и форм этих отдельностей.

Количество взвешенных и донных наносов в потоке определяют различными методами.

Содержание взвешенных наносов в потоке зависит от характера грунтов водосборного бассейна и ложа реки, неравномерности и величины стока воды, скорости течения и крупности частиц.

Большая часть стока наносов рек проходит в первый период половодий. При этом пик мутности обычно опережает пик паводка. Совпадение пика мутности с пиком паводка наблюдается лишь на небольших горных реках, т. е. на реках с малым водосборным бассейном и значительными уклонами.

По данным Г. И. Шамова [37], на рисунке 19 показаны кривые изменения расходов воды и взвешенных наносов с подразделением последних на фракции для периода весеннего половодья р. Волги у г. Тетюши, а на рисунке 20 изображена зависимость расхода

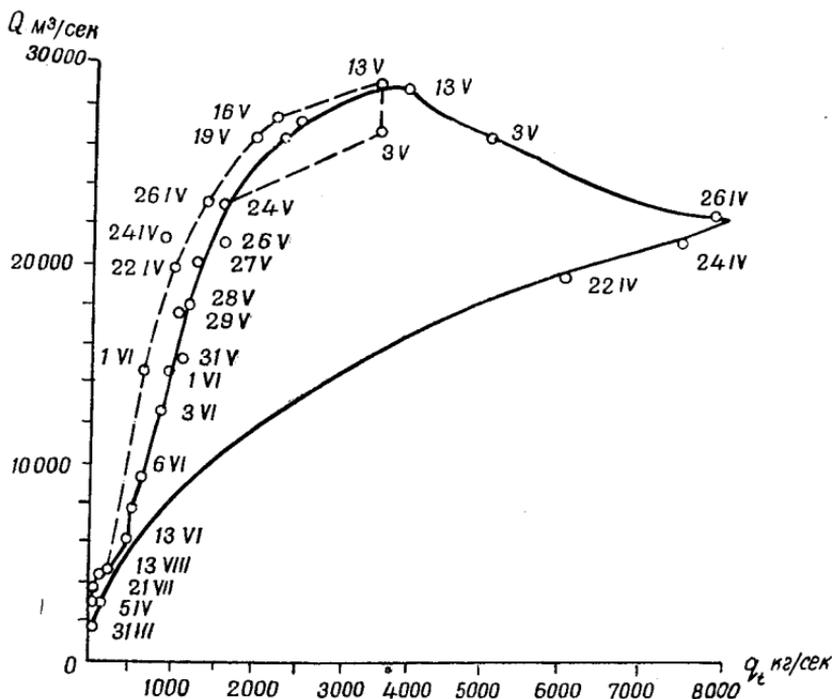


Рис. 20. Зависимость между расходами воды и наносами р. Волги у г. Тетюши (апрель — июль 1938 г.).

наносов $q_n = f(Q)$ и их крупности от расходов воды. Пунктирной линией показаны зависимости, относящиеся к расходам наносов крупностью больше 0,05 мм.

Из графика (рис. 20) следует, что в период подъема половодья расход наносов больше, чем в период спада. При этом максимум расхода наносов (26 апреля) опережает максимум расхода воды (13 мая). Переход от q_n к Q_{\max} характеризуется на графике вогнутой линией. При спаде половодья, как показывает пунктирная кривая половодья, в составе наносов преобладают фракции мельче 0,05 мм. С подъемом половодья расход наносов увеличивается за счет фракций мельче 0,05 мм, количество которых достигает своего

максимума при наибольшем расходе наносов. Количество мелких наносов на подъеме паводка увеличивается за счет смыва с площади бассейна, а укрупнение наносов происходит на спаде паводка — за счет размыва дна и берегов реки.

Распределение наносов по глубине неравномерно: в придонном слое мутность выше, чем средняя мутность потока. Неравномерность мутности по глубине тем больше, чем крупнее наносы.

Равнинным рекам свойственна небольшая мутность и относительно малая крупность наносов, тогда как на горных реках мутность выше, а наносы крупнее, и ко дну количество их возрастает.

Расход взвешенных наносов. Взвешенные наносы обычно учитывают по данным непосредственных измерений.

Ориентировочное представление о количестве взвешенных наносов, переносимых рекой, дает формула Г. В. Лопатина, связывающая общую мутность реки $\rho_{\text{ср}}$ ($г/м^3$) с ее гидравлическими элементами:

$$\rho_{\text{ср}} = \frac{4H^{0.5}I}{n^2\bar{W}} = \frac{4vI^{0.5}}{n\bar{W}H^{0.17}}, \quad (19)$$

где H — средняя глубина реки, $м$;

v — средняя скорость течения воды, $м/сек$;

I — уклон водной поверхности;

n — коэффициент шероховатости;

\bar{W} — средняя гидравлическая крупность взвешенных наносов, $мм/сек$.

Наиболее полно наносы были изучены для расчета каналов. Формулами, выведенными для каналов, часто приходится пользоваться и при регулировании рек (как формулами незаилающей скорости, так и транспортирующей способности потока).

Под незаилающей скоростью понимают такое значение средней скорости потока, при которой наносы поддерживаются во взвешенном состоянии.

Для незаилающих скоростей СССР рекомендуется формула С. А. Гиршкана [8]:

$$v = AQ^{0.2}, \quad (20)$$

где A — числовой коэффициент, зависящий от средневзвешенной гидравлической крупности наносов \bar{W} , а именно: при $\bar{W} < 1,5$ $мм/сек$ $A = 0,33$; при $\bar{W} = 1,5 - 3,5$ $мм/сек$ $A = 0,44$ и при $\bar{W} > 3,5$ $мм/сек$ $A = 0,55$.

Под транспортирующей способностью потока в отношении взвешенных наносов подразумевают ту предельную (критическую) мутность $\rho_{\text{кр}}$, которую поток может иметь. Для определения этой мутности предложено большое число формул, имеющих по преимуществу местный характер, т. е. справедливых для тех условий, при которых они выведены.

Е. А. Замарин на основе анализа данных исследований в Средней Азии, Закавказье и других районах страны предложил следующую формулу транспортирующей способности потока:

$$\rho = 0,022 \left(\frac{v}{\bar{W}} \right)^{8/3} \sqrt{RI}, \quad (21)$$

где v — средняя скорость, $м/сек$; другие обозначения прежние.

Формула дается для $0,002 \leq \bar{W} \leq 0,008$ $м/сек$.

Для более мелких наносов предлагаемую формулу заменяют следующей:

$$\rho = 11v \sqrt{\frac{RIv}{\bar{W}}}. \quad (22)$$

При $0,0004 \leq \bar{W} \leq 0,002$ $м/сек$ можно пользоваться также формулой А. Н. Гостунского:

$$\rho = 3300 \frac{H^{0.5} I^{1.5}}{\bar{W}}. \quad (23)$$

Для амур-дарьинских каналов А. Г. Хачатрян [43] в 1941 г. предложил следующую формулу:

$$\rho_{кр} = 0,69 \frac{v^{3/2}}{(R\bar{W})^{1/3}}, \quad (24)$$

где $\rho_{кр}$ — предельная мутность, $кг/м^3$;

R — гидравлический радиус потока, $м$.

С. Х. Абальянц для определения критической мутности в каналах рекомендует следующую зависимость:

$$\bar{\rho}_{кр} = D_k \frac{v^3}{R\bar{W}} = 0,018 \frac{v^3}{R\bar{W}}. \quad (25)$$

Эта формула относится к случаю, когда средняя гидравлическая крупность взвеси подчиняется условию $\bar{W} \leq 0,003$ v .

При малой гидравлической крупности, а именно $\bar{W} \geq \geq 0,00020$ $м/сек$, формула (25) дает значительные отклонения, и поэтому ограничивается этими условиями. Нижняя предельная скорость течения, когда прекращается подвижность попадающих на дно частиц, определяется по приближенной формуле:

$$v_0 = 0,3R^{1/4} \text{ м/сек.} \quad (26)$$

Для определения устойчивой формы поперечного сечения канала и, следовательно, для определения соотношения его ширины к глубине, с точки зрения обеспечения транспортирующей скорости канала, С. Х. Абальянц, подставляя в формулу (25) значение средней скорости по формуле Шези с использованием зависимостей, предложенных академиком Павловским и Маннингом,

получает формулы (27 и 28)

$$\rho_{\text{кр}} = \frac{D}{\bar{W} n^3} R^{0,5+3\nu} I^{1,5}, \quad (27)$$

или Маннинга:

$$\rho_{\text{кр}} = \frac{D}{\bar{W} n^3} R I^{1,5}. \quad (28)$$

Для приближенных расчетов земляных каналов $D = 0,02$, тогда

$$\rho_{\text{кр}} = \frac{0,02}{\bar{W} n^3} R I^{1,5}. \quad (29)$$

В формулах (25), (27), (29) D и $D_{\text{к}}$ — сводные коэффициенты.

Во всех этих формулах существенное значение имеет средняя гидравлическая крупность наносов \bar{W} , которая определяется по формуле:

$$\bar{W} = \sum_{i=1}^{i=n} \rho_i W_i, \quad (30)$$

где n — число фракций;

ρ_i — удельное содержание фракций $\left(\sum_1^n \rho_i = 1\right)$;

\bar{W} — средняя гидравлическая крупность этих фракций.

Значение \bar{W} определяется по различным формулам. Е. А. Замарин рекомендует вычислять ее по формуле:

$$\bar{W} = \frac{W_i + W_{i+1} + \sqrt{W_i W_{i+1}}}{3}, \quad (31)$$

А. Н. Гостунский — по формуле:

$$\bar{W} = \frac{3W_i + W_{i+1}}{4}, \quad (32)$$

где W_i — наименьшая, а W_{i+1} — наибольшая гидравлическая крупность частиц, входящих в данную фракцию.

А. Г. Хачатрян среднюю гидравлическую крупность \bar{W} для полного состава наносов с предельными крупностями W_1 и W_{n+1} рекомендует определять по формуле:

$$\bar{W} = \frac{0,5(W_{n+1} - W_1)^2}{W_{n+1} \left(\ln \frac{W_{n+1}}{W_1} - 1 \right) + W_1}, \quad (33)$$

где W_{n+1} — максимальная, а W_1 — минимальная гидравлическая крупность.

Таким образом, имея предельные крупности заданного состава наносов, можно определить его среднюю гидравлическую крупность без деления наносов на фракции.

Поэтому формула (33) дает более точные данные, чем формулы (31) и (32), крупность по которым зависит от числа деления смеси на фракции.

При ориентировочных подсчетах гидравлическая крупность (в мм/сек) для температуры $t = 15^\circ$ может приниматься по таблице 2.

Т а б л и ц а 2

d , мм	0,50	0,25	0,10	0,05	0,02	0,01
\bar{W} , мм/сек	53,0	27,0	8,0	2,9	0,6	0,15

Если в поток поступает вода с содержанием наносов $\rho > \rho_{кр}$, то излишняя мутность ($\rho - \rho_{кр}$) выпадает на некотором протяжении реки на дно и вызывает соответствующий подъем дна (заиление); если же мутность поступающей воды $\rho \leq \rho_{кр}$, а дно состоит из наносов с гидравлической крупностью \bar{W} , то эти наносы будут потоком взвешиваться, дно углубляться, а мутность потока увеличиваться в пределе до значения $\rho_{кр}$. При сезонных изменениях гидрологического режима потока (половодье и межень) подобный переход наносов во взвешенное состояние и обратно вызывает размыв и намыв дна.

А. В. Ефремов на основе длительных исследований транспортирующей способности потока на каналах ирригационных систем Средней Азии проверил упомянутые выше формулы.

Наиболее близкое совпадение с натурой, по данным А. В. Ефремова [53], можно получить по формуле А. Н. Гостунского: расхождения не превышают $\pm 5 \div \pm 12\%$. На второе место ставится формула Е. А. Замарина, которая дала расхождение ± 7 и $\pm 27\%$.

Транспортирующую способность потока более правильно брать как нагрузку потока взвешенными наносами:

$$\lambda = \delta \rho W \frac{\kappa \text{г}}{\text{м}^3} \frac{\text{м}}{\text{сек}}, \quad (34)$$

где ρ — средняя мутность потока, $\kappa \text{г}/\text{м}^3$;
 W — средняя величина гидравлической крупности взвешенных наносов, $\text{м}/\text{сек}$;

δ — коэффициент уменьшения веса наносов в воде:

$$\delta = \frac{\gamma_n - \gamma}{\gamma_n};$$

где γ_n — объемный вес наносов (в плотном теле), $\kappa \text{г}/\text{м}^3$;

γ — объемный вес воды, $\kappa \text{г}/\text{м}^3$.

Расход донных наносов. Донные наносы перемещаются на горных реках в виде отдельных частиц и на равнинных в виде гряд или рифелей с пологим верховым и крутым низовым откосом

(рис. 21). За каждой такой грядой с низовой стороны образуется вихрь, который поддерживает ее низовой откос крутым.

Отдельные песчинки вымываются на пологом верховом откосе гряды, вкатываются по ней, затем сваливаются на низовой откос. В силу этого каждая гряда медленно перемещается вниз по течению. Высота песчаных гряд, расстояние между ними и скорость перемещения зависят от глубины и скорости потока и характера наносов.

По лабораторным опытам Е. М. Минского, скорость движения песчаных гряд W_{Γ} определяется по следующей зависимости:

$$W_{\Gamma} = 0,22 (u - 0,25)^{3/4} \text{ см/мин.} \quad (35)$$

В. Ф. Пущкарев для определения скорости движения гряды, по данным лабораторных опытов, обработанных с помощью безразмерных величин, рекомендует следующую формулу:

$$\frac{W_{\Gamma}}{u} = 0,019 \frac{u^2}{gH} - 0,029 \frac{gD}{u^2}, \quad (36)$$

здесь u — скорость потока, м/сек;
 H — глубина, м;
 D — средний диаметр песка, м.

Эти формулы можно рекомендовать для ориентировочных подсчетов.

При увеличении скорости течения отдельные песчинки, достигая гребня, подхватываются водяным вальцом и перебрасываются в различные точки следующей гряды или даже через несколько гряд. Вследствие этого правильные очертания гряд нарушаются, и волны постепенно исчезают. Отдельные песчинки то катятся по дну, то подбрасываются придонными вихрями и проносятся некоторое расстояние во взвешенном состоянии. Придонный слой потока насыщен такими частицами («полувзвешенными наносами»), чем и объясняется обычный вид эпюры распределения мутности по вертикали (рис. 22, а).

После прекращения поступления донных наносов с вышележащих участков реки, что имеет место в нижних бьефах плотин сразу после их строительства и создания подпора, упомянутые песчаные

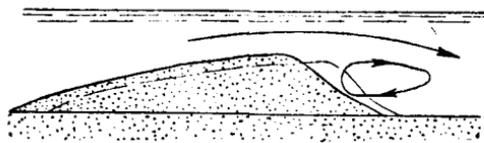


Рис. 21. Движение песчаных наносов в виде гряд.

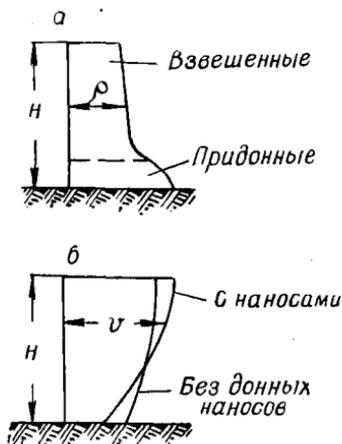


Рис. 22. Распределение мутности (а) и скорости (б) по глубине реки.

гряды постепенно исчезают, изменяется эпюра мутности и скорости по глубине реки (рис. 22, б). В результате увеличиваются придонные скорости, что и является одной из причин размыва (заглубления) дна.

Песчаные гряды, или рифели, обычно располагаются в общем перпендикулярно направлению течения; в мелких потоках они иногда приобретают своеобразную чешуйчатую форму. В реках часто образуются удлиненные песчаные или гравелистые отложения с пологим верховым и более крутым низовым откосом, которые, как было указано выше, в виде мелей и кос медленно перемещаются вниз по течению.

Надвинувшись на то или иное речное сооружение (водоприемник, канал и прорезь), такая отмель может полностью вывести его из работы. Поэтому при проектировании речных сооружений необходимо учитывать наличие и характер движения подобных песчано-гравелистых отложений в районе сооружения.

Количество перемещающихся донных наносов зависит также от формы русла и характера течения на данном участке реки. При нарастании паводка русло размывается на плесе, а на перекате откладываются наносы; таким образом, количество перемещающихся наносов оказывается переменным по длине реки. Пульсация (периодичность) в движении донных наносов и их количество зависят также и от числа пиков паводка; чем больше пиков паводка (при том же годовом стоке воды), тем больше река переносит донных наносов.

Значительную роль в формировании русла играет сортировка донных наносов, происходящая при их движении по длине реки. При размыве дна в первую очередь смываются и уносятся более мелкие частицы наносов. Наоборот, при отложении сначала оседают крупные наносы (галька), а затем мелкие (гравий, песок). При этом мелкие частицы заполняют промежутки между крупными, в результате чего получается плотная, с трудом поддающаяся размыву смесь наносов.

Для определения расхода донных наносов имеется много формул. Наиболее теоретически обоснованной является формула В. Н. Гончарова (1956), которая имеет следующий вид:

$$g_t = \frac{1 + \varphi}{500} v_n d \left(\frac{v^3}{v_n^3} - 1 \right) \left(\frac{v}{v_n} - 1 \right) \text{ кг/м} \cdot \text{сек.} \quad (37)$$

здесь g_t — погонный расход наносов, $\text{кг/м} \cdot \text{сек}$;

v — средняя скорость потока;

v_n — скорость начала трогания частиц наносов;

$$\varphi \approx 1,25 \frac{v'_0}{\omega};$$

d — средний диаметр частиц наноса;

v'_0 — местная продольная скорость на дне, м/сек ;

ω — скорость вихря, м/сек .

Для определения расхода гравелисто-галечниковых наносов рек Средней Азии нами применялась формула профессора В. Н. Гончарова, видоизмененная доцентом И. А. Бузуновым.

Формула имеет вид:

$$g_t = 2 \cdot 0,8 v_n d \left(\frac{d}{H} \right)^{\frac{\alpha}{2}} \cdot \Gamma \left(\frac{v}{v_n} \right) \text{ кг/м} \cdot \text{сек}, \quad (38)$$

где $v_n = v_\phi \left(H \frac{d}{D} \right)^\alpha$ — скорость начала трогания с учетом неравномерного фракционного состава; v_ϕ — скорость начала трогания частиц среднего диаметра d при глубине $H = 1$ м; D — наибольший диаметр частиц; $\alpha = \frac{1}{2 + H}$; $\Gamma \left(\frac{v}{v_n} \right) = \left(\frac{v}{v_n} \right)^3 \cdot \left(\frac{v}{v_n} - 1 \right)$.

Многочисленные подсчеты по формуле (38) дали лучшее совпадение с натурными данными, чем по другим формулам.

Расход донных наносов для всего русла может определяться по формуле:

$$G = KBg_t, \quad (39)$$

где g_t — погонный расход наносов, подсчитанный по формулам (37—38);

B — ширина реки по урезу воды на прямолинейном участке, м;

K — коэффициент полосы движения донных наносов, который по данным полевых наблюдений равен 0,80 (для русла с устойчивой шириной).

В последнее время нами выдвинуто предложение определять сток влекомых наносов по объему русловых деформаций на плесах и перекатах. Выше указывалось, что при подъеме пика паводка размывается (углубляется) русло на плесе (в суженной части), а на перекате (в расширении) откладываются наносы, на спаде паводка наблюдается обратная картина. Этот объем размыва и намыва за пик паводка и межень можно определить периодическими промерами русла. Одновременно таким путем определяется сток влекомых наносов. Так, на р. Сыр-Дарье в суженной части (ниже Кайраккумского водохранилища) замеренный в 1952 г. объем размыва и намыва составлял 950 тыс. м³, или около 2% от стока взвешенных наносов. Сток, определенный по замерам приборов, был меньше указанного в 2,5 раза.

§ 5. ФОРМИРОВАНИЕ РУСЕЛ НА ПРЯМОМ УЧАСТКЕ И ИЗГИБЕ РЕКИ

Основными формами внутренних течений речных потоков, определяющими их структуру, являются неравномерность распределения скоростей по глубине и ширине каждого сечения, поперечная циркуляция, растекание и схождение струй при расшире-

нии или сужении русла, а также турбулентное перемешивание. Все это оказывает существенное влияние на русловые процессы в реках.

Наряду с поступательным движением речного потока наблюдается вращение его в плоскости живого сечения. Этот вид движения называют поперечной циркуляцией потока, и возникает она в тех местах, где частицы движущейся жидкости приобретают ускорения, направление которых в горизонтальной плоскости нормально к направлению поступательного движения потока. В реках циркуляция возникает, во-первых, под влиянием центробежных сил на повороте русла: вода движется в поверхностных слоях к вогнутому берегу, а в придонных — к выпуклому; во-



Рис. 23. Донные наносы защищают дно реки от размыва.

вторых, под действием ускорения Кориолиса, являющегося следствием вращения Земли вокруг своей оси.

Поперечный профиль русла на прямом участке реки формируется в зависимости от условий движения наносов и устойчивости откоса.

Русло в аллювиальных грунтах формируется за счет донных наносов.

В поперечном профиле река имеет горизонтальное дно, а откос берега приближенно можно принять как часть окружности или по прямой линии с заложением откоса m (рис. 23).

Если прекратить поступление влекомых наносов на рассматриваемый участок, тогда будет размываться (углубляться) дно.

На изогнутом участке реки формирование русла также зависит от структуры потока и движения донных наносов. На изгибе к силам, действующим на частицы жидкости, присоединяются центробежные силы, действующие по направлению радиуса кривизны, т. е. в плоскостях живых сечений, и равные:

$$f = \frac{mv^2}{r}, \quad (40)$$

где v — продольная скорость частицы по ее траектории;
 r — радиус кривизны траектории.

Под влиянием этих сил возникает перекося свободной поверхности воды в поперечном профиле. Угол наклона φ поверхности определяется из соотношения (рис. 24):

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{f}{p} = \frac{mv^2}{r} : mg = \frac{v^2}{rg}. \quad (41)$$

В эту формулу вводится коэффициент α , учитывающий неравномерность распределения скоростей по вертикали, тогда будем иметь:

$$\operatorname{tg} \varphi = \alpha \frac{v^2}{rg}. \quad (42)$$

Например, если $v = 2$ м/сек и $r = 100$ м, то $\operatorname{tg} \varphi = 0,004$; при ширине реки 50 м горизонт воды у вогнутого (внешнего) берега

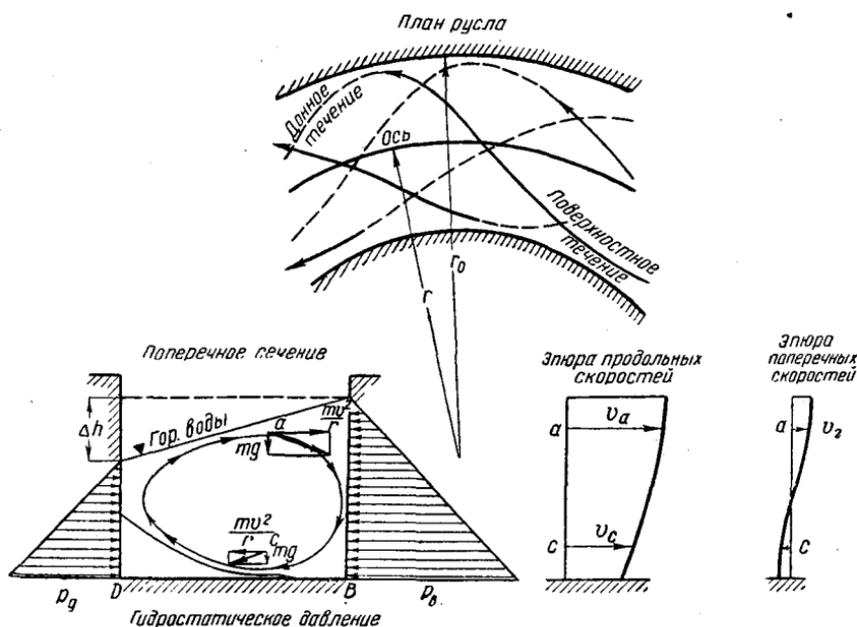


Рис. 24. Картина спиралевидного движения потока в криволинейном лотке.

установится на величину $\Delta h = 50 \cdot 0,004 = 0,2$ м выше, чем у выпуклого берега.

Так как продольная скорость течения убывает по мере увеличения глубины (на рис. 24 $v_a > v_b$), то и центробежные силы уменьшаются. Схема действия центробежных сил в плоскости поперечного сечения показана на рисунке 24. Под влиянием этой системы сил жидкость в поперечном сечении не останется в равновесии, а приходит в движение: верхний слой воды, испытывающий

большие центробежные силы, будет двигаться в направлении их действия и при этом вытеснять нижний слой воды, который обладает меньшей центробежной силой. В потоке образуется поперечная циркуляция струй; эпюра поперечных скоростей течения по глубине показана на рисунке 24. В реках поперечные составляющие скорости обычно в десятки раз меньше продольных. В результате в поперечных сечениях потока возникает спиралевидное течение (циркуляция). Отдельные частицы воды, участвуя в этом поперечном и одновременно в продольном течении, двигаются в потоке по сложным винтообразным траекториям.

Поверхностный слой воды отклоняется от общего направления течения наискось к вогнутому берегу, образуется так называемое сбойное течение, под влиянием которого наблюдается относ. льда, бревен и других предметов, навал судов и плотов на вогнутый берег.

Донный слой воды отклоняется от вогнутого берега к выпуклому, образуется так называемое донное течение, под влиянием которого донные наносы на изогнутых участках русла движутся наискось от вогнутого берега к выпуклому.



Рис. 25. Движение донных наносов на изгибе реки.

В зоне нисходящих токов, т. е. у вогнутого берега (зона B на рис. 25), донные продольные скорости будут больше, чем средние

скорости в сечении, так как сюда подходят частицы, перед этим бывшие на поверхности и потому обладающие большой продольной скоростью. По этой причине в зонах A и D (у выпуклых берегов) продольные донные скорости будут меньше, чем в среднем по течению, поэтому у вогнутых берегов произойдет размыв, а у выпуклых — отложение наносов. Частицы наносов, смытые у вогнутого берега и поступающие сверху, донным течением относятся к выпуклому берегу, дно же у вогнутого берега обнажается и подвергается дальнейшему размыву. По этим причинам на изогнутом участке дно никогда не бывает симметричным, а принимает форму с большими глубинами у вогнутого и с отмелью у выпуклого берега (рис. 24).

Активная полоса движения донных наносов на криволинейном участке реки показана на рисунке 25. Перемещающиеся по дну наносы распределяются неравномерно по ширине русла; у вогнутого берега донные наносы не перемещаются.

Наблюдения за размывом русла у вогнутого берега показывают, что наибольший размыв происходит несколько ниже вершины кривой и в результате каждого нового размыва берега петля перемещается вниз по течению.

Поперечный профиль русла может быть самой разнообразной формы. На прямолинейном (перекатном) участке он имеет параболическую или почти прямоугольную форму. На изгибе (плесе) поперечный профиль русла ближе подходит к тупоугольному треугольнику. В вершине вогнутой кривой и несколько ниже (где обычно образуются наибольшие местные глубины) при неразмываемом или трудноразмываемом берегу и размываемом дне поперечный профиль имеет форму прямоугольного треугольника.

Криволинейные участки русла более устойчивы, чем прямолинейные. Объясняется это неравномерностью распределения перемещающихся по дну наносов, которые откладываются узкой полосой, прижимающейся ближе к выпуклому берегу. У вогнутых берегов движения донных наносов почти не наблюдается и, следовательно, эта часть русла в паводок не заносится. В результате действия донной поперечной циркуляции, направленной от вогну-

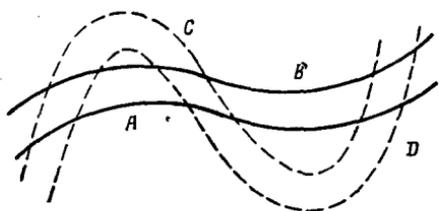


Рис. 26. Схема перемещения меандров.



Рис. 27. Прорыв излучины и образование стариц.

того берега к выпуклому, транспортирующая способность потока на криволинейных участках больше, чем на прямолинейных.

На рисунке 26 приводится схема образования и перемещения меандров. В первое время река представляла слабую извилину *AB*. По мере размыва берега изгиб меандров все более увеличивается. Вершины изгибов смещаются вниз по течению, вследствие чего петли принимают характерную *S*-образную форму. Вся система меандров медленно перемещается вниз по течению. При достаточном их развитии по длине реки уклон ее может уменьшаться настолько, что дальнейший ход размыва вогнутых берегов и развития меандров почти прекращается, река становится в плане устойчивой. В противном случае время от времени соединяются две соседние петли (*C* на рис. 27), река спрямляет свой путь и увеличивает уклон, вследствие чего процессы формирования русла снова оживают; примыкающие же к реке концы старой извилины заносятся, она отделяется от реки и образует староречье, или старицу, какие часто наблюдаются в поймах равнинных рек.

Некоторое влияние, как уже было указано выше, на формирование русел больших рек оказывает вращение земного шара; оно протекает с угловой скоростью $\Omega = \frac{2\pi}{86\ 400} = 0,000073 \text{ рад/сек}$,

поэтому поток в русле, имеющий скорость v , испытывает добавочное (Кориолисово) ускорение, величина и направление которого определяются по известной из теоретической механики векторной формуле:

$$\vec{W} = 2[\vec{\Omega} \vec{v}]. \quad (43)$$

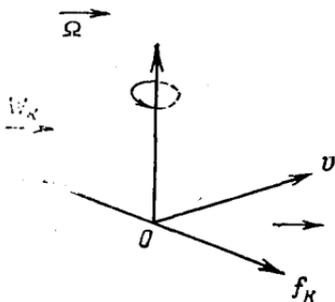
Вследствие наличия этого ускорения к числу активных сил, действующих на материальную точку, добавляется инерционная сила, т. е. действующая в обратном направлении (рис. 28). Из формулы (43) следует, что если частица воды движется в русле со скоростью v в меридиональном направлении, то горизонтальная составляющая Кориолисовой силы будет равна:

$$f_k = 2v\Omega \sin \varphi, \quad (44)$$

где φ — широта места; направлена в северном полушарии под прямым углом вправо, если смотреть по течению, а в южном полушарии влево,

Известно, что точки земной поверхности, различно удаленные от полюса, движутся при вращении Земли с различными скоростями. С наибольшей скоростью движутся области экваториальной зоны.

Рис. 28. Схема действующих сил.



Например, точка, лежащая на экваторе, пробегает путь за сутки, равный 40 тыс. км (длина экватора). Следовательно, она имеет переносную скорость во вращательном движении Земли, равную $\frac{40\,000 \cdot 1000}{86\,400} = 463$ м/сек.

Путь, проходимый за сутки точкой земной поверхности, расположенной на широте 60° , вдвое меньше, и переносная скорость точки соответственно равна 231 м/сек. Точка, находящаяся на полюсе, очевидно, при вращении Земли остается неподвижной, и ее переносная скорость равна нулю. Таким образом, тело,двигающееся по земной поверхности в северном полушарии с севера на юг и сохраняющее постоянной свою относительную скорость, будет все время переходить из зоны с меньшими скоростями вращения вокруг земной оси в зону с большими скоростями вращения.

Вследствие неравномерного распределения скорости течения Кориолисовы силы будут распределены по сечению потока так же неравномерно и поэтому вызовут циркуляционное течение на прямолинейном участке реки.

Измеряя циркуляционные течения в естественных условиях на большой реке по А. И. Чеботареву [46], выявляют поперечные составляющие скоростей течения, показанных в таблице 3.

Продольные и поперечные скорости течения в реке

№ точки	Глубина, м.	Продольная скорость, м/сек	Поперечная скорость, м/сек
1	1,0	0,74	0,0394
2	3,10	0,73	0,0328
3	5,20	0,72	0,0136
4	7,30	0,64	-0,0242
5	9,40	0,51	-0,0616
Дно	10,30	—	—

На криволинейных участках эта циркуляция алгебраически складывается с циркуляцией, вызываемой центробежными силами, и поэтому либо усиливает, либо ослабляет последнюю. Вследствие незначительной интенсивности Кориолисовой циркуляции по сравнению с циркуляцией от центробежных сил, на малых реках она практически не влияет на ход руслообразовательных процессов, тогда как на больших реках, действуя непрерывно в течение тысячелетий, она оказывает более значительное действие.

§ 6. ОСНОВНЫЕ ЗАВИСИМОСТИ, ПРИМЕНЯЕМЫЕ ДЛЯ РАСЧЕТА РУСЕЛ РЕК

Русла рассчитываются при проектировании подводящих и отводящих частей их у гидроузлов и мостовых переходов, при защите берегов от размыва, спрямлении петель, устройстве прорезей и при решении многих других задач, связанных с регулированием русел рек. Ввиду сложности русловых процессов в реках и малой их изученности методика расчетов все еще недостаточно совершенна.

Методика расчетов устойчивых русел подробно изложена в работе С. Т. Алтунина и И. А. Бузунова [4]; здесь рассмотрим лишь основные расчетные зависимости.

В основу предлагаемой методики расчета русел рек в связи с их регулированием положены условия устойчивости русла в поперечном профиле, которые должны удовлетворять следующим требованиям:

1) необходимо соблюсти определенные соотношения между средними скоростями течения и средними глубинами в реке, при которых не возникает ни размыва, ни занесения русла донными наносами;

2) ширина реки по урезу воды должна быть такова, чтобы в русле не образовывались мели и острова и исключалась возможность деления потока на рукава и протоки.

Первое условие (условие устойчивости русла по глубине) выражается зависимостью:

$$v = av_{\phi} H^a, \quad (45)$$

где v — средняя скорость течения;

H — средняя глубина потока;

a — коэффициент, учитывающий влияние наносов; для горных и предгорных рек $a = 1,0$, для равнинных $a = 1,1-1,15$;

α — показатель степени, зависящий от глубины и состава грунтов: для руслоформирующего расхода $\alpha = 1/5$ при $H = 3$ м; для среднего расхода за период интенсивного движения донных наносов $\alpha = 1/4$ при $H = 2$ м; для среднегодового расхода в средний по водности год $\alpha = 1/3$ при $H = 1$ м.

v_{ϕ} — приведенная к единице глубины предельная скорость, при которой русло не размывается.

Очевидно, что величина v_{ϕ} должна быть такова, чтобы исключался размыв и одновременно обеспечивался полный транзит всех донных наносов, поступающих с вышележащих участков. Отсюда следует, что величина v_{ϕ} не может определяться только характером строения и фракционным составом грунтов рассматриваемого участка русла, а в значительной степени зависит от характера и состава донных наносов, приносимых рекой с вышележащих участков, т. е. условий формирования русла. Поэтому величину v_{ϕ} называют единичной скоростью формирования или просто скоростью формирования.

Речные русла формируются при различных расходах воды, что и должно учитываться в расчетах. Например, главное русло формируется в паводок при больших скоростях течения за счет более крупных частиц; величина скорости формирования для паводка приближается к значениям скоростей трогания частиц наибольшего диаметра. При меженных расходах, наоборот, скорость формирования близка к скорости трогания наиболее мелких частиц донных наносов. Применительно к формуле (45) в конце книги приводятся нормы допускаемых (неразмывающих) средних скоростей течения для несвязных грунтов (приложение 1).

Второе условие (устойчивости русла по ширине) выражается формулой (7); в таблице 1 приведены значения A для руслоформирующих расходов 3—10% обеспеченности.

Рассчитывать русло и процессы переформирования рекомендуется минимум для трех расходов воды: руслоформирующего Q с обеспеченностью 3—10%, среднепаводкового Q_c за время интенсивного движения донных наносов и среднемеженного Q_0 (см. табл. 4). Пропускная способность русла проверяется на катастрофический расход заданной обеспеченности.

Значение параметра A для руслоформирующих паводковых расходов берут по скорости формирования самых крупных частиц наносов; для среднепаводковых расходов — по скорости сплошного влечения частиц среднего диаметра d ; для межени — по скорости формирования для самых мелких частиц наносов, слагающих русло.

Среднюю скорость течения в реке можно также определять по формуле гидравлики:

$$v = KH^z I^x, \quad (46)$$

где K — коэффициент, зависящий от шероховатости русла;
 I — продольный уклон;

z и x — некоторые показатели степени.

Исключая из формул (45) и (46) средние скорости течения v , получим выражение для определения средней глубины реки на устойчивом участке:

$$H = \left(\frac{av_\phi}{kI^x} \right)^{\frac{1}{z-\alpha}}. \quad (47)$$

Формула (47) показывает, что изменение средней глубины воды в русле против расчетного значения, определенного по этой формуле, вызовет соответствующее изменение скорости, шероховатости и уклона. Речной поток характеризуется большой изменчивостью расходов и горизонтов во времени: движение происходит с переменными глубинами, поэтому значения скорости формирования в реальных руслах непрерывно меняются. В паводок, когда глубина воды больше, значения v_ϕ также больше, чем для средних условий и особенно межени.

Используя зависимости (46—47) для определения средней скорости и средней глубины H , будем иметь величину среднего погонного расхода:

$$q = vH = \left[\frac{a^{1+z} v_\phi^{1+z}}{k^{1+\alpha} I^{x+\alpha}} \right]^{\frac{1}{z-\alpha}}. \quad (48)$$

Выражения (45), (47) и (48) показывают, что средняя глубина, средняя скорость течения и погонный расход в устойчивом, неразмываемом и незаносимом русле определяются значениями скорости формирования, шероховатостью и продольным уклоном.

Чтобы связать условие устойчивости русла по глубине с условием устойчивости по ширине, преобразуем выражение (7); возведя левую и правую части последнего в квадрат и разделив их на B , получим:

$$B = A^2 \frac{q}{I^{0.4}}. \quad (49)$$

Так как погонный расход q вполне определяется формулой (48), то, очевидно, значениям этого расхода будут соответствовать определенные величины ширины устойчивого русла $Q = Bq$. Этот расход, который при известных уклоне, шероховатости русла и скорости формирования может протекать устойчиво одним руслом, называется расходом устойчивого рукава — Q_y , для

определения величины которого можно пользоваться выражением:

$$Q_y = \left(A^{2(z-\alpha)} v_\phi^{2(1+z)} \frac{a^{2(1+z)}}{k^{2(1+\alpha)} I \eta} \right)^{\frac{1}{z-\alpha}}, \quad (50)$$

где

$$\eta = 2x(1 + \alpha) + 0,4(z - \alpha). \quad (51)$$

Очевидно, величина расхода устойчивого рукава тем больше, чем больше скорость формирования v_ϕ , и тем меньше, чем больше продольный уклон реки. Если расход воды в реке Q больше расхода устойчивого рукава Q_y , определяемого выражением (50), то возможны две формы протекания потока: или поток разделится на ряд рукавов, величины расходов которых будут приближаться к величине Q_y , или поток будет протекать со скоростями формирования, большими расчетного значения v_ϕ . В последнем случае можно ожидать размыва русла и соответственного уменьшения уклона. Уменьшение же уклона увеличивает теоретическую величину расхода устойчивого рукава, определяемую выражением (50), что приводит к самозатуханию явления.

Величину продольного уклона, устанавливающегося в результате размыва русла, можно определить, решая уравнение (50) относительно I_y , а именно:

$$I_y = \left(A^{2(z-\alpha)} v_\phi^{2(1+z)} \frac{a^{2(1+z)}}{k^{2(1+\alpha)} Q_x^{z-\alpha}} \right)^{\frac{1}{\eta}}. \quad (52)$$

Продольный уклон I_y называется уклоном устойчивого протекания, при котором возможно устойчивое протекание одним руслом заданного расхода Q_x при данной шероховатости и значении v_ϕ . Поскольку бытовой уклон реки I является уклоном устойчивого протекания для расхода Q_y , то для определения уклона при расходе Q_x можно воспользоваться следующим более простым выражением:

$$I_y = I \left(\frac{Q_y}{Q_x} \right)^{\frac{z+\alpha}{\eta}}. \quad (53)$$

Последнее выражение справедливо, если расчет устойчивого рукава определен в условиях формирования, отвечающих заданному расходу.

Уменьшение продольного уклона реки до величины уклона устойчивого протекания может быть достигнуто за счет образования плесов и перекатов, что в конечном счете ведет к меандрированию. Перекаты ввиду сосредоточения на них больших уклонов имеют меньшие погонные расходы воды q , а следовательно, и большую ширину B , чем прилегающие к ним плесы, где уклоны

меньше. Большая ширина русла на перекатах образуется за счет косою расположения их гребня по отношению к основному направлению реки. Это вызывает искривление стрелы потока и является одной из причин образования меандров. Блуждание рек по широкой пойме, особенно на конусах выноса, следует рассматривать как своеобразные колебания около положения устойчивого равновесия. Отдельные устойчивые рукава, сливаясь, увеличивают расход воды в реке в одном русле, уменьшая этим устойчивость его протекания. Устойчивость может восстановиться в результате изменения направления течения, при котором поток будет протекать с меньшим уклоном.

Таким образом, разделение рек на рукава, образование перекатов и меандрирование следует рассматривать как естественное свойство, позволяющее обеспечивать устойчивое протекание потока при уклонах местности, превышающих величины уклона устойчивого протекания для руслоформирующего расхода реки. Это обуславливается возможностью длительного существования устойчивых форм русла, тогда как неустойчивые быстро деформируются.

В целях использования приведенных зависимостей при расчетах русел горных рек подставим в формулы (47, 48, 50, 52, 53) постоянные значения $K = 11$; $z = \frac{1}{2}$; $x = \frac{1}{3}$, а в формуле (45) значение по формуле Е. А. Замарина $\alpha = \frac{1}{2 + H}$, отвечающее глубинам $H = 1; 2$ и 3 м.

После подстановки получим систему расчетных формул, приведенных в таблице 4, которые рекомендуются для расчета элементов русел предгорных участков рек с гравелисто-галечниковым руслом, где взвешенные (песчаные) частицы в формировании русла заметного влияния не оказывают.

Для расчета песчаных русел (участки нижнего течения и дельты рек) рекомендуется пользоваться формулами гидравлики и формулами, учитывающими транспортирующую способность потока.

Формула Шези-Маннинга для равнинных рек имеет следующий вид:

$$v = \frac{1}{n} H^{2/3} I^{1/2}. \quad (54)$$

Используя формулу Шези-Маннинга, формулу (7) устойчивого русла автора и формулы по определению нагрузки потока взвешенными наносами Г. В. Лопатина и Е. А. Замарина, в результате простейших преобразований получим системы расчетных формул (табл. 5), идентичных формулам таблицы 4.

При практическом применении рекомендуемых формул к расчету русел следует иметь в виду, что они выведены для вполне устойчивого режима протекания.

Формулы, рекомендуемые для расчета русел в гравелисто-галечниковых грунтах

Элементы расчета	$\alpha = \frac{1}{5}$	$\alpha = \frac{1}{4}$	$\alpha = \frac{1}{3}$
Средняя глубина $H =$	$\frac{0,732 v_{\phi}^{10/3}}{(1000 I)^{10/9}}$	$\frac{0,685 v_{\phi c}^4}{(1000 I)^{4/3}}$	$\frac{0,565 v_{\phi 0}^6}{(1000 I)^2}$
Средняя скорость $v =$	$\frac{0,939 v_{\phi}^{5/8}}{(1000 I)^{2/9}}$	$\frac{0,909 v_{\phi c}^3}{(1000 I)^{1/3}}$	$\frac{0,835 v_{\phi 0}^3}{(1000 I)^{2/9}}$
Погонный расход воды $q =$ $= vH =$	$\frac{0,686 v_{\phi}^5}{(1000 I)^{4/3}}$	$\frac{0,623 v_{\phi c}^6}{(1000 I)^{5/3}}$	$\frac{0,471 v_{\phi 0}^9}{(1000 I)^{8/3}}$
Расход воды в устойчивом ру- каве $Q_y =$	$\frac{7,464 v_{\phi}^{10}}{(1000 I)^{3,07}}$	$\frac{6,20 A^2 v_{\phi c}^3}{(1000 I)^{3,73}}$	$\frac{3,504 v_{\phi 0}^{18}}{(1000 I)^{5,73}}$
Уклон устойчивого протека- ния $I =$	$0,00192 \frac{A^{0,653} v_{\phi}^{3,26}}{Q^{0,326}}$	$0,00163 \frac{A^{0,563} v_{\phi c}^{3,21}}{Q^{0,368}}$	$0,00123 \frac{A^{0,81} v_{\phi 0}^{5,15}}{Q^{0,154}}$
Руслоформирующая скорость воды $v_{\phi} =$	$6,85 \frac{Q^{0,10} I^{0,307}}{A^{0,20}}$	$7,4 \frac{Q^{0,083} I^{0,312}}{A^{0,175}}$	$8,45 \frac{Q^{0,049} I^{0,317}}{A^{0,10}}$
Условные обозначения	v_{ϕ} — скорость трогания са- мых крупных частиц при $H = 1$ м и Q	$v_{\phi c}$ — скорость сплошного включения частиц при $H = 1$ м и Q_c	$v_{\phi 0}$ — скорость трогания мелких частиц при $H = 1$ м и Q_0

Примечание. Вспомогательные графики для определения значений параметра A , скорости v_{ϕ} и расхода воды при различных показателях степени приведены в приложениях на рисунках 12, 13, 14, 15.

Формулы, рекомендуемые для расчета русел в песчаных и супесчаных грунтах

Элементы расчета	Автор исходной формулы	
	Г. В. Лопатин	Е. А. Замарин
Нагрузка на поток $\rho \bar{W} =$	$0,04 \frac{H^{0,5} I}{n^2}$	$0,022 v^{1,5} \sqrt{\frac{RI}{\bar{W}}}$
Средняя глубина $H =$	$0,523 \frac{Q^{0,38} n^{0,264}}{(\rho \bar{W})^{0,2} A^{0,08}}$	$0,496 \frac{Q^{0,382} n^{0,49}}{A^{0,765} \bar{W}^{0,277} \rho^{0,188}}$
Продольный уклон $I =$	$25 \frac{\rho \bar{W} n^2}{H^{1/2}}$	$21,2 \frac{\rho^{0,8} (n \bar{W})^{1,2}}{H^{1,2}}$
Критическая нагрузка на поток $\rho W =$	$\frac{0,04 Q^{0,15} I^{0,91}}{n^{1,70} A^{0,6}}$	$0,022 \frac{Q^{0,45} n^{0,88} I^{0,98}}{A^{0,1} \bar{W}^{0,5}}$

Так как вследствие непрерывных и значительных колебаний расходов воды в реках постоянный режим в большинстве случаев не успевает установиться, определяемые расчетом глубины следует рассматривать как предел, к которому они могут приближаться при длительном протекании заданного расхода, например при длительном паводке.

Для большей ясности использования рекомендуемых формул в таблице 6 даны три возможных случая последовательности расчета гидравлических элементов русла на горном и предгорном участках реки. Практическое значение задач, решаемых по формулам таблицы 6, характеризуется следующим:

а) первую задачу решают при расчете многорукавных русел, когда необходимо определить вероятные элементы одного рукава, протекающего со средним уклоном поймы, и выявить вероятное число рукавов $N = Q : Q_y$, где Q — общий расход воды в реке;

б) вторую задачу решают, когда необходимо определить уклон и элементы русла, образующегося в результате слияния нескольких рукавов, или протоков, а также уклон и элементы извилистого (меандрического) русла (в том числе и искусственно зарегулированного русла);

в) третью задачу решают при необходимости определить элементы и наносный режим русла на основании заданных расхода, воды и уклона.

При решении первой и второй задач (табл. 6) величина v_ϕ определяется по таблице 7 в зависимости от диаметра движущихся частиц при $H = 1$ м.

Для паводка значения v_ϕ принимаются по наибольшему диаметру наносов D . Для средних расходов воды значения v_ϕ принимаются по среднему диаметру наносов d , причем вводится поправочный коэффициент $K = 1,34$, учитывающий, что наносы находятся в состоянии сплошного влечения.

Основные задачи и формулы для расчета русел

Порядок расчета	$\alpha = \frac{1}{5}$	$\alpha = \frac{1}{4}$	$\alpha = \frac{1}{3}$
<p>Дано: I, v_{Φ}, A</p> <p>Определить:</p> <p>$H_{\text{ср}} =$</p> <p>$v_{\text{ср}} =$</p> <p>$q =$</p> <p>$B_y =$</p> <p>$Q_y =$</p>	<p>0,732 $\frac{v_{\Phi}^{10/3}}{(1000 I)^{10/9}}$</p> <p>$v_{\Phi} H^{1/5}$</p>	<p>Первая задача</p> <p>0,685 $\frac{v_{\Phi}^4}{(1000 I)^{4/3}}$</p> <p>$\frac{v_{\Phi} H^{1/4}}{H v}$</p> <p>$A^2 \frac{q}{I^{0.4}}$</p> <p>$q B$</p> <p>Вторая задача</p>	<p>0,565 $\frac{v_{\Phi}^6}{(1000 I)^2}$</p> <p>$v_{\Phi}^{1/5} H^{1/3}$</p>
<p>Дано: Q, v_{Φ}, A</p> <p>Определить</p> <p>$I_y =$</p> <p>$B_y =$</p> <p>$q =$</p>	<p>0,00192 $\frac{A^{0.653} v_{\Phi}^{3.26}}{Q^{0.325}}$</p>	<p>0,00163 $\frac{A^{0.563} v_{\Phi}^{3.21}}{Q^{0.268}}$</p> <p>$A \frac{Q_y^{0.5}}{I^{0.3}}$</p> <p>$\frac{Q}{B_y}$</p>	<p>0,00123 $\frac{A^{0.31} v_{\Phi}^{3.15}}{Q^{0.151}}$</p>

Порядок расчета	$\alpha = \frac{1}{5}$	$\alpha = \frac{1}{4}$	$\alpha = \frac{1}{3}$
$H =$	$\left(\frac{q}{v_{\Phi}}\right)^{5/6}$	$\left(\frac{q}{v_{\Phi}}\right)^{4/5}$	$\left(\frac{q}{v_{\Phi}}\right)^{3/4}$
$v_{\text{ср}} =$		$\frac{q}{H}$	
Третья задача			
Дано: Q, I, A			
Определить:			
$v_{\Phi} =$	$0,817 \frac{Q^{0,10}(1000I)^{0,307}}{A^{0,3}}$	$0,855 \frac{Q^{0,082}(1000I)^{0,312}}{A^{0,175}}$	$0,943 \frac{Q^{0,049}(1000I)^{0,317}}{A^{0,10}}$
$B_y =$		$A \frac{Q^{0,5}}{I^{0,2}}$	
$q =$		$\frac{Q}{B}$	
$H_{\text{ср}} =$	$\left(\frac{q}{v_{\Phi}}\right)^{5/6}$	$\left(\frac{q}{v_{\Phi}}\right)^{4/5}$	$\left(\frac{q}{v_{\Phi}}\right)^{3/4}$
$v_{\text{ср}} =$		$\frac{q}{H}$	

Величина руслоформирующей скорости v_{ϕ} в зависимости от диаметра движущихся наносов

Диаметр движущихся наносов d , мм	Значение v_{ϕ} , м/сек	Диаметр движущихся наносов d , мм	Значение v_{ϕ} , м/сек
10	0,83	52	1,54
15	0,86	54	1,56
20	0,90	56	1,59
25	0,98	58	1,62
30	1,04	60	1,65
32	1,11	65	1,69
34	1,17	70	1,73
36	1,24	75	1,76
38	1,29	80	1,80
40	1,35	85	1,84
42	1,38	90	1,88
44	1,41	95	1,91
46	1,44	100	1,95
48	1,47	150	2,40
50	1,50	200	2,60

Для межени скорость v_{ϕ} также принимается по среднему диаметру d с введением поправки $\left(\frac{d}{D}\right)^{1/3}$, учитывающей неоднородность состава наносов. При расчетах по формулам таблицы 6 предварительно принимается: для паводка $H = 2,5 \text{ м}$ ($\alpha = \frac{1}{5}$); средних расходов $2,5 > H > 1,5 \text{ м}$ ($\alpha = \frac{1}{4}$); межени $H < 1,5 \text{ м}$ ($\alpha = \frac{1}{3}$). Если полученные в процессе расчета значения H выходят за указанные пределы, необходимо вести расчеты по другой группе формул, отвечающей полученным значениям.

Следует иметь в виду, что формулы таблицы 6 дают средние вероятные значения гидравлических элементов потока, около которых колеблются фактические значения, зависящие от длительности действия постоянного расхода воды, фактического движения наносов, отклонения шероховатости от принятой и т. п.

Поэтому желательно результаты вычислений сопоставлять с материалами фактических измерений, корректируя расчетные величины с учетом, что они должны давать наибольшие значения глубин и наиболее узкое русло.

Очень важным элементом в расчете аллювиальных речных русел является определение расхода и годового стока донных наносов. Только достаточно близкие совпадения определенных расчетом расходов донных наносов с фактически замеренными могут служить надежным подтверждением правильности использованных расчетных формул, а также принятых исходных величин и прежде всего значения v_{ϕ} . Однако вследствие невозможности

правильного учета всех факторов, влияющих на частные результаты каждого конкретного расхода наносов, можно считать допустимым сопоставлять не отдельные расходы, а расчетный и фактический сток наносов, определенных для тех или иных характерных периодов, и прежде всего годовых стоков донных наносов. При этом расчетный годовой сток донных наносов может быть определен, исходя из условий прохождения некоторого постоянного расхода наносов, среднего для всего периода интенсивного их движения.

Величина этого постоянного расхода каналов определяется по формуле:

$$Q_{\text{ср}} = \frac{\sum pg}{\sum g} \times \frac{12Q_0}{100}, \quad (55)$$

где p — месячные стоки воды в % к годовому стоку;

g — месячные стоки наносов, в % к годовому стоку;

Q_0 — среднегодовой расход воды (средний за многолетие).

$\sum pg$ и $\sum g$ берутся за период интенсивного движения донных наносов, в течение которого проходит 75—85% всего годового стока.

Ю. А. Ибад-Заде [57] установлены следующие зависимости между гидравлическими элементами потока.

Форма русла может быть определена по формуле (56):

$$\begin{aligned} x &= \pm \sqrt{2h} \max \left\{ \frac{au}{\Phi(u)} + C \right\} \\ y &= uh_{\text{max}}, \end{aligned} \quad (56)$$

где y и x — координаты формы русла;

h_{max} — максимальная глубина потока;

$$\Phi(u) = \pm \frac{\sqrt{2}}{2} \times$$

$$\left. \begin{aligned} &\times \sqrt{\frac{1}{b}(1-u^m) - \frac{1}{m}} + \sqrt{\left[\frac{1}{b}(1-u^m) - \frac{1}{m} \right]^2 + \frac{4(1-u^m)}{b_{\text{max}}}}; \\ &m = \frac{3}{2} + \alpha \sqrt{h} \\ &m = \frac{1}{\frac{2}{1} - \frac{1}{\cos \varphi}} \end{aligned} \right\} \quad (57)$$

φ — угол динамического равновесия, определяемый по следующей таблице.

Грунт	n	φ в радианах
Песок	0,02—0,023	0,348—0,437
Глина	0,0225	0,261—0,610
Супись	0,0275	0,261—0,348
Гравий, покрытый слоем ила	0,02—0,03	0,523—0,696

$\Phi(u)$ табулирована и приведены облегчающий расчет таблицы и графики.

Размеры поперечного сечения определяются по таблице 8 или по следующим формулам:

$$x = \alpha h_{\max} \left[1 + \left(\frac{1}{\sin \alpha} + m_0 \right)^2 \right], \quad (58)$$

x — длина смоченного периметра;

$$\omega = \frac{4}{3} h_{\max}^3 \left(\frac{1}{\sin \alpha} + m_0 \right), \quad (59)$$

ω — площадь живого сечения;

$$R = \frac{2}{3} \frac{\sin \alpha}{\alpha} h_{\max}, \quad (60)$$

R — гидравлический радиус;

$$I = \eta \frac{Q^2}{h_{\max}^{5,334}}, \quad (61)$$

I — уклон продольного профиля русла;

$$v = 0,165 h_{\max}^{3/3} \frac{I^{0,5}}{n}, \quad (62)$$

v — средняя скорость потока;

$$Q = n h_{\max}^{3/3} \frac{I^{0,5}}{n}, \quad (63)$$

Q — расход воды;

$$n = \frac{4}{3} \left(\frac{1}{\sin \alpha} + m_0 \right) \left(\frac{2}{3} \frac{\sin \alpha}{\alpha} \right)^{0,5+\nu}. \quad (64)$$

В этих формулах $m_0 = \operatorname{ctg} \alpha$ — заложение откоса, насыщенного водой; $\eta = f(m_0, n, \alpha)$ и n — коэффициент шероховатости.

Значение $\frac{B}{h_{\max}}$ определяется по таблице 8.

А. Н. Гостунский для горных рек рекомендует следующую формулу:

$$B = 1,5 \frac{Q^{0,50}}{I^{0,16}}. \quad (65)$$

Наблюдается, что криволинейные в плане русла (с меандрами) обладают большей устойчивостью. Для таких русел длину меандров L можно выразить через ширину по зеркалу воды на прямом участке B следующей зависимостью:

$$L = (12 \div 14) B. \quad (66)$$

Верхний предел зависимости относится к предгорным участкам реки, нижний — к равнинным.

Таблица 8

Значение $\frac{B}{h_{\max}}$

n/φ°	10	15	20	25	30	35
0,017	18,46	11,90	8,74	7,02	5,62	4,76
0,025	18,06	11,40	8,66	6,96	5,60	4,62
0,030	17,96	11,36	8,62	6,94	5,53	4,58
0,040	17,92	11,28	8,54	6,88	5,48	4,56
0,050	17,78	11,22	8,40	6,80	5,46	4,54

Значение $\frac{\omega}{h_{\max}^2}$:

n/φ°	10	15	20	30	35
0,017	11,52	7,42	5,40	3,50	2,96
0,025	11,20	7,00	5,36	3,35	2,86
0,030	11,12	6,98	5,34	3,33	2,84
0,040	11,08	6,92	5,24	3,32	2,80
0,050	10,98	6,74	5,22	3,24	2,76

Значение $\frac{R}{h_{\max}}$:

n/φ°	10	15	20	30	35
0,017	0,625	0,619	0,608	0,608	0,565
0,025	0,622	0,604	0,607	0,599	0,561
0,030	0,620	0,603	0,596	0,595	0,559
0,040	0,614	0,600	0,592	0,592	0,557
0,050	0,613	0,594	0,590	0,579	0,552

Длина меандра, а следовательно плеса и переката, тем больше, чем меньше кривизна русла, т. е. чем больше радиус кривизны. Приблизительно можно считать, что длина изгиба реки на вогнутом берегу равна длине радиуса кривизны. Например, если радиус кривизны $r_1 = 3,5 B$, то и длина кривой l также равна $3,5 B$. Если $r = 5 B$, то длина кривой или длина плеса $l = 5 B$. Следовательно, при некоторых условиях можно принимать, что длина плеса равна радиусу кривизны. При очень большом радиусе кривизны плес получается неустойчивым, т. е. река отходит от вогнутого берега и там образуется отмель.

Кривизна устойчивого русла в плане должна быть такой, чтобы глубина, уклон и расход устойчивого протекания удовлетворяли указанным выше формулам. На рисунке 29 изображен один шаг меандра. Длина меандра, т. е. два плеса и два переката,

в данном случае равна $14 B$, при этом длина плесового участка равна $3,5 B$ и длина переката равна ширине реки B . Сечение 1—1 относится к прямому участку русла, а 2—2 — к участку на кривой.

На этом же рисунке в вершине вогнутых кривых на правом и левом берегах показаны места входа в каналы. При таком расположении входов в каналы не будут поступать донные наносы.

Кривизна устойчивых русел в плане приближенно может быть очерчена по сопрягающим дугам окружностей двумя-тремя радиусами:

$$r_1 = (7 \div 8) B; \quad r_2 = (5 \div 6) B; \quad r_3 = 3,5 B, \quad (67)$$

где B — ширина реки по зеркалу воды на прямом участке.

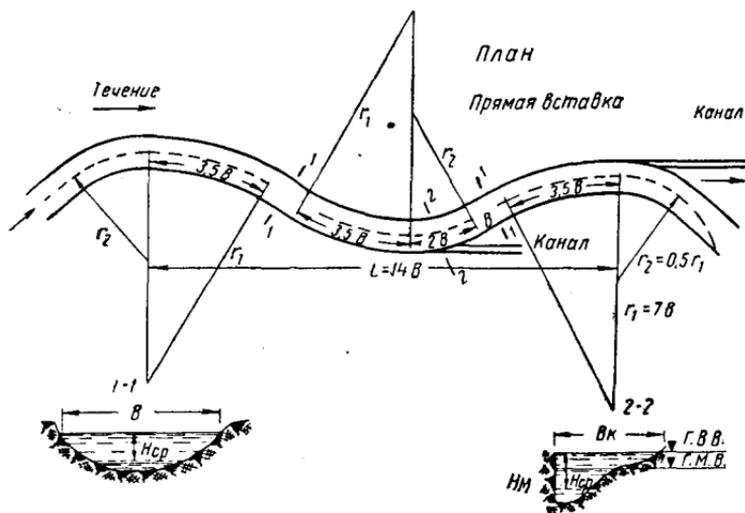


Рис. 29. Схема построения трассы криволинейного устойчивого русла.

Другие авторы для определения наименьшего радиуса кривой предлагают следующие зависимости:

Н. В. Разин:

$$r = \frac{100 \sqrt{Q}}{\varphi^2}; \quad (68)$$

Н. И. Маккавеев:

$$r = \frac{0,004}{I} \sqrt{Q}; \quad (69)$$

Риплей:

$$r = 40 \sqrt{\omega^4}; \quad (70)$$

где φ — угол поворота, в радианах;
 ω — площадь живого сечения, m^2 .

Выпуклых кривых (радиусом менее $3,5 B$) допускать не следует, так как они приводят к отжиму струй, водовороту и резкому увеличению местных глубин у вогнутого берега.

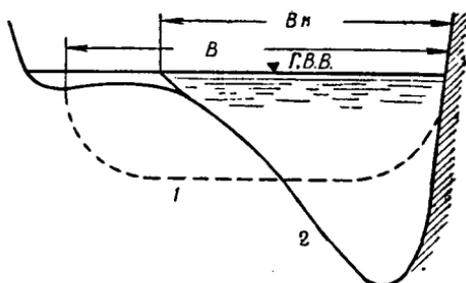
На равнинных реках, пригодных для лесосплава и судоходства, особенно если паводок совпадает с ледоходом, минимальный радиус кривизны выпуклого берега излучины должен быть не меньше $5 B$.

Ширина действующего русла по зеркалу воды на кривой B_k меньше ширины B на прямом участке и составляет:

$$B_k = (0,75 \div 0,5) B. \quad (71)$$

Коэффициент $0,75$ следует брать для пологих излучин аллювиальных русел при сбойном протекании потоков, а $0,50$ — для крутых излучин при неразмываемых (закрепленных) берегах, когда река изменяет свое направление под углом от 45 до 90° . Следует заметить, что ширина реки на кривой берется нами за вычетом отмели, т. е. активная часть русла (рис. 30).

Среднюю глубину русла устойчивой излучины можно определять по формуле:



$$H_k = H \left(1 + \tau \sqrt{\frac{B}{r}} \right), \quad (72)$$

или

$$H_k = K_\tau H. \quad (73)$$

Рис. 30. Поперечные профили на прямом (1) и кривом участках реки (2).

Максимальную глубину на кривой у вогнутого берега можно найти по формуле:

$$H_{\max} = \varepsilon H, \quad (74)$$

где H_k — средняя глубина на кривом участке, м;

H — средняя глубина на прямом участке, м;

H_{\max} — максимальная глубина на кривой, м;

τ , K_τ , ε — опытные коэффициенты, значения которых для кривых с соотношением ширины B к радиусу кривизны r от $0,16$ до $0,7$ приведены в таблице 9.

Для криволинейных участков русел при радиусе кривизны в интервале $4B > r > 3B$ коэффициент ε в формуле (74) для различных заложений откосов вогнутого берега m будет иметь следующие значения.

Коэффициент заложения откоса m	0—0,5	0,75—1,0	1,25—1,50	1,75—2,00
Коэффициент ε	2,50	2,10	1,75	1,50

Следовательно, с увеличением заложения откоса m (уплощением вогнутого берега) местная глубина у берега уменьшается.

Значения коэффициентов τ , K_τ , ε в зависимости от соотношения $\frac{B}{r}$

$\frac{B}{r}$	0	0,16	0,20	0,25	0,33	0,50	0,70	1,0
τ	0	0,60	0,60	0,65	0,75	0,85	2,0	—
K_τ	1,00	1,24	1,27	1,33	1,43	1,60	2,69	3,0
ε	1,27	1,48	1,84	2,20	2,57	3,00	—	—

Поэтому подводные откосы защитных сооружений, располагаемых у самого берега, а также самый берег следует делать возможно

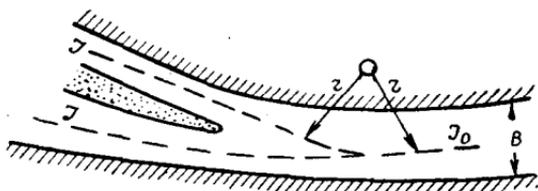


Рис. 31. Слияние двух потоков.

положе даже при условии некоторого увеличения объемов крепления для того, чтобы обеспечить достаточную устойчивость основания от подмывов.

При слиянии двух протоков образуется сбойное течение, вызывающее поперечную циркуляцию с нисходящими токами на границе соединения (рис. 16 и 31) и восходящими у берегов и как следствие — размыв русла в зоне нисходящих токов и отложение наносов в зоне восходящих токов. Следовательно, в этом случае имеют место два основных явления — изгиб потока в плане, большие скорости течения и поступление масс воды из поверхностных слоев потока ко дну без донных наносов.

Уклон I_0 водной поверхности в месте соединения потоков может быть найден по приближенной формуле для криволинейного русла:

$$I_0 = \frac{I}{1 + \tau \sqrt{\frac{B}{r}}} = \frac{I}{K_\tau}, \quad (75)$$

где I — средний уклон водной поверхности в протоках;

τ — коэффициент, зависящий от крутизны изгиба потока в месте его соединения (см. табл. 9).

Наблюдения над слиянием протоков горных рек в природе показывают, что минимальный радиус изгиба в месте их соединения может быть равным примерно ширине главного русла, т. е. $r \approx B$. При таком изгибе коэффициент $\tau = 2$ и соотношение уклонов отвечает уравнению:

$$I_0 = 0,33I. \quad (76)$$

Такие уклоны наблюдаются в месте соединения потоков на длине примерно $4B$. Исследования показывают, что наибольшая глубина реки в месте соединения потоков может быть принята равной:

$$H_p \approx 3H. \quad (77)$$

Закончив обзор зависимостей, применяемых при расчете русел, перейдем к описанию проектирования выправительных и защитных сооружений.

Глава II

ПРОЕКТИРОВАНИЕ ВЫПРАВИТЕЛЬНЫХ И ЗАЩИТНЫХ СООРУЖЕНИЙ

§ 7. КЛАССИФИКАЦИЯ СООРУЖЕНИЙ

Под регулированием русел рек понимается комплекс гидротехнических мероприятий по упорядочению режима рек для защиты сооружений и культурных земель от подмыва, размыва, затопления (наводнения) водными потоками, для направления течения воды и движения наносов при водозаборах, предотвращения попадания вредных наносов в каналы, создания благоприятных условий плавания судов и для других водохозяйственных целей.

Следовательно, работы по регулированию русел охватывают комплекс гидротехнических мероприятий для искусственного изменения бытового режима рек в соответствии с требованиями хозяйственной деятельности человека.

При регулировании русел применяются разнообразные сооружения, которые можно подразделить по их назначению на следующие:

выправительные — для регулирования русел, улучшения судоходства, водозабора, лесосплава, осушения, сброса, водоснабжения и пропуска половодья через мостовые отверстия;

защитные — для защиты культурных земель, населенных пунктов и промышленных предприятий от размыва, затопления (наводнения) и подтопления;

регулирующие — для регулирования водных потоков, обеспечения забора воды в каналы в период маловодья (межени), недопуска крупных донных наносов в канал, для борьбы с шугой и льдом зимой.

Очень часто функции выправительных, защитных и регулирующих сооружений совмещаются. Так, защита берегов от размыва рекой может быть достаточно эффективной лишь при выправлении русел последовательно путем регулирования течения и движения донных наносов.

Основные конструктивные формы сооружения по регулированию русел следующие.

Продольные дамбы располагаются по течению или под небольшим углом к нему и ограничивают ширину русла реки.

Струен направляющие дамбы (прямолинейные или криволинейные) предназначаются для направления потока к отверстиям моста, плотины, водоприемника и для предотвращения подмыва сооружения.

Запруды перекрывают русло от берега до берега; предназначаются для полного или частичного преграждения течения воды по рукавам и протокам в период межени; в период ледохода и половодья запруды затопляются, а иногда разрушаются при взрывах льда.

Полузапруды — поперечные выправительные сооружения, одним концом примыкающие к берегу, а другим выходящие в русло нормально или под углом к направлению течения — предназначаются для выправления течения и создания судоходных глубин. В половодье и при ледоходе полузапруды затопляются; они часто устанавливаются с наклоном против течения и работают по принципу расслоения потоков, отклоняя поверхностные течения к главному руслу, а донные к берегу.

Щоры — короткие незатопляемые полузапруды, устанавливаемые под некоторым углом к течению.

Береговые укрепления предназначаются для предохранения берега от размыва и разрушения течением и волнами; часто такие укрепления называются берегозащитными, или защитными.

Дамбы обвалования представляют земляные насыпи, ограждающие пойму от затопления высокими водами; такие сооружения называют иногда оградительными валами.

Струен направляющие системы вызывают искусственное расслоение потока с получением циркуляционных течений, отклоняющих донные наносы в заданном направлении.

Сквозные сооружения — возводятся с целью регулирования отложения наносов путем перераспределения расходов воды по ширине русла и создания у берега замедленных (не размывающих) скоростей течения.

Прорезь — канал в дне реки, соединяющий более глубокие его части.

Прокон — траншея — канал, спрямляющий излучину реки.

По характеру воздействия на поток выправительные, защитные и регулировочные сооружения можно разделить на две группы: 1) сооружения пассивного действия и 2) сооружения активного действия. Сооружения первой группы имеют целью предотвратить вредное действие речного потока, не изменяя направления его течения; они осуществляются в виде продольных дамб или креплений, плавно отклоняющих поток от размываемых участков берега и создающих условия для параллельноструйного его протекания на подходе к гидротехническим сооружениям и мостам.

Сооружения второй группы активно действуют на поток, меняя структуру его течения в желательном направлении.

По конструкции и строительным материалам сооружения разделяются на постоянные и временные.

П о с т о я н н ы е с о о р у ж е н и я представляют собой долговечные инженерные конструкции, возводимые из прочных материалов: камня, бетона, железа, армированного бетона, железобетона, бетонных плит или железобетонных массивов (бетонитов), габионной кладки и т. п.

В р е м е н н ы е с о о р у ж е н и я возводятся как можно быстрее для борьбы с возможной аварией или для ее ликвидации, при этом применяют часто подручные и недолговечные материалы: хворост, колья, каменно-хворостяную, фашинную и тюфячную кладки, дерн и т. п. Конструктивно они выполняются в виде системы поперечных преград (дамб, полузапруд и шпор), отклоняющих весь поток или часть его от размываемого берега; в последнем случае создаются условия для заиления пространства между сооружениями.

Различный характер влияния сооружений пассивного и активного действия на поток определяет и различные условия их работы.

Сооружения пассивного действия (продольные сооружения) действуют на поток почти равномерно на всей своей длине от начальной (так называемой головной) части до конца. Сооружения активного действия (поперечные сооружения), наоборот, действуют на отклоняемый ими поток неравномерно: начальная часть сооружения, примыкающая к берегу, так называемый корень, отклоняет незначительную часть потока с малыми скоростями, конец же сооружения, выдвинутый в поток, или так называемая голова сооружения, воспринимает основной удар потока. Корень сооружения (при правильном его расположении) не подвергается значительным подмывам, а у головы сосредоточиваются значительные местные размывы, имеющие форму воронок.

Наблюдения показывают, что глубины воронок размыва у головы поперечных шпор превосходят глубину размыва, образующегося у продольных сооружений. Однако значительные глубины воронок размыва у поперечных сооружений сосредоточиваются на небольшой длине и в определенных местах, где их легко предусмотреть и принять меры по локализации их вредного действия. Поэтому по размерам необходимого крепления поперечные сооружения часто оказываются выгоднее продольных.

Особенность действия поперечных сооружений состоит также в том, что оно распространяется на значительное расстояние от сооружения, в 4—6 раз превосходящее его длину. Поэтому общая протяженность поперечных сооружений на длине фронта их расположения (защищаемого участка реки) меньше, чем продольного сооружения, которая равна длине фронта. Это имеет существенное значение при значительных длинах фронта берегозащитных работ.

Преимуществом продольных сооружений является более плавное обтекание их потоком (чем и объясняются меньшие глубины размыва), что дает выравнивание скоростей течения на подходе к водоприемникам, плотинам и мостам.

Применение тех или иных строительных материалов в значительной степени определяется назначением сооружения, местными условиями, характером грунтов, слагающих русло реки, и условиями производства работ.

На реках в горных районах, где русло сложено из гальки и валунов, а поблизости от места работ можно открыть карьеры крупного камня, сооружения выполняют из каменной кладки (на растворе или насухо), из наброски рваного камня, габионной кладки и каменно-хворостяной кладки, часто с применением деревянного или железобетонного каркаса.

На реках, протекающих в условиях предгорного рельефа, где русло сложено из крупного песка-гравия или галечника, сооружения возводят из местного гравелисто-галечного грунта с облицовкой бетонными или железобетонными плитами, из бетонитов или каменно-хворостяной кладки, габионной кладки, хворостяных корзин, заполненных крупным камнем, фашин, карабур и т. п.; применяются также различного рода тюфяки и выстилки из хвороста. В последнее время на таких реках находят применение сборные железобетонные конструкции, допускающие индустриализацию изготовления элементов сооружения и механизацию их укладки. В частности, изготавливают железобетонные балочные конструкции в виде сквозных ряжей, тетраэдров и тюфяков из армированных бетонных плит.

На равнинных участках рек (нижнее течение и дельты) применяют деревянные и железобетонные сквозные сооружения (из свай, тетраэдров и ветвистых заграждений), облицовки откосов тюфяками из бетона и асфальтобетона, армированного каменно-хворостяной сеткой, фашинной и карабурной выстилками.

Оградительные сооружения (дамбы обвалования) возводят из местного грунта с креплением откосов в местах течения или волн. При благоприятных условиях откосы выше уровня грунтовых вод укрепляют посадками ивы, тала и других деревьев, корни которых закрепляют откос.

§ 8. ПРОЕКТИРОВАНИЕ ВЫПРАВИТЕЛЬНОЙ ТРАССЫ

При регулировании рек существующее русло видоизменяется в новое, которое должно отвечать определенным хозяйственным требованиям (в отношении положения в плане, ширины, глубины, горизонтов воды, скорости течения) и вместе с тем быть устойчивым, т. е. сохранять приданную ему форму и размеры в течение длительного времени при минимальных эксплуатационных расходах.

Выправительной трассой называется полоса русла, ограниченная двумя линиями проектного очертания в плане правого и левого берегов. Примеры расположения выправительной трассы для увеличения глубины на перекате в период межи показаны на рисунках 32, 33; на них также обозначены линии судового хода и границы хода в пределах трассы (рис. 32). На рисунке 33 видны:

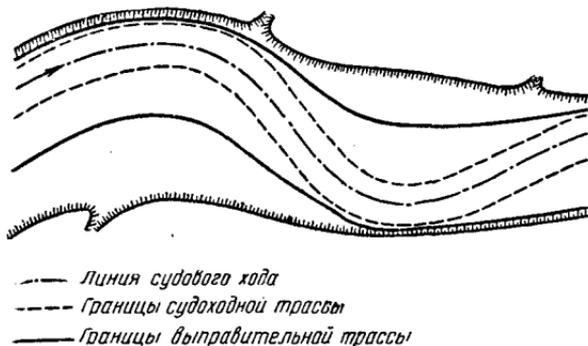


Рис. 32. План выправительной и судоходной трассы.

а) участки 1—2, 3—4 и 11—13 существующего берега в их первоначальном виде или после некоторой планировки и упорядочения;

б) участок 2—5 существующего берега, закрепленный береговыми опоясками;

в) продольные и поперечные русловые выправительные сооружения, создающие новые берега; к продольным сооружениям от-

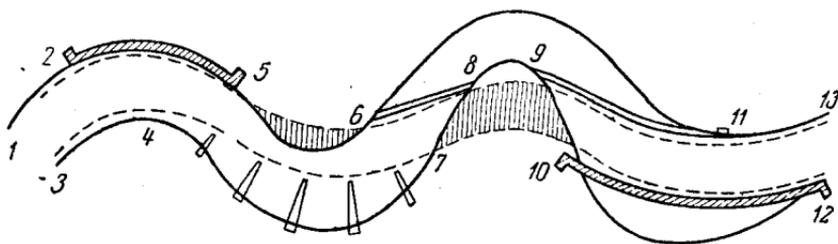


Рис. 33. Выправительная трасса.

носятся дамбы 6—8, 9—11 и 10—12 (две первые называют также запрудами), к поперечным — шпоры или полузапруды на участках 4—7;

г) участок 5—6 берега после срезки для одностороннего или двустороннего расширения русла;

д) землечерпательная прорезь 7—8—9—10, прокладываемая для образования нового русла.

Прежде чем перейти к рассмотрению вопросов устройства выправительных сооружений, остановимся кратко на правилах проектирования выправительной трассы. Задача проектирования сводится к назначению оси трассы на плане существующего русла, ширины и глубины трассы и к установлению поперечных сечений русла; эта работа завершается проверкой запроектированного русла на устойчивость.

При этом в зависимости от степени устойчивости русла можно выделить три случая.

1. Неустойчивое русло ($I_y < I$), когда река разделяется на рукава и протоки. В этом случае защитные сооружения следует располагать вдоль существующих берегов, не вызывая заметных стеснений в русле, т. е. защитные трассы каждого берега можно проектировать независимо друг от друга, чтобы в реке поддерживалась многорукавность и, следовательно, повышенные уклоны.

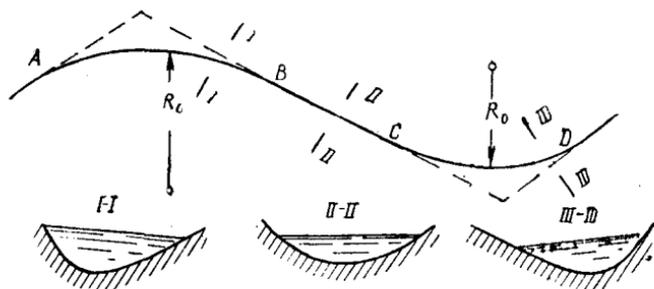


Рис. 34. Ось выправительной трассы с поперечным профилем русла.

2. Реки нормальной устойчивости ($I_y = I$). Трассу защитных и выправительных сооружений следует проектировать в виде плавных кривых, отвечающих бытовым условиям устойчивых участков.

3. При избыточной устойчивости русла ($I_y \geq I$) выправительные сооружения и работы должны обеспечивать увеличение его уклона до устойчивого. Для этого необходимо объединять протоки, сужать русла и спрямлять излучины.

При проектировании выправительных и защитных трасс рекомендуется в наибольшей мере использовать существующее основное русло, сужая его до устойчивой ширины, перекрывая лишние протоки и спрямляя крутые излучины.

Запроектировав трассу, намечают расположение и размеры выправительных и защитных сооружений, определяют их конструкцию, объем и стоимость, имея при этом в виду и вопросы организации и механизации работ.

Профессор М. В. Потапов [27] рекомендует ось выправительной трассы очерчивать плавно сопрягающимися кривыми линиями с короткими прямыми вставками между ними (рис. 34). Чтобы

поперечные сечения потока $I-I$ (в вершине первой кривой) и $II-II$ (на прямой BC) постепенно и плавно переходили друг в друга, необходимо очертить ось трассы переменным радиусом, изменяющимся от минимального значения R_0 в вершине до $R \rightarrow \infty$ в начале и конце кривой, т. е. точки A, B, C и D должны быть точками перегиба кривой. Таким свойством обладает, например, синусоида или упругая кривая. При трассировании кривой A, D по синусоиде имеем:

$$x_0 = \frac{\pi}{2} k R_0, \quad y_0 = k^2 R_0, \quad k = \operatorname{tg} \frac{\varphi}{2}. \quad (78)$$

Кривая строится по точкам уравнения:

$$y = y_0 \cos \frac{\pi x}{2x_0}. \quad (79)$$

Для построения упругой кривой гибкая линейка зажимается между шпильками A, B, C (рис. 34), укрепленными так, чтобы было:

$$x_0 = 2kR_0; \quad y_0 = \frac{4}{3} k^2 R_0. \quad (80)$$

Из сопоставления уравнений синусоиды и упругой кривой видно, что при одном и том же расположении точек A, D и B упругой кривой y_0 больше, а радиус кривизны в вершине меньше*. Изгибы естественных потоков более всего приближаются к синусоидам (рис. 35).

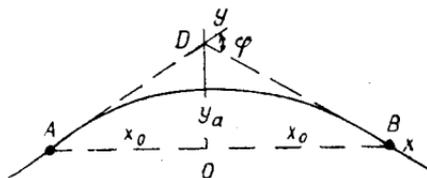


Рис. 35. Трассирование кривой ADB по синусоиде.

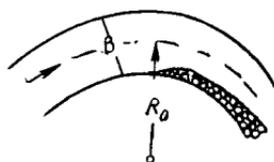


Рис. 36. Отжим потока при малом радиусе кривизны.

Величину R_0 назначают в зависимости от размеров потока и от эксплуатационных требований. Наименьшее значение $R_0 = 4B$, лучше $R_0 = 5B$, где B — ширина русла по горизонту воды (рис. 36). При меньших R_0 русло будет формироваться резко несимметрично, кроме того, может образоваться отжим потока и отложение мели за выпуклым берегом; наоборот, при слишком большой величине R_0 динамическая ось потока становится неустойчивой. Предельные значения надежнее всего могут быть установ-

* Имеются другие способы назначения оси выправительной трассы: К. Апор. «Упрощенный метод разбивки спиральной волжы фарга при регулировании горных рек». Будапешт, 1959,

лены по плану реки на заведомо устойчивых криволинейных участках. Для величины R_0 можно также пользоваться формулами (67)—(70).

На практике радиус кривизны выправительной трассы обычно согласуют с естественными оптимальными условиями обтекания потоком кривых, при которых нет отрыва струи. Для создания оптимальных условий обтекания потоком вогнутого берега необходимо нанести кривую линию очертания берега с постепенно меняющимся радиусом кривизны от бесконечного в местах сопряжения вогнутости с выпуклостью или прямолинейным соседним участком до наименьшей величины радиуса в точке вогнутости, находящейся несколько ниже по течению от середины длины вогнутого берега.

Гидравлические элементы зарегулированного русла, т. е. форма и размеры поперечного сечения, горизонты, уклон, скорость, должны отвечать хозяйственным (эксплуатационным) требованиям; для судоходства и сплава, например, должны гарантироваться определенные ширина и глубина русла, в осушении — заданное понижение горизонта воды, для водозабора — плавность подхода потока к водоприемнику и плотине. Кроме того, зарегулированное русло должно быть устойчивым, т. е. незаиляемым и неразмываемым; это условие часто ограничивает возможность создания желательных формы и размеров русла.

Выправление русла проектируют для определенного состояния потока, т. е. для определенного расхода и соответствующего ему горизонта в естественном потоке. Для судоходных рек с большой амплитудой колебания горизонтов обычно регулируется меженное русло, и за рабочий горизонт и расход принимают те их значения, которые соответствуют средневысокой межени, когда естественное меженное русло заполняется до уровня поймы. В этом случае регулирование паводочного русла, если оно требуется, решается как отдельная задача, главным образом в виде обвалования поймы для предохранения от затопления.

На горных и предгорных реках с малой амплитудой колебаний уровня воды (1—2 м) обычно практикуют регулирование всего русла, вмещающего как меженные, так и паводочные расходы; за расчетный принимают средневысокий паводочный расход заданной обеспеченности.

Установив рабочий (расчетный) расход и соответствующий горизонт бытового русла, определяют, по данным изысканий, ширину и среднюю глубину русла на устойчивых участках реки и отдельно на плесах и перекатах. Обычно на плесовых участках средняя ширина реки несколько меньше, чем на перекатных, глубина же значительно больше. Среднюю ширину русла на плесовых участках принимают за минимальную ширину выправительной трассы. Если на перевальных участках бытового русла приходится очерчивать трассу прямыми или кривыми большого радиуса,

то необходимо учесть уширение русла в естественных условиях и соответственно уширить трассу, допуская при этом некоторое уменьшение средней глубины. Но так как целью регулирования является часто именно увеличение глубины на перевальных участках по сравнению с бытовой, то в этих случаях необходимо обратить наибольшее внимание на улучшение плана трассы, пройдя затруднительные участки кривыми достаточно малого радиуса без прямых вставок между ними. В этом случае ширину трассы можно не только сохранить, но даже уменьшить на 10—20% против нормальной ширины на плесах. Участки трассы с различной шириной должны плавно сопрягаться между собой в плане.

Компоновать выправительные сооружения следует с учетом характера слагающих ложе реки грунтов и других местных условий, основываясь по возможности на достаточно глубоком изучении наблюдающегося переформирования самого русла и его берегов (образование отмелей, засорение рукавов, подмыв берегов и т. п.).

Не следует стремиться к спрямлению излучин и нарушать установившиеся на реке уклоны поверхности воды, при которых на хороших участках наблюдается сравнительная стабильность русла.

Проектируя выправительную трассу, необходимо учитывать ледовый режим, особенно характер весеннего ледохода с момента первой подвижки льда как в границах выправляемого участка, так и на прилегающих к нему участках. Следует учитывать возможность образования заторов льда в изгибах выправляемого русла. Необходимо считаться и с осенними ледоходами, идущими при низких уровнях воды.

При регулировании русла по системе пологих кривых выправительные сооружения следует располагать по обоим берегам реки, сосредоточивая их в основном на участках вогнутого берега (рис. 37). При достаточной кривизне вогнутых берегов создаются повышенные глубины и, следовательно, увеличенная способность потока транспортировать донные наносы. Выпуклый берег при этом нарастает без каких-либо сооружений вдоль него за счет работы самого потока. Лишь в тех случаях, когда наращивание выпуклого берега желательно ускорить, а также если имеется опасность отхода стрежня потока от вогнутого берега и свала его к выпуклому, сооружения нужно устраивать, как рекомендует М. М. Гришин [9], и вдоль выпуклого берега.

Поперечные сооружения оказываются в большинстве случаев экономичнее продольных. Преимущество их состоит в том, что с их помощью можно выправлять или сужать русла не сразу на всей длине, а постепенно, при этом равномернее распределяются средства и постепенно изменяется направление течения потока. Однако поперечные полузапруды имеют тот недостаток, что головы их подвергаются усиленному подмыву; течение около них

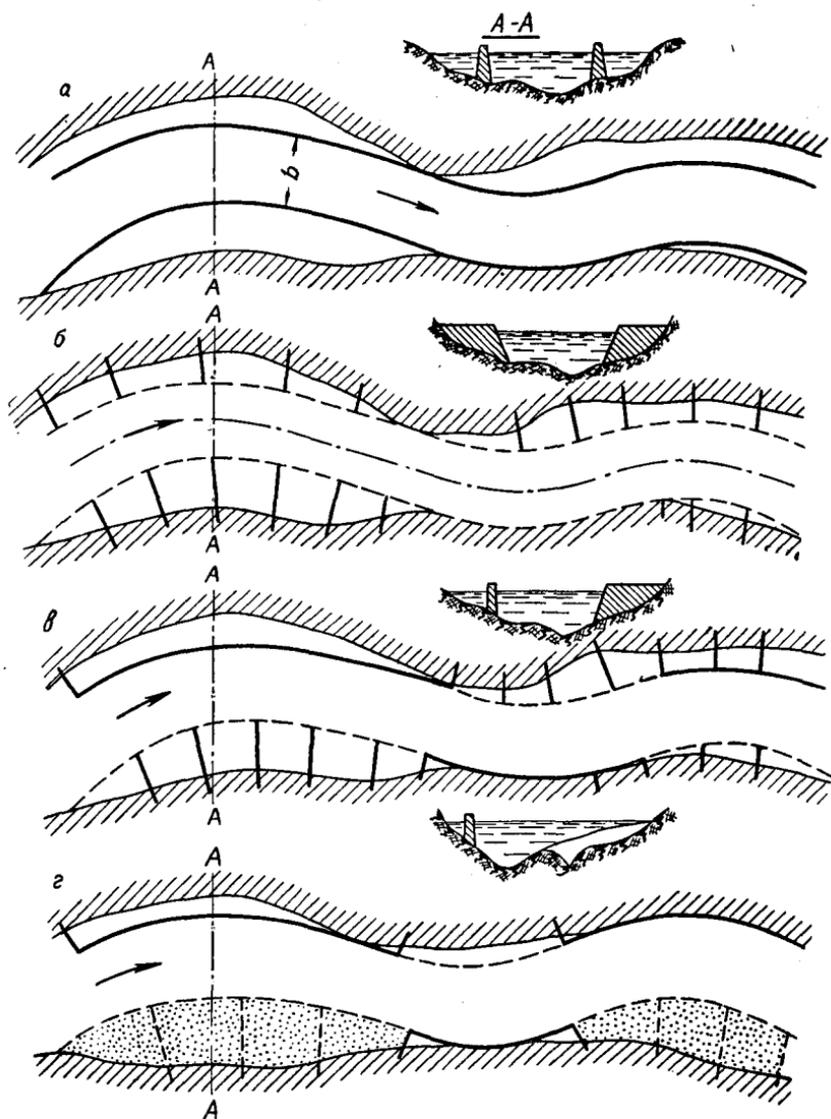


Рис. 37. Схемы образования нормального русла при регулировании:
 а — продольными дамбами; б — поперечными полузапрудами; в и г — совместным применением полузапруд и дамб.

неспокойное, на вогнутых частях берега пространства между полузапрудами плохо заносится. У продольных или наклонных дамб течение более спокойное и подмыв их незначителен.

Комбинированный способ регулирования (рис. 37, в, г) наиболее рационален и гибок. В этом случае обеспечивается спокойное течение вдоль продольных дамб, расположенных, как правило, у вогнутого ведущего берега; пространство между полузапрудами хорошо заиливается.

В последнее время чаще прибегают к сооружению продольных дамб вдоль вогнутых берегов, придавая новому руслу криволинейное очертание. При достаточной кривизне вогнутых берегов создаются повышенные глубины и, следовательно, увеличивается

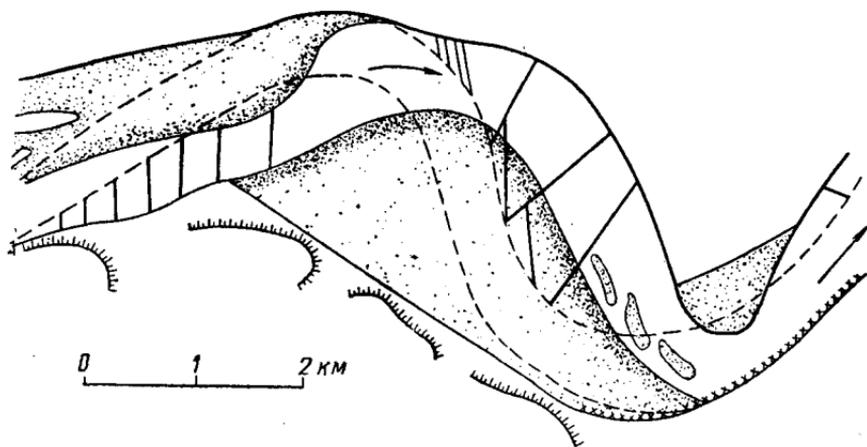


Рис. 38. План участка р. Миссури в нижнем течении с расположением свайных шпор для улучшения судоходства.

способность потока транспортировать донные наносы, выпуклый берег при этом нарастает за счет работы самого потока. Лишь в тех случаях, когда образование выпуклого берега идет медленно и имеется опасность отхода реки, можно пойти на постройку полузапруд или более дешевых сквозных сооружений (ветвистых заграждений и т. п.).

Пример выправления русла системой поперечных свайных сквозных шпор (для целей судоходства) показан на рисунке 38. Выправленная трасса идет по новому направлению (на рис. 38 изображена пунктиром), не совпадающему с главным действующим руслом.

Выправление русла горной реки с расходом воды в паводок $1600 \text{ м}^3/\text{сек}$ для обеспечения потребного водозабора и недопущения поступления донных наносов в два ирригационных канала, расположенных на противоположных берегах реки, показано на рисунке 39. Водозабор в каналы составляет до 30% меженного

расхода реки. Русло реки сложено гравелисто-галечниковым грунтом с включением камней диаметром до 40 см. Уклоны поверхности воды равны 0,004—0,005.

Расстояние между головами каналов, расположенных на противоположных берегах, должно быть равным половине шага меандра, т. е. $L = (5 \div 6) B$.

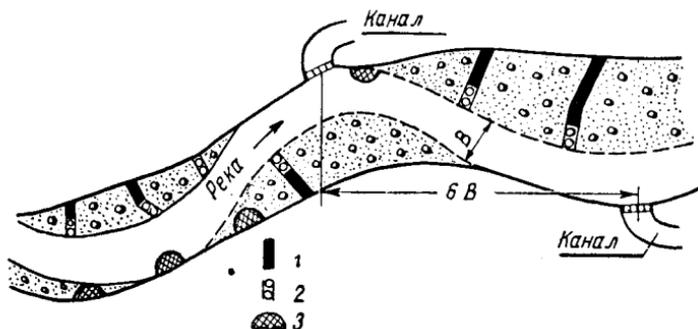


Рис. 39. Выправление русла в плане в целях улучшения водозабора в два канала, расположенных на противоположных берегах:

1 — сплошная часть шпору из местного грунта; 2 — сквозная часть шпору из свай; 3 — шпору из обвала скал.

Для обеспечения водозабора и недопуска донных наносов в каналы головы их должны располагаться несколько ниже вершины вогнутой кривой, т. е. у места наибольших глубин.

В итоге многолетней практики регулирования речных русел выработалось правило выправлять русло по пологим кривым, способствующим созданию устойчивого русла у места водозабора.

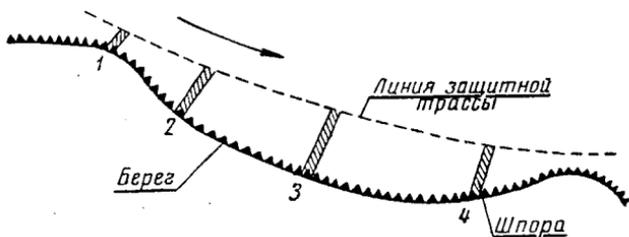


Рис. 40. Защитная трасса, очерченная по вогнутой кривой.

При защите берега от размыва предпочтение следует отдавать поперечным сооружениям в виде шпор или полузапруд. Этими сооружениями можно выправлять русло постепенно, строя сначала лишь ближайšie к берегу части сооружения (корневые) и затем постепенно удлиняя их в сторону реки (рис. 40).

При укреплении напорного откоса продольных дамб бетонными плитами, камнем на растворе, а также различными видами мощения, имеющими шероховатость, меньшую, чем в естественном русле, следует иметь в виду возможность образования продольных течений со значительными скоростями. Это создает угрозу подмыва крепления напорного откоса, во избежание чего следует значительно заглублять низ крепления в дно реки. Для борьбы с продольными течениями и связанными с ними подмывами можно устраивать короткие шпоры, как бы увеличивающие бортовую шероховатость русла (рис. 41).

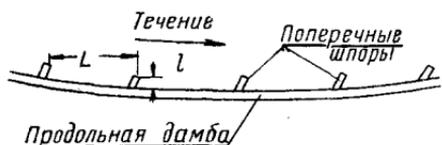


Рис. 41. Схема расположения поперечных шпор у продольной дамбы.

подмывами можно устраивать короткие шпоры, как бы увеличивающие бортовую шероховатость русла (рис. 41).

Ширину зарегулированной трассы во всех случаях следует определять по формуле (49), причем в расчет нужно вводить не бытовой уклон реки на любом участке, а уклон устойчивого протекания потока одним руслом, который заметно меньше общего уклона реки на участках с одним руслом и значительно меньше на участках, где русло делится на рукава.

§ 9. ЗАЩИТА БЕРЕГОВ ОТ РАЗМЫВА ГЛУХИМИ (МАССИВНЫМИ) ШПОРАМИ И ДАМБАМИ И ИХ ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ

Расстановка шпор и протекание потока. Материалом для глухих шпор и дамб может служить камень или местный грунт; в последнем случае напорный откос должен быть закреплен.

Элементы шпор и дамб имеют следующие названия: корень, тело, голова и крепление.

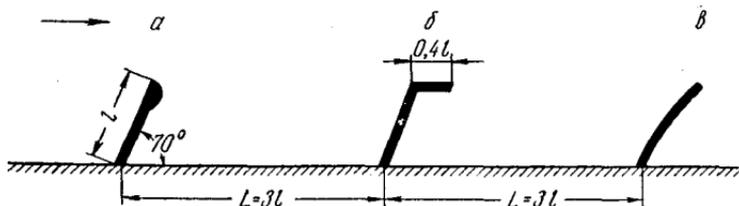


Рис. 42. Формы очертания шпор в плане:

а — прямолинейная; б — Г-образная; в — криволинейная.

Голова шпоры, или дамбы, выдвинутая в поток, находится под наибольшим воздействием струй потока.

Форма очертания типовых шпор в плане дана на рисунке 42. Глухие шпоры и дамбы отклоняют поток или отдельные его струи в требуемом направлении.

При выправлении русла рек наибольшее распространение получили дамбы, а при защите берега — короткие шпоры.

Подразделение поперечных сооружений (шпор) на короткие и длинные чисто условное. На небольших горных реках, где часто встречаются шпоры длиной 6—10 м, длинными можно считать уже шпоры в 15 м, на крупных же реках длинными считают шпоры в 100—150 м.

С. Т. Алтунин и И. А. Бузунов [3] считают, что в основу деления шпор на короткие и длинные следует положить те изменения в режиме потока, которые вызываются воздействием шпор.

Шпоры вызывают обычно местные поперечные стеснения потока без заметных изменений характера протекания всего потока и тем более у противоположного берега (рис. 43, а). Наоборот, дамбы вызывают значительное изменение условий протекания реки, сопровождающееся отклонением динамической оси всего потока к противоположному берегу (43, б). Имея в виду сказанное, шпорами будем называть сооружения, у которых отношение их длины к ширине действующего (устойчивого) русла

$$l_1 : B_y \leq 0,33. \quad (81)$$

Дамбами называют сооружения, у которых отношение:

$$l_2 : B_y \geq 0,33. \quad (82)$$

Более полное определение получим, взяв отношение расходов воды в русле до устройства поперечных сооружений для шпор:

$$Q_1 : Q \leq 0,33 \quad (83)$$

и для дамб

$$Q_2 : Q \geq 0,33, \quad (84)$$

где Q_1 и Q_2 — расходы воды, проходящие по полосе русла, перекрываемой шпорой и дамбой;

Q — общий расход воды в русле.

Но и эту характеристику шпор и дамб надо считать весьма условной и имеющей значение лишь для установления некоторой приближенной границы между ними.

Для блуждающих, разделяющихся на рукава рек, у которых продольный уклон реки I_0 больше уклона устойчивого протекания I_y , в формуле следует вместо B_y брать ширину двух устойчивых рукавов, т. е. $B_y = 2B_{y-p}$, определяя B_{y-p} по выражению (49). Наобо-

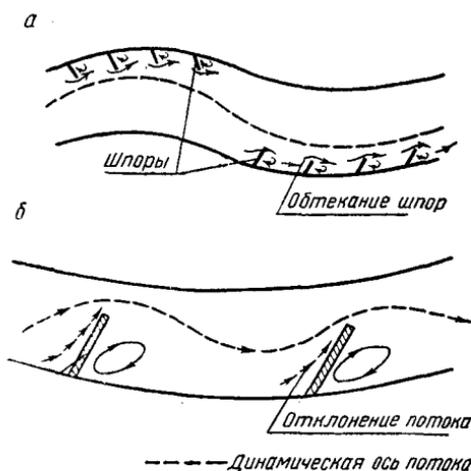


Рис. 43. Влияние поперечных сооружений на условия протекания потока.

рот, при расчете по формуле (82) следует вводить ширину устойчивого русла.

Работа поперечных сооружений существенно зависит от угла подхода потока α_0 :

$$\alpha_0 = \alpha + \beta, \quad (85)$$

где β — дополнительный угол свала потока, косинус которого равен

$$\cos \beta = \frac{I_y}{I}. \quad (86)$$

Схема свала потока при уклоне в протоке, большем уклона устойчивого протекания, показана на рисунке 31.

Протекание потока вблизи шпоры характеризуется образованием подпора (повышением горизонтов и уменьшением продольных скоростей течения) на подходе к ней; сразу ниже головы шпоры наблюдается спад уровней и увеличение продольных скоростей течения.

При расположении поперечных сооружений против течения стрежень реки прижимается ближе к их оголовкам с образованием относительно больших местных глубин, тогда как при установке сооружений по течению стрежень реки отклоняется дальше от их головы, а местные глубины у оголовков становятся относительно меньше.

Имея в виду эти замечания, защитные и выправительные шпоры и дамбы следует устанавливать наклонно вниз по течению под углом $67-70^\circ$. В отдельных случаях при сооружениях легкой конструкции (из хвороста, камыша, дерна и других недолговечных материалов) угол наклона уменьшается до $30-45^\circ$.

При компоновке коротких шпор следует стремиться к тому, чтобы подпор в верхнем бьефе шпоры распространялся до головы вышележащей шпоры, предотвращая тем самым образование спада в нижних бьефах шпор, сильно ухудшающего условия обтекания шпоры.

При подтоплении шпоры со стороны нижнего бьефа вследствие подпора нижележащей шпорой движение и растекание потока в пространстве между шпорами по ширине (рис. 44) при параллельном движении струй определяются углом растекания потока β , причем:

$$\operatorname{tg} \beta \approx \frac{1}{6} \quad \text{и} \quad \beta \approx 9,0^\circ. \quad (87)$$

Расстояние между шпорами на прямом участке можно определить, исходя из угла растекания потока β , по уравнению С. Т. Алтунина и И. А. Бузунова [3]:

$$L = l_p \sin \alpha \operatorname{ctg} \beta + l_p \cos \alpha \approx 6l_p \sin \alpha, \quad (88)$$

где l_p — рабочая длина шпоры для средних условий.

С учетом гарантии от подмыва корня шпоры иногда принимают [3]:

$$l_p = \frac{2}{3} l, \quad (89)$$

тогда

$$L = 4l \sin \alpha. \quad (90)$$

При угле $\alpha > 75^\circ$ получим:

$$L = 4l. \quad (91)$$

Полную длину шпоры l при рабочей длине l_p следует определять, учитывая расчетом размыв корня шпоры.

Расположение голов шпор по плавной вогнутой кривой обеспечивает устойчивое протекание потока вдоль всей выправитель-

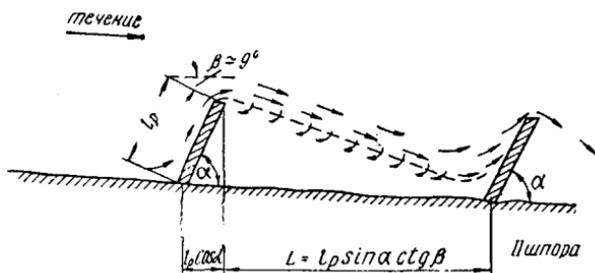


Рис. 44. Схема работы шпоры.

ной или защитной трассы. Радиус очертания криволинейной трассы не должен быть менее $4,5 B$ и не более $(6 \div 7) B$; длина вогнутой кривой принимается около $(3 \div 4) B$. При соблюдении этих условий можно ожидать плавного протекания потока вдоль сооружений без отрыва струй и образования отмелей. Кривизну выправительной или защитной трассы следует назначать применительно к общей кривизне берега.

При этом во многих случаях угол подхода потока к шпоре равен углу между границей растекания и шпорой (α_0).

Длину первой шпоры, воспринимающей лобовой удар потока, принимают:

$$l_1 = \frac{2}{3} l, \quad (92)$$

где l — полная длина шпоры.

Уменьшение длины первой шпоры ослабляет нагрузку на нее, чем достигается более равномерное распределение нагрузки между всеми шпорами.

Длину последней (низовой) шпоры также следует уменьшать по сравнению с длиной промежуточных шпор, принимая ее равной

длине первой шпоры. Это необходимо для уменьшения спада горизонта воды ниже шпоры, ослабления размыва ее оголовка и более плавного сопряжения с руслом.

Все шпоры следует по возможности доводить до коренного берега реки. Если фактическая длина шпор больше расчетной, т. е.

$$l_{\phi} > 1,5l_p, \quad (93)$$

то примыкающую к берегу часть шпоры длиной

$$\Delta l = l_{\phi} - 1,5l_p \quad (94)$$

можно рассматривать как нерабочую часть.

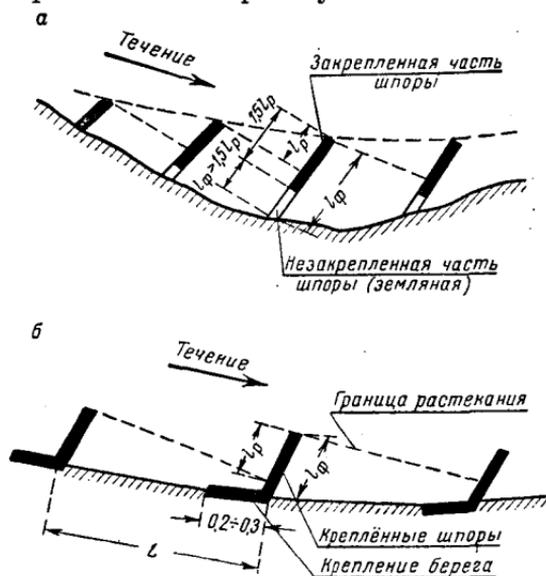


Рис. 45. Схема крепления шпор и берега:

а — шпоры избыточной длины ($l_{\phi} > 1,5 l_p$); б — шпоры недостаточной длины ($l_{\phi} \leq 1,5 l_p$).

В этом случае сопряжение шпоры с берегом может быть в виде простого примыкания без заделки корня, а сам участок примыкания — в виде отсыпки из местного грунта без крепления напорного откоса (рис. 45, а).

Если же фактическая длина шпор

$$l_{\phi} \leq 1,5l_p, \quad (95)$$

то корень шпоры должен быть тщательно заделан в существующий берег и крепление напорного откоса должно быть доведено до берега. В особо тяжелых условиях это крепление следует распространять также и на некоторую длину берега, примерно на 0,2—0,3 расстояния между шпорами (рис. 45, б).

На реках с блуждающим руслом во избежание обхода шпор с корня первую шпору заделывают в берег на значительную длину. Так, на Аму-Дарье у Чарджоу длина первой глухой шпоры принята около 250 м, тогда как длина второй и последующих шпор — не более 100 м.

На низких заливаемых в паводки берегах вдоль всей линии шпор следует устраивать дамбу обвалования, сопрягающую

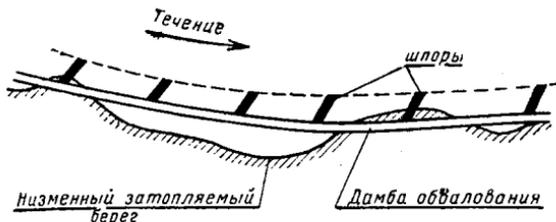


Рис. 46. Шпора и дамба обвалования.

между собой корни поперечных шпор. Трассу этой дамбы можно не увязывать с контуром берега, пересекая ею при необходимости существующее русло или протоки. Наиболее рационально трассу дамбы обвалования намечать параллельно кривой, по которой располагаются головы шпор. Напорный откос дамбы обвалования в месте примыкания шпоры следует укреплять на длине, равной 0,2—0,3 расстояния между шпорами (рис. 46).

При выборе угла α между направлениями шпор и основного потока (рис. 47) следует учитывать влияние этого угла на глубину воронки размыва у головы шпоры и возможность возникновения водоворотов у корня. Увеличение угла α до 110 — 120° ведет к уменьшению глубины воронки размыва на 10—15% по сравнению с глубиной, наблюдаемой при расположении шпоры перпендикулярно направлению течения. Указанное значение угла α и рекомендуется принимать.

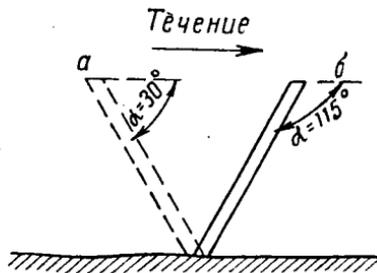


Рис. 47. Расположение полузапруды (а) и шпоры (б).

Когда шпоры затапливаются и работают как полузапруды (водосливы), их нужно располагать против течения.

На блуждающих реках, когда возможны свалы потока к шпорам под углами, отличными от угла нормального протекания, чтобы избежать излишнего напряжения в работе оголовков шпор, угол α желательно принимать не менее

$$\alpha = 90^\circ + \beta, \quad (96)$$

где β — наиболее вероятный угол свала потока, который определяется по формуле 86, и в пределе его можно принять равным $15-30^\circ$.

При больших значениях угла β выдержать это требование нельзя, так как шпора располагается очень полого. В таких случаях угол β вводят в расчет глубины воронки размыва, о чем сказано выше.

Берегозащитные массивные дамбы отличаются от шпор тем, что они отклоняют весь поток, придавая ему меандрическое очертание и тем самым уменьшая продольный уклон реки.

Вызываемый поперечными дамбами подпор не распространяется на вышележащие сооружения, поэтому при компоновке их

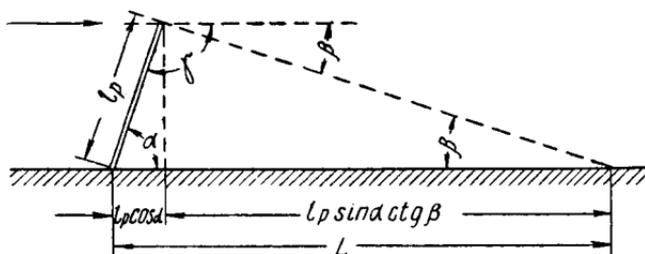


Рис. 48. Схема к определению расстояния между дамбами.

планового расположения требование расположения голов дамб по однообразной вогнутой кривой является чисто условным и может быть обосновано только общими соображениями — создать идентичные условия протекания потока у голов всех дамб. В некоторых случаях, исходя из местных условий, можно допускать значительные отклонения расположения голов поперечных сооружений от плавной кривой в ту или другую сторону.

Поскольку вызываемый дамбами подпор не распространяется до головы вышележащей дамбы, то пространство между ними полностью не заполнено водой, и уже на некотором расстоянии от ее головы движение потока в этом пространстве подчиняется обычным условиям формирования речных русел. Принимая, что весь расход реки сваливается к голове верховой дамбы, расстояние между первой и второй дамбами можно определить исходя из предположения, что поток между ними движется с уклоном устойчивого протекания I_y и составляет с направлением основного уклона I угол β , определяемый выражением (86). Схема для определения расстояния между дамбами показана на рисунке 48; из схемы получаем:

$$L = l_p \sin \alpha \operatorname{ctg} \beta + l_p \cos \alpha, \quad (97)$$

где l_p — рабочая длина дамбы;



Рис. 49. Протекание потока на модели у глухой дамбы при размываемом русле.

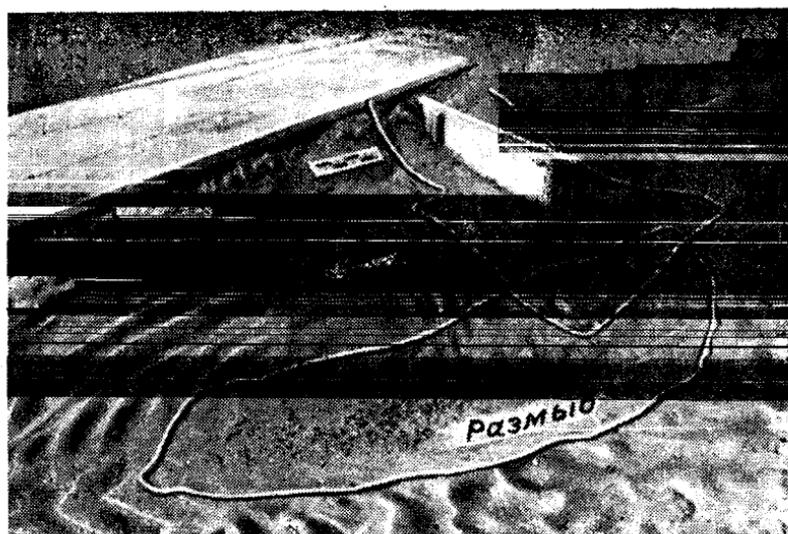


Рис. 50. Крепление дна гибким тюфяком на модели у глухой шпоре.

α — угол между направлениями дамбы и основного потока, который следует принимать в $115-120^\circ$ и не менее $\alpha = 90^\circ + \beta$.

Длину дамбы следует принимать по выражению:

$$l = l_p + kB_y, \quad (98)$$

где B_y — ширина устойчивого русла, определяемая по формуле (7) при максимальном расходе Q_{\max} и уклоне устойчивого протекания I_y ;

k — коэффициент запаса, значение которого можно принимать около 0,5.

В остальном приемы компоновки расположения дамб не отличаются от таковых для шпор.

Отдельно стоящие поперечные шпоры, как короткие, так и длинные, применять крайне нежелательно, так как вызываемое ими местное улучшение условий протекания потока сопровождается, как правило, значительным ухудшением условий протекания на сравнительно большой длине выше и ниже шпоры. Поэтому поперечные сооружения рекомендуется применять только при значительной длине фронта выправительных или защитных работ, используя при малой длине фронта продольные защитные дамбы.

После установки шпоры в реке струи перераспределяются по ширине и глубине; поверхностные струи отклоняются от шпоры в сторону главного русла, а донные — в сторону пространства между шпорами, где они выходят на поверхность. На рисунке 49 показана картина движения потока, а на рисунке 50 — размыв дна у головы шпоры в лабораторном лотке (дно у основания шпоры закреплено тюфяком с пригрузкой по контуру камнем). Движение струй у шпор имеет форму циркуляций (спиралей). Упрощенная схема такого течения в плане у двух шпор, поставленных нормально к течению, дана на рисунке 51, где расстояние между шпорами равно четырем длинам шпор.

В лаборатории и отчасти в натуре К. Ф. Артамонов [5] наблюдал более детальную картину течений у шпоры (рис. 52). Струи 1, 2 и 3, встречая преграду (шпору), отклоняются ко дну; у основания шпоры они возбуждают вторичное циркуляционное течение, которое, следуя вдоль шпоры, увеличивается (рис. 52, разрез А—Б). За пределами шпоры донные струи растекаются веерообразно и бурно выходят на дневную поверхность, при этом часть донных струй (1, 2 и 3), выходя на дневную поверхность непосредственно за шпорой, образует здесь водоворот a . Несколько ниже (вдоль берега) образуется винтовое движение за счет донных струй 1', 2' и 3'. Струя 4 у головы шпоры также уходит ко дну, образуя там винтовое течение с разными знаками, струя занимает промежуточное положение между шпорой и переходным участком. Струи 5, 6 и 7 не уходят ко дну, они определяют направление течения на

переходном участке с основным потоком. Только в отдельных случаях струя 5 вступает в водоворотное течение ниже шпоры.

Описанные здесь характер и размер циркуляций меняются с изменением угла атаки, глубины и скорости течения, а также за-
ложения откоса.

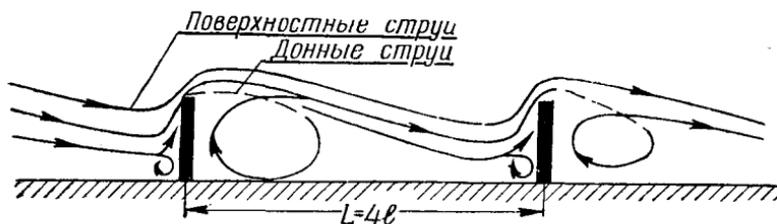


Рис. 51. Схема движения струй у шпор.

Местные размывы дна у массивных сооружений. Действие массивных поперечных шпор и дамб выражается в отклонении от берега части потока, ранее протекавшего вдоль берега, и в увеличении скорости течения у головы шпоры, вызывающем здесь размыв. Размыв дна у головы сооружения продолжается до тех пор, пока не создастся новая форма живого сечения, достаточного для

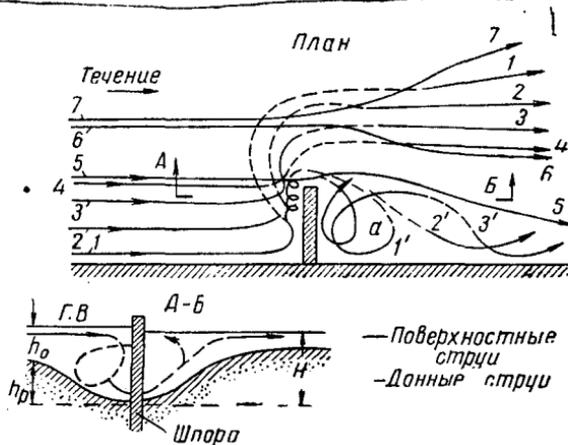


Рис. 52. Движение поверхностных и донных струй у шпор.

пропуска дополнительного расхода воды, отжатого сооружением; после этого форма сечения остается более или менее устойчивой. Это явление в первый момент работы шпоры сопровождается некоторым повышением уровня воды перед шпорой, которое по мере углубления русла постепенно уменьшается. Размыв дна с верховой стороны шпоры увеличивается от корня к голове, где и достигает максимума.

Форма и глубина размыва дна у шпор зависят от длины шпоры, отношения $l: H_0$, от заложения откоса и угла подхода потока к шпоре α .

Наблюдения за протеканием потока у поперечных дамб и шпор показывают, что под их воздействием в потоке возникают два вида течений: 1) от поверхности воды к дну направляются нисходящие струи, 2) вдоль сооружения возникает продольное течение. Интенсивность того или иного вида течения зависит от длины шпоры

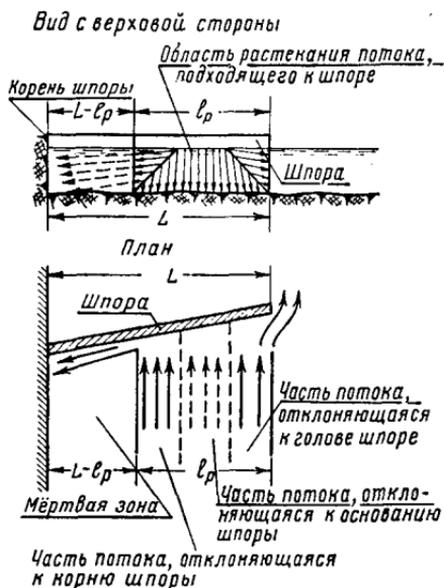


Рис. 53. Схема протекания потока у короткой шпоры.

размыва под углом растекания $\varphi = 9 \frac{1}{2} \left(\text{tg } \varphi = \frac{1}{6} \right)$, получил для коэффициента размыва C следующую формулу:

$$C = \frac{1}{\sqrt{1+m^2}} \left[6 \left(\frac{v_\phi \sin \alpha}{v_\phi u} \right)^k + \sin \alpha \left(m - \frac{6}{u} \right) \right] + 1, \quad (100)$$

где m — заложение напорного откоса шпоры;

v_ϕ — скорость формирования русла;

v_ϕ — допустимая скорость у подошвы напорного откоса, при которой прекращается вымыв мелких частиц заданного диаметра;

α — угол подхода потока к шпоре (при лобовом ударе $\alpha = 90^\circ$);

u — длина периметра растекания потока на поверхности напорного откоса шпоры;

показатель степени $k = \frac{1}{1+\alpha}$, где $\alpha = \frac{1}{2+H}$; значение α меняется от $\frac{1}{5}$ до $\frac{1}{3}$.

Эта формула соответствует предположению, что наибольший размыв дна у шпор и дамбы нисходящими струями, отклоняющимися вниз под влиянием удара потока о напорный откос, имеет место в сечении, соответствующем центру удара потока, где весь погонный расход подходящего потока полностью отклоняется к основной преграде.

Расчет по формуле (100) ведется подбором, так как периметр растекания u есть функция глубины воды в воронке размыва.

Для длинных шпор и широких русел $u = 1$, тогда

$$\left(C = \frac{1}{\sqrt{1+m^2}} \left[6 \left(\frac{v_\phi \sin \alpha}{v'_\phi} \right)^\alpha + \sin \alpha (m-6) \right] + 1. \right) \quad (101)$$

Это уравнение уже имеет прямое решение.

При расчетах следует учитывать возможность самоотмстки воронки размыва крупными фракциями, изменяя принятые значения v'_ϕ в ту или другую сторону.

Для упрощения пользования формулами в приложении 6 приводится таблица для определения коэффициента C в зависимости от соотношения: рабочей длины шпоры к глубине воды на подходе $l_p : H$ и скоростей на подходе и в воронке размыва $v_\phi : v'_\phi$, для различных глубин, при частном случае $m = 2,0$ и угле атаки $\alpha = 60^\circ$. Для других заложений откосов и углов атаки вводятся поправочные коэффициенты, приведенные в приложениях 9 и 10.

В приложении 6 приводятся данные для бесконечно длинной дамбы $l_p : H = \infty$ при $m = 2$ и α от $\frac{1}{3}$ до $\frac{1}{5}$.

Глубина воды на подходе H может определяться по формуле (99) или ее частным выражениям, приведенным в приложении 6. При расчете по этим формулам вводятся следующие значения уклона: при расчете шпор принимают бытовой уклон, а дамб — уклон сваливающего потока.

Основываясь на лабораторных опытах, К. Ф. Артамонов [5] предложил для определения наибольшей местной глубины формулу:

$$H_p = (H_0 + AR) k_\alpha, \quad (102)$$

где A и k_α — некоторые коэффициенты;

R — гидравлический радиус воронки размыва.

Эта формула выведена в предположении наличия продольного течения, сосредоточенного только в пределах воронки размыва (т. е. потока, протекающего под основной струей, подходящей к шпоре); воронка размыва принята трапецеидального сечения с шириной по дну, равной половине глубины, и одиночным зало-

жением откоса в сторону реки. Входящие в формулу величины A , R и k_a К. Ф. Артамонов рекомендует определять по следующим формулам:

$$A = \frac{2 + m}{2 \left(3,41 + m + \frac{1}{\sin \theta} \right)}, \quad (103)$$

где θ — угол, образуемый напорным откосом с горизонтом.

Коэффициент A зависит от конструкции поперечного профиля шпоры: при изменении заложения откоса m от 0 до 1,5 величина A изменяется от 0,227 до 0,261.

Гидравлический радиус воронки размыва

$$R = \frac{C_m}{v^{0,5}} \sqrt{\beta H_0 v_0 l_p}, \quad (104)$$

где C_m — коэффициент, зависящий от заложения откоса m ; при изменении m от 0 до 3 C изменяется от 0,288 до 0,123;

v — допустимая неразмывающая скорость, зависящая от состава грунтов и величины гидравлического радиуса воронки размыва: $v = v_\phi R^a$;

β — коэффициент, показывающий ту долю отклоняемого дамбой расхода воды, которая создает донное циркуляционное течение у основания дамбы. По данным опытов, для шпор $\beta = 0,39$ и дамб $\beta = 0,58$.

Подставляя значение $v = v_\phi \cdot R^a$ в выражение (104), имеем:

$$R = \left(\frac{C_m}{v_\phi^{0,5}} \sqrt{\beta H_0 \cdot v_0 \cdot l_p} \right)^{\frac{1}{1+0,5a}}. \quad (105)$$

Принимая $v_0 = v_\phi \cdot H_0^a$, получим:

$$R = \left(C_m \sqrt{\beta \cdot \frac{v_\phi}{v_\phi} \cdot \frac{l_p}{H_0}} \right)^{\frac{1}{1+0,5a}} \cdot H_0. \quad (106)$$

Таким образом, формулу (102) можно привести к виду:

$$H_p = CH, \quad (107)$$

где

$$C = \left[1 + A \left(C_m \sqrt{\beta \frac{v_\phi l_p}{v_\phi H_0}} \right)^{\frac{1}{1+0,5a}} \right] k_a. \quad (108)$$

Для ориентировочных подсчетов наибольшую местную глубину у головы шпоры можно определить по формуле (99), приняв величину коэффициента C в зависимости от меры стеснения потока, характеризуемой отношением расхода воды, проходящего на полосе русла, перекрываемой шпорой или дамбой Q_1 , к общему расходу в рассматриваемом русле Q , т. е. отношением $Q_1 : Q$. Для песчаных русел, в зависимости от отношения $Q_1 : Q$, согласно опытным данным, можно принимать C по таблице 10.

Значение C в зависимости от $Q_1 : Q$

$Q_1 : Q$	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80
C	2,0	2,65	3,22	3,45	3,67	3,87	4,06	4,20

Здесь значение коэффициента C дано для шпор и дамб с вертикальным заложением откоса ($m = 0$), расположенных под углом 90° к направлению течения. Если же напорный откос шпоры имеет заложение m , а в плане сооружение составляет с направлением течения некоторый угол $\alpha \neq 90^\circ$, то для расчетов вместо формулы (99) следует пользоваться более общим выражением:

$$H_p = k_\alpha k_m C H_0, \quad (109)$$

где k_α и k_m — множители, значение которых можно принимать, согласно данным лабораторных опытов автора и К. Ф. Артамонова [4], по таблицам 11 и 12, в зависимости от угла α и заложения m .

Таблица 11

Значение k_α в зависимости от α

α	30°	60°	90°	120°	150°
k_α	1,18	1,07	1,00	0,94	0,84

Таблица 12

Значение k_m в зависимости от m

m	0	0,5	1,0	1,5	2,0	3,0
k_m	1,0	0,91	0,85	0,83	0,61	0,50

Из рассмотрения данных, приведенных в таблицах 11 и 12, следует, что при наклонном расположении шпор в плане по отношению к потоку (при угле $120-150^\circ$) глубина размыва уменьшается на 6—15% по сравнению с глубинами при перпендикулярном к потоку расположении шпор с уположиванием напорного откоса до $m = 2,0 \div 3,0$, коэффициент k_m уменьшается до 0,61—0,50. Кроме того, с уположиванием напорного откоса размыв отодвигается от основания сооружения вниз, что увеличивает устойчивость откоса.

При двустороннем стеснении потока (сооружения от обоих берегов) значение коэффициента C , приведенное в таблице 10, следует уменьшить в 1,3 раза.

Глубина заложения низа крепления шпор, гарантирующая от подмыва, определяется по формуле:

$$H_m = H_p + \delta, \quad (110)$$

где H_p — наибольшая местная глубина в воронке размыва (рис. 54);

δ — запас высоты сооружения над горизонтом высоких вод, около 1 м.

Приближенный метод расчета по формуле (99) можно применять для ориентировочного определения максимальной глубины у по-

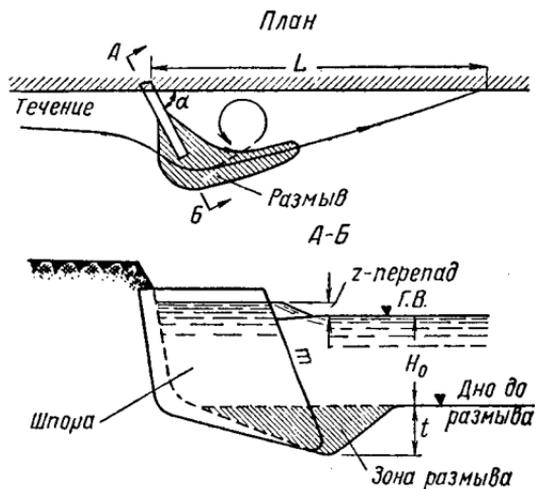


Рис. 54. Схема размыва дна у шпоры.

перечных сооружений лишь при условии, что противоположный берег малоразмываемый (или закреплен от размыва) и русло будет иметь устойчивую ширину. Если же поперечные сооружения возводятся только вдоль одного берега; а сама река блуждает по широкой пойме, разбиваясь на ряд рукавов, то для определения максимальной глубины перед сооружениями формулу (99) рекомендовать нельзя, так как трудно правильно подойти к определению ширины нестесненного русла, от которой зависит величина степени стеснения и коэффициент размыва C . В этом случае лучше пользоваться приемом, описанным ниже.

Минимальная длина шпоры должна быть такова, чтобы в зоне действия шпоры откос берега был бы устойчив; наибольшие глубины в реке должны при этом сместиться от берега, так как после возведения поперечного сооружения наибольшие глубины

будут у головы шпору, то длина последней не должна быть менее

$$l \geq H_p \sqrt{1 + m^2}. \quad (111)$$

Общая длина шпору слагается из длин рабочей (головной) и нерабочей (корневой) частей: $l = l_p + l_k$. Рабочая длина равна

$$l_p = 6H_0 \left[\left(\frac{v_p \sin \alpha}{v_p H_0^{1/3}} \right)^{3/4} - \sin \alpha \right] \quad (112)$$

или при $v_p = v_p H_0^{1/3}$

$$l_p = 6H_0 \left[\left(\frac{v_p \sin \alpha}{v_p} \right)^{3/4} - \sin \alpha \right]. \quad (113)$$

Входящие в уравнения (112) и (113) предельные передвигающие скорости v_p и v'_p принимают на основании следующих соображений.

Начальную передвигающую скорость v_p при $H = 1$ м принимают отвечающей условиям формирования естественного русла при среднем диаметре фракции донных наносов, влекаемых потоком в паводок. Передвигающую скорость v'_p при $H = 1$ м берут для самых мелких фракций грунтов, слагающих тело шпору или откоса берега, к которому примыкает корень шпору.

Принимая, например, $v_p = 2v'_p$ и $\sin \alpha = 1$ (при $\alpha = 90^\circ$), получим:

$$l_p = 6H_0 (2^{3/4} - 1) = 4H_0. \quad (114)$$

Следовательно, длина рабочей части шпору, установленной для предотвращения размыва берега, должна быть не менее четырехкратной средней глубины. Длинные шпору далеко отклоняют поток от берега. Поэтому корневую часть дамб, на которую поток не воздействует, можно возводить без крепления откоса.

Наблюдения показывают, что в конечном счете весь отклоняемый шпору поток сосредоточивается у головы шпору, поэтому вполне естественно ожидать возникновения здесь значительных размывов. В целях уменьшения глубины размыва заложение напорных откосов дамб и шпору следует принимать не менее $m = 2,0$ и располагать шпору по отношению к направлению потока под углом не более $60-75^\circ$.

Величина подпора у сооружения определяется формулой:

$$z = \xi \frac{v_0^2}{2g}, \quad (115)$$

где v_0 — скорость течения на подходе, м/сек;

ξ — коэффициент сопротивления конструкции.

Значение коэффициента сопротивления и, следовательно, величины подпора z при неизменной скорости и размерах конструк-

ции зависит от переформирования русла. Наибольший подпор у выправительных и защитных сооружений (при размываемом и незакрепленном русле) наблюдается в первый пик паводка, т. е. до переформирования русла, затем по мере размыва русла подпор уменьшается.

В приложении 4 дается величина коэффициента сопротивления для некоторых конструкций в зависимости от меры стеснения потока, т. е. от отношения $\frac{F_1}{F}$ и отношения $\frac{H_{н.б.}}{z}$. Здесь F_1 — площадь сечения потока, занятая конструкцией; F — площадь живого сечения в бытовых условиях; H — средняя глубина потока на ширине русла, занятой шпорой, и равная $H_{н.б.} - z$.

При определении подпора у шпоры берут коэффициент сопротивления, отнесенный к полосе русла, занятой шпорой ξ_n ; при определении средней высоты подпора во всем русле — коэффициент сопротивления, отнесенный к руслу ξ_p .

Выше была рассмотрена гидравлика шпор, когда со стороны нижнего бьефа имеется затопление.

У отдельно стоящих шпор, а также у системы шпор на реках с уклоном более 0,005 ниже шпоры наблюдается отгон струи. Поэтому для таких случаев методы расчета глубины размыва нуждаются в уточнении. Для ослабления вредного влияния перепада расстояние между шпорами нужно уменьшать до

$$L = 3l, \quad (116)$$

а при

$$I > 0,01 \text{ — до } L = 2l. \quad (117)$$

Для криволинейных дамб, закрепляющих вогнутые берега излучин, глубина размыва определяется по формуле:

$$H_p = CH, \quad (118)$$

где C — выбирается по следующим данным в зависимости от отношения радиуса кривизны к ширине устойчивого русла B_y по следующей таблице.

$\frac{r}{B_y}$	6	5	4	3	2
C	1,48	1,84	2,20	2,57	3,0

Первую шпору следует заделывать в берег или крепить откос его перед шпорой. На реках с блуждающим руслом, где возможен свал реки, как указывалось выше, первую шпору надо делать большей длины, превращая ее в дамбу, способную выправить поток.

§ 10. ПРИМЕР ГИДРАВЛИЧЕСКОГО РАСЧЕТА МАССИВНЫХ ШПОР

Защитные сооружения на горном участке реки намечаем в виде системы коротких поперечных шпор постоянного типа. План участка русла в месте защиты изображен на рисунке 55.

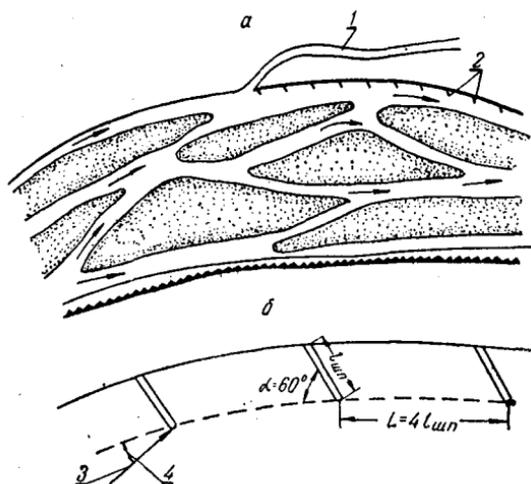


Рис. 55. Шпоры в русле реки:

а — план русла; б — схема расположения шпор;
1 — канал; 2 — шпоры; 3 — направление сваливающегося потока; 4 — угол свала β.

Расчетный руслоформирующий расход $Q = 700 \text{ м}^3/\text{сек}$; продольный уклон реки $I = 0,007$. Состав донных наносов, слагающих русло, приводится в таблице 13.

Таблица 13

Состав донных наносов

$d, \text{ мм}$	< 10	10—20	20—40	40—80	80—160	≥ 160
$p, \%$	30	16	12	15	22	5

Русло реки сложено галечником с песком, близким по фракционному составу к донным речным наносам. Берега сложены лёссовидными суглинками мощностью 1,5 м.

В примере необходимо выполнить следующие работы.

1. Определить среднюю глубину H , скорость течения v , удельный расход q , расход устойчивого рукава Q_y , ширину устойчивого рукава B_y и вероятный угол свала потока к берегу β.

2. Наметь защитную трассу (линию) в плане, обеспечивающую наибольшую плавность протекания потока.

3. Определить длину поперечных шпор l и расстояние между ними L , угол расположения шпор по отношению к потоку α и нанести положение шпор на план.

4. Определить глубину ожидаемого размыва у голов шпор (отдельно для первой шпоры и для последующих); в расчете первой шпоры учесть возможное увеличение угла атаки при свале потока к берегу.

5. Выбрать конструкцию поперечных шпор и участка начала и конца линии защиты применительно к местным условиям (галечниковая пойма, рваный камень отсутствует) и наметить основные размеры шпоры (для средних условий) в плане и в поперечных разрезах.

6. Подсчитать объем земляных работ, работ по креплению и стоимость сооружений по укрупненным измерителям.

Определим средний диаметр частиц наносов, слагающих русло; подсчет сводим в таблицу 14.

Т а б л и ц а 14

Определение среднего диаметра частиц каналов

d , мм	< 10	10—20	20—40	40—80	80—160	> 160
p , %	30*	16	12	15	22	5
d_i	5	15	30	60	120	160
pd_i	150	240	360	900	2640	800

Средний диаметр частиц смеси будет равен:

$$d_{\text{ср}} = \frac{\sum p\% d_i}{100} = \frac{5090}{100} = 50,9 \approx 51 \text{ мм.}$$

Скорость формирования для руслоформирующего расхода воды примем как скорость начала трогания камня $D = 3d = 150 \text{ мм}$; $v_{\phi} = 2,40 \text{ м/сек}$.

Среднюю глубину H_0 определим по формуле:

$$H_0 = 0,685 \frac{v_{\phi}^4}{(1000 I)^3}.$$

Подставляя значения $v_{\phi} = 2,40 \text{ м/сек}$ и $I = 0,005$, получим:

$$H_0 = 0,685 \frac{33,10}{13,45} = 1,68 \text{ м.}$$

Средняя расчетная скорость $v_{\text{ср}} = v_{\phi} H_0^{1/4} = 2,40 \sqrt[4]{1,68} = 2,74 \text{ м/сек}$.

Удельный расход потока q будет:

$$q = H_0 v_{\text{ср}} = 1,68 \cdot 2,74 = 4,6 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

Устойчивая ширина рукава B_y будет: .

$$B_y = \frac{A^2 q}{I_0^4} = \frac{I^2 4,6}{0,007^{0,4}} = 33,3 \text{ м.}$$

Значение коэффициента A , зависящего от формы русла, примем, как для предгорного участка реки, равным единице.

Расход устойчивого рукава $Q_y = q B_y = 4,6 \times 33,3 = 138 \text{ м}^3/\text{сек.}$, отсюда количество рукавов $N = \frac{Q}{Q_y} = \frac{700}{138} = 5,06$, принимаем $N = 5,0$, что подтверждается топографией русла (рис. 55).

При свале потока к берегу расход воды в этом потоке обычно не превышает расхода в двух рукавах, максимум в трех рукавах.

Вероятный угол свала потока к берегу определим из формул (48) и (86).

$$\cos \beta = \frac{I_y}{I_{\text{свала}}} = \left(\frac{Q_y}{Q_{\text{свала}}} \right)^{0,268}.$$

Принимая $Q_{\text{свала}} = 2Q_y$, имеем $\cos \beta = 0,831$; $\beta = 34^\circ 10'$; принимая $Q_{\text{свала}} = 3Q_y$, имеем $\cos \beta = 0,745$; $\beta = 41^\circ 10'$.

Длина шпоры $l_{\text{шп}}$ должна удовлетворять двум условиям:

а) во избежание сильных отжимов потока к противоположному берегу должно быть $l_{\text{шп}} < 0,33 B$; так как $B = (2 \div 3) B_y = 66,6 \div 99,9 \text{ м}$, то $l_{\text{шп}} < 22,2 \div 33,3 \text{ м}$;

б) во избежание отмыва корня должно быть $l_{\text{шп}} > 8 H_0$; так как $H_0 = 1,68 \text{ м}$, то $l_{\text{шп}} > 8 \cdot 1,68$, или $l_{\text{шп}} > 13,4 \text{ м}$. Окончательно принимаем $l_{\text{шп}} = 24 \text{ м}$, то дает удобный размер при конструировании шпор и размещении их на плане.

Расстояние между шпорами $L = 4l_{\text{шп}} = 4 \times 25 = 100 \text{ м}$.

Рабочая длина шпоры будет $l_p = \frac{1}{6} L = \frac{1}{6} \times 100 = 16,7 \text{ м}$. Глубину размыва перед шпорой определим по формуле (99):

$$H_p = C \times H_0 = C \times 1,68 \text{ м.}$$

Значения коэффициента C определим по приложениям 6, 7 и

8 при $\frac{l_p}{H_0} = \frac{16,7}{1,68} = 10$ и указанных в таблице значениях отношения

$\frac{v'_\phi}{v_\phi}$, где v'_ϕ — допустимая скорость потока в воронке размыва, зависящая от отмытости дна воронки крупными фракциями. Так как приложения 6, 7, 8 составлены для $m = 2,0$ и $\alpha = 60^\circ$, использование ее при других m и α требует введения поправок к величине C , которые даны в приложении 10.

В данном примере, принимая $m = 2,0$ из-за большого угла свала $\beta = 34^\circ 10' \div 41^\circ 10'$, нельзя принять $\alpha = 60^\circ$, а нужно

увеличить его до предельного значения $\alpha = 90^\circ$. Поэтому к значениям C , определенным по приложениям 6, 7, 8, вводятся соответствующие поправки из приложения 10.

Для определения предельной глубины размыва, ограничиваемой самоотстойкой дна крупными фракциями, вычислим глубины воронки размыва, исходя из условия, что дно воронки вымощено камнями $D \geq D_{\min}$, где D_{\min} — наименьший диаметр крупных фракций, для которого скорость в воронке $v'_\phi = 2,40$ является скоростью начала трогания частиц.

Глубина воронки размыва при этом будет:

$$H_p = H_0 + \Delta h_p,$$

где

$$\Delta h_p = k_p \frac{D + D_{\min}}{10g_e} \text{ — глубина смыва дна.}$$

Здесь k_p — коэффициент, зависящий от порозности грунта, процента смыва крупных фракций и расположения камней в отстойке. Для средних условий $k_p = 0,90$;

D — наибольший диаметр камня, мм;

g_e — процент содержания фракций крупнее D_{\min} , способных выдержать скорость $v'_{\text{ср}}$.

При $D = 3d$ значения могут вычисляться по формуле

$$g_e = 100 \left(1 - \sqrt{\frac{D_{\min}}{D}} \right).$$

Весь расчет сведен в таблицу 15.

Таблица 15

1	2	3	4	5	6	7	8	9
$\frac{v'_\phi}{v_\phi}$	v'_ϕ	C из таблицы приложения 7	Поправка на угол атаки k_a по приложению 10	Глубина размыва $H_p = C \cdot k_a \cdot H_0$	D_{\min} соответствует значению v'_ϕ	$g_e = 100 \left(1 - \sqrt{\frac{D_{\min}}{D_{\max}}} \right)$	$\Delta h_p = 0,9 \frac{D_{\max} + D_{\min}}{10g_e}$	$H_p = \Delta h_p + H_0$
1,0	2,40	1,98	1,03	3,43	150	5,5	5,07	6,75
0,75	1,80	2,38	1,05	4,20	80	29,4	0,73	2,41
0,50	1,20	2,94	1,07	5,60	35	53,2	0,33	2,01
0,33	0,80	3,60	1,09	6,57	10	75,0	0,20	1,88
0,25	0,60	4,10	1,10	7,58	—	—	—	—
0,20	0,48	4,52	1,08	8,20	—	—	—	—

Строя по значениям 5 и 9 граф кривые зависимости H_p от диаметра отмостки (графа 6), определяем по точке их пересечения $H_p = 3,60$ и $D_{\min} = 117$.

Приведенный расчет верен в случае засыпки котлована под крепления на полную глубину, т. е. в уровень с дном. Если же он засыпается не полностью, глубина размыва будет больше.

Например, допуская глубину размыва $H_p = 5,60$ м, что соответствует отмостке дна фракциями $D_{\min} > 35$ мм, достаточно после укладки крепления засыпать котлован на высоту $h \geq \Delta h_p \geq \geq 0,33$ м. При глубине размыва $H_p = 4,20$ м достаточна засыпка котлована слоем $h \geq \Delta h_p \geq 0,73$ м.

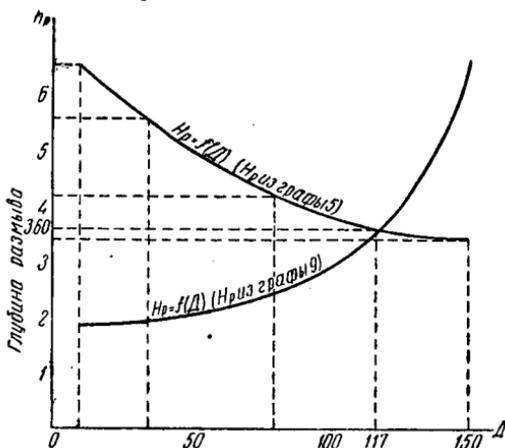


Рис. 56. График для определения глубины размыва с учетом отмостки.

Количество шпор n для защиты берега при длине фронта $L_{\text{ср}} = 2500$ м и расстоянии между шпорами $L = 100$ м будет $n = \frac{2500}{100} + 1 = 26$ шпор.

Ширину шпор поверху принимаем 4 м, имея в виду возможность проезда на автомашинах (рис. 56). Заложение откосов шпору мокрого $m_1 = 2,0$, сухого $m_2 = 1,5$.

Длину первой шпору можно принять $l_1 = \frac{2}{3} \cdot l_{\text{шп}} = \frac{2}{3} \cdot 25 = 17$ м.

Расстояние между первой и второй шпорами $L_1 = \frac{2}{3} L = \frac{2}{3} \cdot 100 = 67$ м.

Объем земляных работ будет около 4000 м³. При стоимости 1 м³ насыпи $0,4$ руб. стоимость всей насыпи будет $1,6$ тыс. руб.

Толщину бетонной облицовки шпор определим по формуле (122):

$$\delta = 0,05 v^{2/3} = 0,05 \cdot 2,84^{2/3} \approx 0,20 \text{ м.}$$

Объем бетонной облицовки при площади облицовки одной шпоры 1034 м^2 составит $1034 \cdot 0,2 = 206,8 \text{ м}^3$. Стоимость 1 м^3 бетонной облицовки 20 руб., а стоимость облицовки 26 шпор будет $20 \cdot 206,8 \cdot 26 = 107\ 536$ руб.

Объем гравийной подготовки под облицовкой для одной шпоры на площади 1034 м^2 при толщине $0,20 \text{ м}$ составит $206,8 \text{ м}^3$. При стоимости 1 м^3 подготовки 3,3 руб. общая стоимость подготовки для 26 шпор будет $3,3 \cdot 206,8 \cdot 26 = 17\ 740$ руб.

Из расчета видно, что 85% стоимости строительных работ падает на крепление откоса, 1,5% — на земляную насыпь и 13,5% — на подготовку под бетонное крепление. Следовательно, основные затраты при сооружении щитов падают на бетонную облицовку.

§ 11. КОНСТРУКЦИИ ГЛУХИХ ШПОР И ДАМБ

Конструкции глухих шпор и дамб могут быть разделены на две следующие группы.

Шпоры и дамбы из местного грунта с креплением откосов более прочными материалами; крепление может быть монолитным

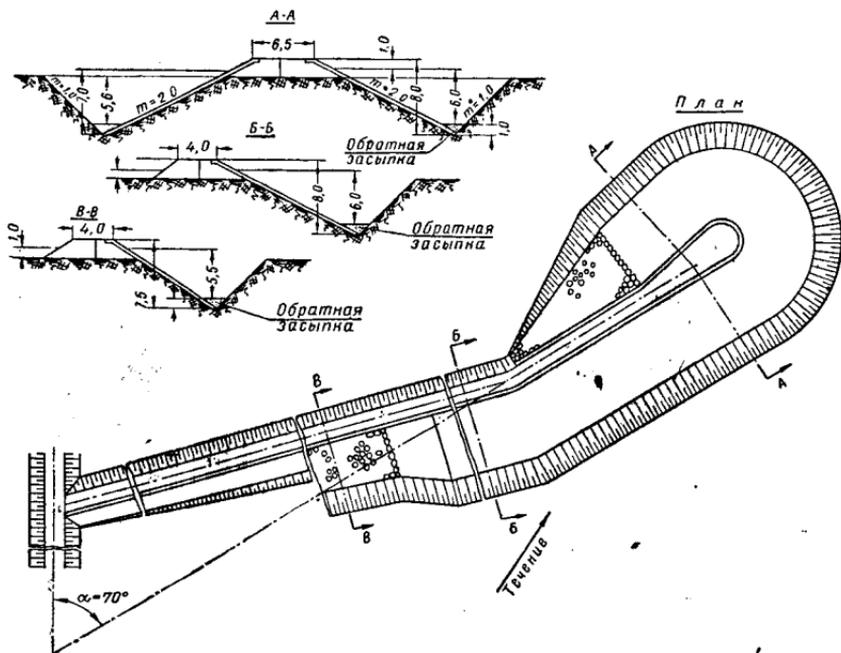


Рис. 57. Шпоры с бетонной облицовкой на горной реке.

(тогда низ его закладывается в котлован, отрываемый в дне реки ниже ожидаемого размыва) или гибким, выстилающим откос и естественное дно реки, с расчетом возможного проседания при размыве дна; тело шпоры в обоих случаях не деформируется (рис. 57).

Шпоры и дамбы с деформируемым телом возводятся из различных кладок: каменно-хворостяной, габионной, ряжевой, фашиной и каменной кладки насухо, наброски и т. п.

Шпоры в плане располагают под некоторым углом, чтобы уменьшить угол атаки потока. Головная часть шпоры устраивается в виде груши для обеспечения большей устойчивости и плавного протекания потока (рис. 57).

Более сильное крепление устраивается в пределах головы и рабочей части напорного откоса шпоры. Напорный откос вблизи корня, а также часть низового откоса оголовка могут облицовываться более слабым креплением.

В качестве более надежного крепления могут применяться армобетонная и железобетонная облицовки, бутовая кладка на растворе, кладка рваного камня в железобетонных клетках, фашино-каменная и другие виды одежды.

Креплением (более слабым) может быть мощение камнем в клетках, мощение на растворе, двойная и одиночная мостовая. Для увеличения прочности основания облицовки рекомендуется низ котлована (после устройства крепления на полную глубину) заполнять более крупным грунтом, который будет защищать дно от размыва.

Шпоры и дамбы с деформируемым телом применяются в тех случаях, когда по условиям производства работ укладка материала производится в текущую воду. Выбор типа кладки определяется местными условиями: важностью сооружения, наличием местных материалов и т. п.

Шпоры и дамбы из каменно-хворостяной кладки возводятся на предгорных участках рек с глубинами в паводок 1,0—1,5 м и скоростями течения не более 1,0—1,2 м/сек. Хворост и камень укладывают слоями (рис. 58).

На реках, где скорости течения более 1,2 м/сек, а средние глубины воды выше 1,5 м, в тело каменно-хворостяной кладки заделывают свайный каркас из бревен, имеющий форму равнобедренного тетраэдра, называемого сипаем. Длина ног сипая, в зависимости от величины ожидаемого напора воды и глубины размыва, изменяется от 4 до 11 м.

Для защиты берега перед шпорой от размыва течением, направленным под углом, часто шпоре в плане придают вид треугольника, который работает как струнаправляющая стенка (рис. 59).

В головах шпор для уменьшения подмыва основания укладывают тяжелые фашины или карабуры (рис. 58).

В целях экономии крупного камня и удешевления работ во многих случаях целесообразно в тело шпоры укладывать более мелкий камень: при продольном креплении с береговой стороны и при поперечном в середине.

Фашины и карабуры применяют в местах, где имеются хворост, камыш, солома, камень, галька, дерн и другие местные строительные материалы.

Шпоры и дамбы из габионной кладки устраиваются на горных реках, где на месте работ имеется в достаточном количестве булыжный камень.

Габионная кладка выполняется в виде ступеней, образующих откос с заложением $m = 1$ или $m = 0,5$. Нижний габион выступает

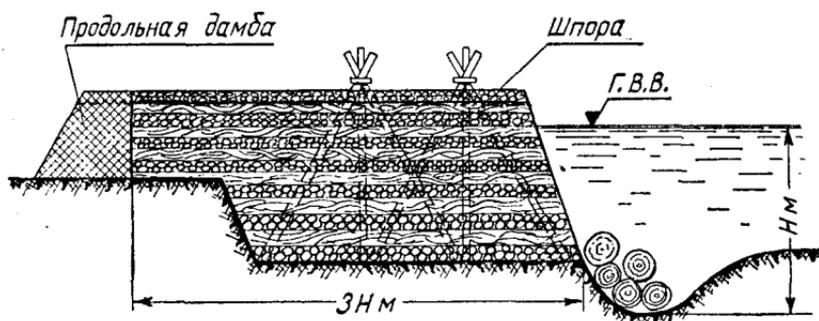
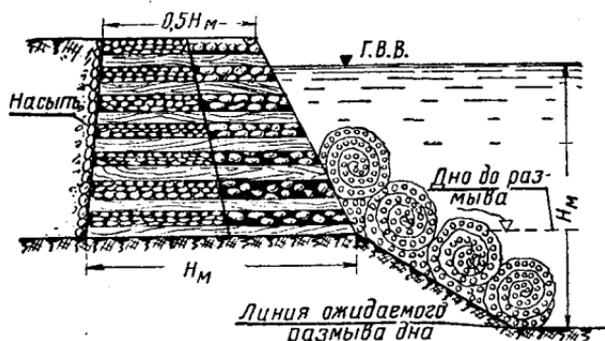


Рис. 58. Поперечные разрезы каменно-хворостяной шпоры.

нает вперед с условием, что после подмыва он осядет и защитит подводный откос (рис. 60).

При больших подмывах и деформации кладки может произойти разрыв габионной сетки нижнего тюфяка. Поэтому при проекти-

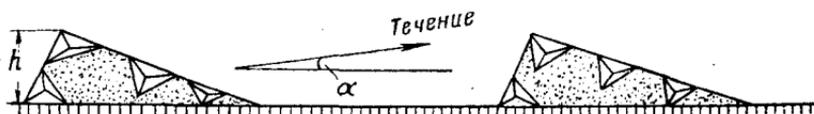


Рис. 59. Установка сипаев как струенаправляющих стенок.

ровании габионных сооружений (особенно поперечных шпор) предусматривают закладку низа габионного крепления в специальные котлованы или отсыпку из крупного камня перед габионной кладкой.

Лицевые камни должны быть наиболее крупными и выступать из проволочных ячеек так, чтобы проволока не перебивалась камнями, движущимися в составе донных наносов. Внутри габиона можно сыпать более мелкий камень. Иногда на реках с крупными донными наносами поверхность габионной кладки (для защиты от истирания проволоки) покрывают слоем бетона в 12—15 см.

Устанавливать габионы следует на местности, не покрытой водой, или при глубинах не более 0,3 м, что позволяет спланировать дно и установить связанный габионный ящик.

Ряжевые сооружения возводятся в виде стенок достаточной прочно-

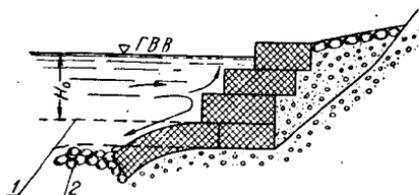


Рис. 60. Габионная опояска:

1 — среднее дно; 2 — крупный камень.

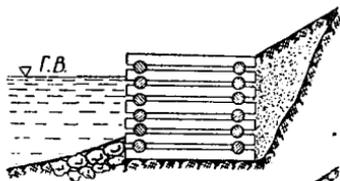


Рис. 61. Деревянные ряжевые стенки для защиты берега.

сти и подвижности. Ряжи бывают из дерева и железобетонных балок.

На рисунке 61 показаны деревянные ряжевые стенки для защиты берега от размыва. Ряжи, как правило, заполняют камнем; вместо камня для удешевления можно использовать гальку. За-

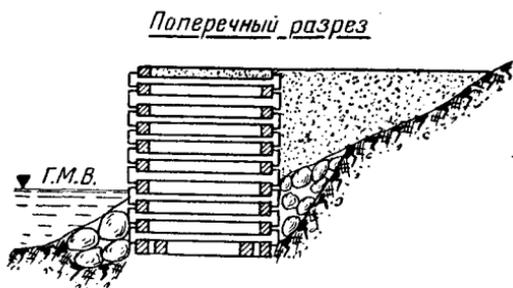
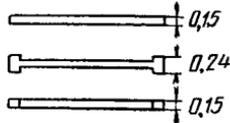


Рис. 62. Железобетонные ряжи.

Сечение элементов



полнять ряжи влагоемким грунтом не рекомендуется, так как это приводит к размыву и разрушению всей конструкции.

Чтобы ряжи не сдвигались, вплотную к ним забивают (если позволяет грунт) старые рельсы, металлические или деревянные сваи.

Ряжевые конструкции достаточно прочны и отчасти подвижны, но в условиях переменного затопления дерево быстро гниет. Срок службы деревянных ряжей, находящихся в условиях переменной влажности, 10—12 лет. Подводная часть ряжа изнашивается только от механического воздействия наносов или плавучих тел.

В последнее время находят применение железобетонные ряжи (рис. 62) из брусьев сечением $0,16 \times 0,20$ м, армированные четырьмя железными прутьями диаметром 10 мм и связанные между собой металлическими тросами диаметром 18 мм. Железобетонные ряжи прочнее и долговечнее деревянных. С развитием промышленности железобетонных изделий ряжевые конструкции из железобетонных брусьев найдут более широкое применение. Размер клеток ряжей 2,8—3,0 м, сечение бруса 16×20 см, арматура диаметром 10 мм.

§ 12. КРЕПЛЕНИЕ ОТКОСОВ БЕРЕГОВ ОДЕЖДАМИ И ИХ РАСЧЕТ

Хворостяные выстилки и тюфяки. Хворостяные выстилки применяют для крепления откосов каналов и рек; на речных откосах выстилки кладут выше горизонта меженных вод и в частях, не подверженных действию ледохода. Работы по укладке выстилки ведут в следующем порядке.

На спланированный откос укладывают слой хвороста россыпью; первый ряд комлями по течению, а остальные ряды комлями против течения так, чтобы вершины хвороста последующего ряда перекрывали хворост предыдущего ряда примерно на $\frac{2}{3}$ его длины. Для лучшего прорастания хворост направляют вершинами вверх под углом 30° к направлению течения воды. Поперек хворостяной выстилки укладывают через 1 м хворостяные канаты. Длина канатов равна ширине выстилки с запасом 30—40 см в каждую сторону. Канаты пришивают кольями, забиваемыми через тело выстилки в откос между всеми перевязками каната с переменным наклоном в ту и другую сторону. Колья должны выступать над канатами на 5 см.

Для лучшего прорастания выстилка пригружается растительной землей в количестве $0,1$ м³ на 1 м² выстилки. Толщина выстилки в сжатом состоянии 10—30 см (рис. 63).

Под выстилку на глубину 10—15 см в откос берега закапывают свежесрубленные ивовые хлысты с тем, чтобы нижний конец хлыста доходил до уровня грунтовых вод. Хлысты укладываются через 1—1,5 м друг от друга; с течением времени они прорастают, и корневая система их укрепляет откос берега до наимизшего горизонта грунтовых вод (рис. 64).

В зоне постоянных грунтовых вод корневая система не развивается, поэтому нижнюю часть откоса приходится защищать каменной наброской, фашинами и другими способами. Однако по

мере развития корневой системы надобность в подводном искусственном креплении уменьшается.

Следует отметить, что горизонтальная укладка ивовых хлыстов на откос дает ббольшую корневую систему, чем забитые колья.

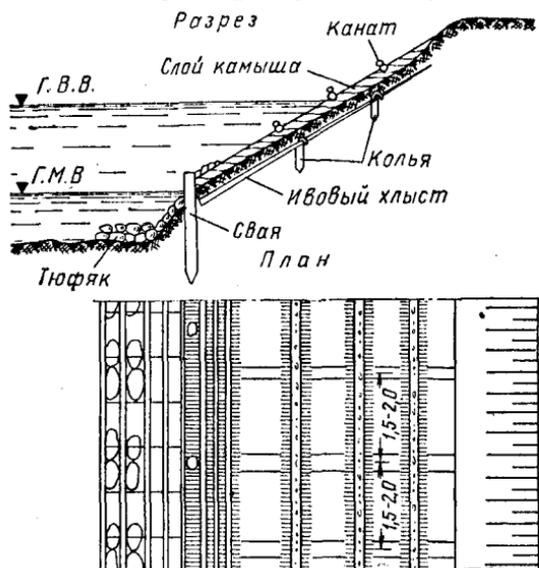


Рис. 63. Крепление откоса хворостяной выстилкой и заложение «живого» крепления из ивы.

Т ю ф я к и применяются для крепления берегов, сложенных из песчаных грунтов. Тюфяки изготовляют из фашин диаметром 12—15 см. На нижней и верхней сторонах фашин укладывают



Рис. 64. Схема развития корневой системы и надземной поросли в креплении откоса.

сетки из канатов, скрепленные проволокой. Иногда вместо фашин в середину тюфяка укладывают слой хвороста толщиной 15 см. Загружают тюфяк крупным камнем или мешками, заполненными гравием, которые укладывают поверх тюфяка.

Применяют тюфяки, состоящие из двух слоев хвороста, толщиной по 7,5 см, уложенных перпендикулярно друг к другу (рис. 65). По нижнему слою хвороста на расстоянии 1 м вдоль и поперек тюфяка положены фашины диаметром 10 см; в клетки между фашинами уложен камень, а поверх камня — слой хвороста. Затем

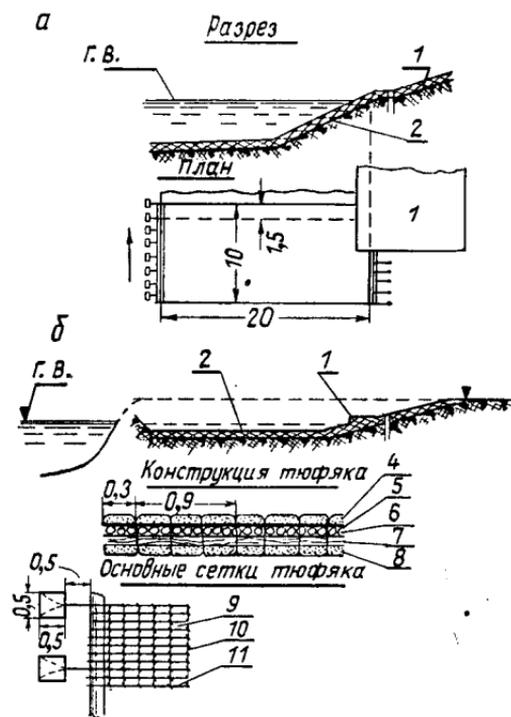


Рис. 65. Защита берега тюфяками, уложенными перпендикулярно друг другу:

а — подводный тюфяк; б — надводный тюфяк; 1 — береговой тюфяк; 2 — донный тюфяк; 4 — слой хвороста $h = 10$ см; 5 — хворост фашины $d = 10$ см; 6 — слой камня $d = 10$ см; 7 — слой хвороста $h = 7,5$ см; 8 — слой хвороста $h = 7,5$ см; 9 — ячейки $0,3 \times 0,15$ м; 10 — рабочая проволока $d = 8$ мм; 11 — распределительная проволока $d = 4$ мм.

Днепре указывают, что откос укрепляемого тюфяками берега следует делать пологим. Однако устройство очень пологих откосов связано с большими объемами земляных и берегоукрепительных работ. Обычно откос берега принято планировать с заложением $m = 2 \div 4$ (меньшее значение для более связных грунтов).

На равнинных реках подводную часть берега укрепляют обычно хворостяным тюфяком толщиной 0,25 или 0,40 м (в сжатом состоянии), в зависимости от мощности потока и интенсивности подмыва берега. Толщину необходимой пригрузки хворостяного тюфяка

кладется сетка из проволоки, а места пересечения ее стягивают с нижней сеткой.

Различают подводные и надводные тюфяки. Укладка надводных тюфяков (выше горизонта воды) несложна, так как работу ведут на сухом месте; укладка же тюфяков под воду сопряжена с большими трудностями и требует сложного и мощного оборудования.

На рисунке 66 показано крепление берега выше горизонта меженных вод каменной мостовой, а ниже — хворостяным тюфяком, пригруженным камнем. Такой тип крепления широко применяют на равнинных реках, в частности на Днепре [29].

В начале и в конце береговое крепление врезают в бровку берега, чтобы избежать обхода его течением и размыва водоворотами. Б. А. Пышкин и С. В. Русаков [29] на основании наблюдений на

(наброской камня) принимают различной; наибольшая пригрузка должна быть у речной и наименьшая — у береговой кромки. Крупность камня определяют из условий его устойчивости при определенной скорости течения (приравнивая ее к скорости трогания), которая берется по нормам в приложении 2. Камень погружают в плетневые клетки, устроенные по верхней сетке тюфяка; размер клеток 2×2 м, высота их 0,15 м.

Надводную часть берега укрепляют или хворостяными тюфяками, или каменной наброской, иногда в плетневых клетках, или, наконец, каменным мощением.

Хворостяной тюфяк в надводной части является либо продолжением подводного, либо его вяжут отдельно. В надводной части

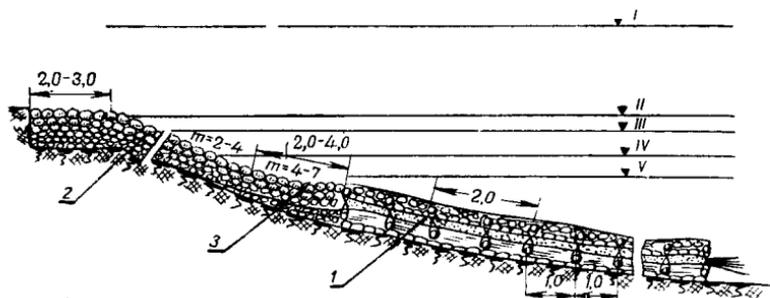


Рис. 66. Береговое укрепление днепровского типа:

1 — подводный хворостяной тюфяк; 2 — надводная часть укрепления в виде мостовой на слое щебня; 3 — стыковая призма из каменной наброски. Горизонты воды: I — наивысший; II — средневисокий; III — наивысшего ледохода; IV — средненизкий; V — наинизший.

тюфяк пригружают землей или рефулированным (намытым из реки) грунтом и камнем. Когда слой земли пригружает тюфяк, свежесрубленный хворост хорошо прорастает. Очень часто в надводных укреплениях этого типа тюфяк сгнивает, если хворост недостаточно пророс, и береговое укрепление быстро разрушается.

Каменная наброска и кладка. Каменная одежда — наиболее распространенная и долговечная конструкция укрепления; она выполняется из камня различной крупности. Толщина слоя наброски на каналах и малых реках от 0,3 до 0,6 м; на больших реках толщина наброски достигает 1—3 м. Во избежание вымыва грунта из-под наброски ее следует укладывать на слое гравия или крупного песка толщиной 20—30 см. С этой же целью в нижних слоях каменной наброски кладут более мелкий камень. При наличии в основании прослоек пльвуна наброска своей массивностью предотвращает выпирание грунта внутрь канала.

Крепления из каменной наброски обладают известной гибкостью и значительной шероховатостью; эти крепления вместе с тем достаточно устойчивы. В случае подмыва наброски камни легко проседают, не обнажая откоса.

Каменная мостовая в отличие от каменной наброски имеет в основании подстилочный слой. Для уплотнения и связи мостовой применяют щебень, гравий, крупный песок, мох или рисовую солому (рис. 67).

Каменную мостовую укладывают в один или два слоя из камня примерно одинакового размера. Толщина одиночной мостовой (в зависимости от крупности камня) от 0,15 до 0,20 м, двойной от 0,40 до 0,50 м.

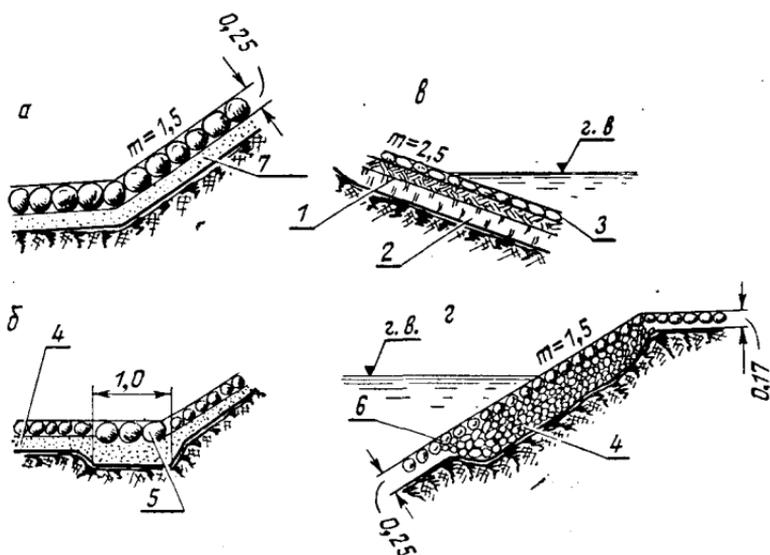


Рис. 67. Одиночная мостовая:

а — на мху с расщебенкой; *б* — на мху с упорным блоком и гравийной подготовкой; *в* — с глиняным экраном; *г* — на цементном растворе с гравийной подготовкой; 1 — глина $h = 60$ см; 2 — подстилающий слой $h = 70$ см; 3 — каменная отмостка $h = 30$ см; 4 — гравийная подготовка; 5 — упорный блок; 6 — заделка швов цементным раствором; 7 — мох.

Каменная мостовая не обладает связностью, поэтому для ее устойчивости необходимо делать более пологие откосы (данные о величине угла естественного откоса, по которому укладывается камень, приведены в нормах).

В водоносных грунтах каменную мостовую укладывают на слой подготовки и дренажа для предотвращения разрушения крепления при опорожнении канала.

Схема воздействия потока на камни кубической формы, уложенные в мостовую (по опытам С. В. Избаш), показана на рисунке 68. На лобовой верхней грани камня (куба) возникают положительные давления, график распределения которых показан заштрихованным треугольником. На тыловой верхней грани куба создается пониженное давление, график распределения которого показан в виде треугольника внутри куба у этой грани. На обеих этих гранях давление уменьшается к середине высоты куба; на нижних гранях куба скоростные воздействия потока отсутствуют (суммарный график этих проекций дан во второй и третьей строках указанного рисунка). Для

каменной некубической формы этот график будет несколько иной, но без каких-либо принципиальных изменений. Полное лобовое воздействие (приведенное к равновеликому прямоугольнику давления) по высоте будет колебаться от 0,15 до 0,40 диаметра d камня, оставаясь в среднем равным около $0,25 \div 0,30 d$.

В целях уменьшения шероховатости и увеличения прочности каменную мостовую иногда покрывают торкретным слоем штукатурки из цементного раствора толщиной от 3 до 5 см.

Решающими факторами (при одном и том же количестве материалов) в устойчивости отмостки являются высокое качество кладки, заглубление отмостки до уровня ожидаемой глубины местного размыва дна и уменьшение шероховатости поверхности отмостки. Следует отметить, что выступающий выше других камень отмостки вызывает появление вальца, высасывающего грунт из-под камня. При этом давление на этот камень возрастает почти вдвое против обычного. По этой причине такие очаги размыва начинают быстро разрастаться в ширину и глубину до тех пор, пока вымоина не получится таких размеров, при которых может разместиться весь валец, образованный в вымоине.

Для прочности каменного покрытия необходимо, во-первых, устраивать двойную мостовую с гравелистой подготовкой основания и тщательной укладкой камня и, во-вторых, мостовую целесообразно разделять по длине и высоте на отдельные секции с укладкой более крупного камня или устройством бетонных и плетневых клеток, которые заглубляются в откос больше, чем камень.

Основными преимуществами каменной наброски из крупного камня перед другими видами каменных одежд являются:

1) гибкость формы профиля кладки (после местного размыва дна происходит обвал камня, и прекращает дальнейший размыв);

2) долговечность материала;

3) устойчивость наброски, которая при весе отдельных камней в 0,5—1,0 т, уложенных вперемешку с более мелкими камнями, выдерживает скорости до 5—6 м/сек;

4) простота ремонта облицовки;

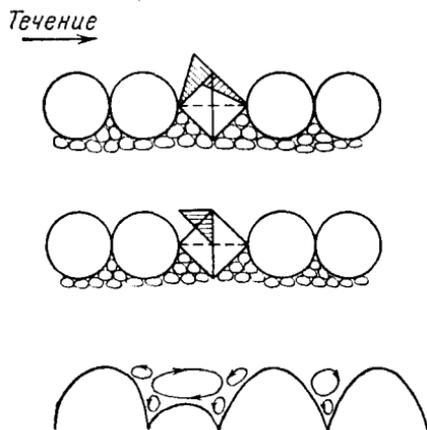


Рис. 68. Схема возникновения лобовых сопротивлений на выступах.

5) возможность значительной механизации работ;

6) возможность производства работ под водой.

К недостаткам каменной наброски следует отнести большую стоимость заготовки и транспортирования камня.

При заброске камня в текущую воду следует иметь в виду, что он сильно относится течением. На рисунке 69 показан снос камня при глубине воды 14 м и скорости течения 1,5 м/сек, имевший место при укреплении Каюковского яра на Волге у Саратова.

Поперечный профиль дамбы на горной реке в Узбекистане с креплением из рваного камня показан на рисунке 70. Тело

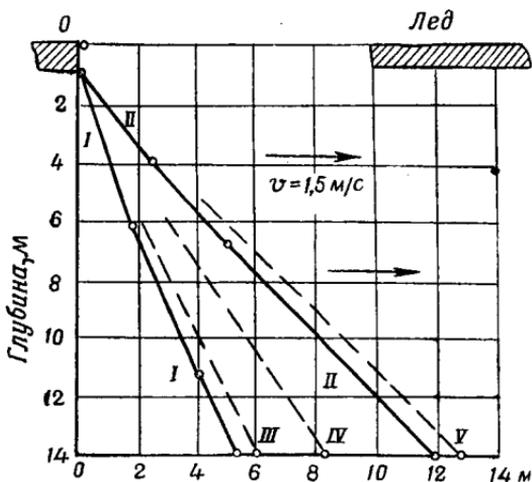


Рис. 69. Снос камня, сбрасываемого со льда в текущую воду:

I — теоретическая кривая для камня размером $30 \times 30 \times 30 \text{ см}$; II — то же, для камня размером $10 \times 10 \times 10 \text{ см}$; III — практически полученная точка для камня размером $30 \times 25 \times 20 \text{ см}$; IV — то же, для камня $25 \times 20 \times 15 \text{ см}$; V — то же, для камня $20 \times 12 \times 30 \text{ см}$.

дамбы отсыпано из местного грунта, откос со стороны реки защищен каменной наброской из крупного камня весом от 300 кг до 3 т. Наибольшая крупность камня определялась грузоподъемностью вагонетки и узкоколейки. Во избежание разрушения откоски (при подмыве откоса) низ последней был заложен на отметке ожидаемого размыва. В данном случае она оказалась на 2,5 м ниже среднего дна. Толщина облицовки понизу 3 м и поверху 1,5 м.

Рваный камень добывали взрывным способом в карьере, расположенном в 3 км от места работы. Крупный камень размельчали до габаритных размеров также взрывами. Камень заготавливали в двух местах, оборудованных двумя кранами грузоподъемностью 3 т и передвижным краном грузоподъемностью до 12 т.

Кроме того, в разных местах карьера были установлены деревянные треноги, на которых поднимался камень таями или ручными лебедками.

Диаметр камня, устойчивого против сдвига водой, определяется по формуле Г. И. Шамова:

$$v_H = 4,6d^{1/3}H^{1/3}. \quad (119)$$

Толщина крепления принимается в верхней части более $\delta > 2d$, у низа крепления более $\delta \geq 3d$.

При наброске мелкие камни, диаметром менее расчетного, укладываются во внутреннюю часть крепления, а более крупные — по поверхности.

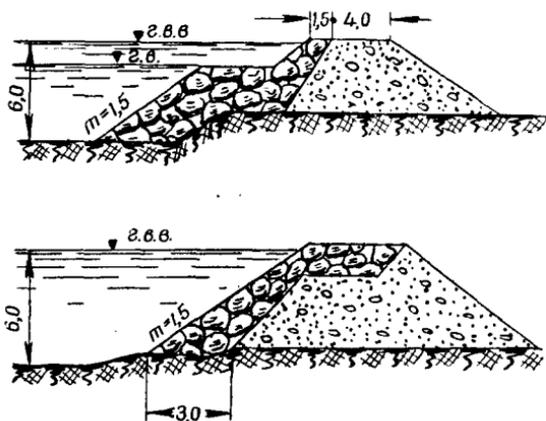


Рис. 70. Крепление откоса струнаправляющей дамбы рваным камнем в двух вариантах.

При слабых супесчаных и суглинистых грунтах берега и наличии оттока грунтовых вод в реку желательно до укладки крепления сделать подготовку в виде обратного фильтра, укладывая по откосу слой гравия или щебня различной крупности. При возможности вести работы насухо рекомендуется устраивать у подошвы откоса специальный банкет (зуб) в виде отсыпки каменного материала той же крупности. Толщина банкета $\delta = 3d$, ширина банкета не менее

$$b = 2 \div 3H, \quad (120)$$

где H — глубина воды.

Если невозможно выполнять работы насухо, то крепление укладывают наброской в текущую воду со строгим соблюдением расчетных размеров камня. В целях уменьшения размыва дна рекомендуется усиленная заброска крупных камней к подошве откоса, а также систематические промеры дна для определения

происходящих деформаций и принятия в зависимости от их характера соответствующих мер.

Для сокращения расхода камня и его крупности каменная наброска часто заменяется каменной кладкой без раствора (насухо) или на растворе с предварительной подгонкой укладываемых камней.

Для упрощения производства работ кладка может выполняться с заполнением пустот между камнями бетоном (бутобетон), что позволяет укладывать камни, не отесывая их. Если нет камней подходящего размера, каменная кладка может быть заменена

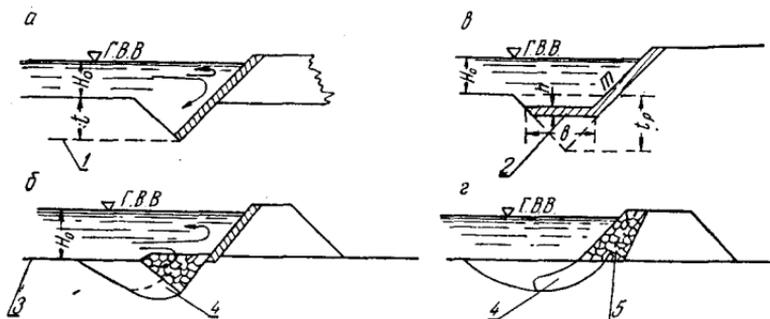


Рис. 71. Схемы крепления откосов берега:

а — на глубину ожидаемого размыва дна; б — до отметки среднего дна откос закреплен туюфком, а ниже — каменной отсыпкой; в — основание закреплено донным туюфком; г — откос закреплен каменной призмой, рассчитанной на обрушение; 1 — ожидаемый размыв; 2 — донный туюфок; 3 — среднее дно; 4 — положение наброски после образования воронки; 5 — каменная наброска.

бетонными массивами (бетонитами). Каменная кладка крепится по предварительно спланированному откосу насухо.

Низ крепления должен укладываться в специальный котлован, отрываемый на дне реки до отметок возможного размыва. Устройство крепления каменной кладкой без заглабления в дно не допускается. Как крайняя мера возможно устройство горизонтального крепления дна (банкета) при условии заглабления верха этого крепления ниже наинизших отметок горизонта меженных вод на 0,5—1,0 м.

Для уменьшения подмыва береговых одежд, основание которых заложено выше ожидаемого размыва дна, часто укладывают донные туюфки или выполняют отсыпку из рваного камня. Такое крепление дна удешевляет стоимость работ, так как размещается оно на более высоких отметках и при его устройстве исключается необходимость водоотлива и откопки глубоких котлованов под основание крепления. Ширина туюфка b , уложенного ниже уровня грунтовых вод (рис. 71), равна

$$b = t_p \sqrt{m^2 + 1}, \quad (121)$$

где t_p — глубина местного размыва ниже тюфяка;
 m — заложение напорного откоса.

Крепление откоса бетонными и железобетонными одеждами и их расчет. Бетонная одежда, как конструкция, позволяет индустриализировать и механизировать строительные работы и имеет существенные преимущества перед другими видами креплений. Бетониты и железобетонные крепления применяются в искусственных руслах и для защиты откосов берега и дамб. Они требуют тщательной планировки откосов и очень чувствительны к подмывам. В последние годы железобетонные плиты нашли широкое применение по креплению берега больших рек.

Материалом для изготовления бетонной одежды служит бетон марок от 100 до 200. Для увеличения морозостойкости и водонепроницаемости бетона рекомендуется вводить в него пластифицирующие добавки (пентизаторы), объем которых зависит от химического состава цемента и определяется опытными замесами при 15; 20 и 25% пластификатора по весу. В условиях агрессивных вод или засоленных грунтов подбирают особые добавки или применяют пуццолановый цемент.

Металлическая арматура, применяемая в бетонных одеждах, имеет чисто конструктивное значение и поэтому может изготавливаться из немарочного железа.

Точных методов для определения толщины бетонной одежды не имеется, она может определяться по формуле:

$$\delta = 0,05v^{2/3} \text{ м}, \quad (122)$$

где v — средняя скорость течения в пик паводка у места крепления, *м/сек.*

Толщина облицовки из железобетонных плит должна быть меньше, чем бетонных, примерно в 2 раза. Ее можно принимать по таблице 16, где v в *м/сек.*, а δ в *м.*

Т а б л и ц а 16

Толщина облицовочных железобетонных плит δ в зависимости от скорости течения v

v	δ	v	δ	v	δ	v	δ	v	δ
0,5	0,03	2,0	0,08	3,5	0,12	6,0	0,165	9,0	0,21
1,0	0,05	2,5	0,095	4,0	0,125	7,0	0,13	10,0	0,23
1,5	0,07	3,0	0,10	5,0	0,145	8,0	0,20	15,0	0,30

На горных реках бетонные одежды истираются донными наносами, поэтому в местах интенсивного движения гальки толщина одежды у подошвы увеличивается на 15—20%.

При воздействии на одежду течения надо стремиться к достижению водонепроницаемости швов в облицовке с устройством солидной гравийной подготовки. При значительной водонепро-

ницаемости швов возникает большое противодействие в подстилающем слое при отходе волны, что может способствовать расстройству крепления. В этом случае возможно покрытие откоса проницаемой одеждой, из-под которой имеется выход воды через специальные отверстия или щели в бетонной одежде.

Монолитная бетонная одежда рекомендуется при устойчивых грунтах земляного сооружения и при наличии соответствующего механического оборудования, обеспечивающего полную механизацию процессов устройства одежды. Монолитная одежда должна разделяться по всей высоте откоса вертикальными швами на отдельные секции шириной 2—4 м, это позволяет укладывать секцию сразу по всей ее ширине. Швы между секциями заливают битумом. Монолитная одежда не должна иметь горизонтальных швов. Мо-

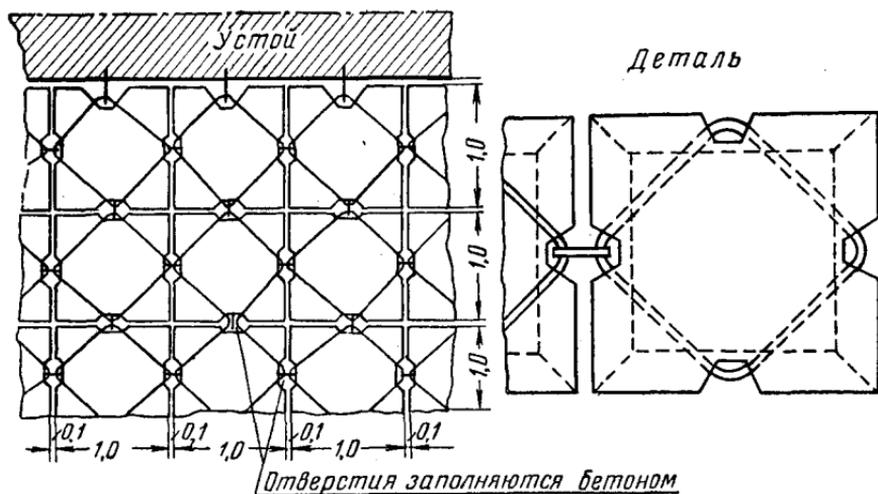


Рис. 72. Бетонные армированные плиты.

нолитная бетонная одежда без горизонтальных швов и с вертикальными швами, залитыми битумом, почти водонепроницаема.

Бетонные плиты представляют собой наиболее распространенный вид сборных бетонных одежд.

Бетонное покрытие из сплошных плиток (шашек) небольшого размера (0,3—0,5 м) рекомендуется для крепления откосов, сложенных из крупнопесчаных гравелистых грунтов, в местах, где нет постоянного воздействия воды.

На рисунке 72 показано гибкое плиточное покрытие, в котором все плитки наизаны на проволоку, для чего в каждой плитке имеются два канала, через которые пропускается проволока. Связанное плиточное покрытие хорошо сопротивляется небольшому волнобою при условии, что оно уложено на гравийно-щебеночной постели по принципу обратного фильтра. При зна-

чительной скорости воды вдоль крепления швы крепления следует заливать гудроном. При необходимости ремонта части покрытия или смены хотя бы одной плитки приходится разбирать всю вышележащую часть. В связи с этим рекомендуется проектировать покрытие отдельными секциями шириной 3—5 м. Плиточное связанное покрытие просто в строительстве и эксплуатации. Косая укладка плиток лучше обеспечивает выход воды через просветы покрытия и смягчает лобовой удар волн в выступающие горизонтальные швы. При неблагоприятных гидрологических условиях размеры отдельных плит принимают до 2—3 м и толщину до 50 см.

Для укрепления откосов, подверженных сильному волновому воздействию, применяют сквозные плиты (рис. 73). Это тяжелые бетонные одежды, укладываемые на основание из гравия или гальки, размеры которой подбираются с таким расчетом, чтобы она не могла быть вымыта через отверстия или щели в плите. Круглые отверстия в плитах предпочтительнее квадратных (рис. 76). Если применять для подготовки более крупные гравий и гальку, то прорезы

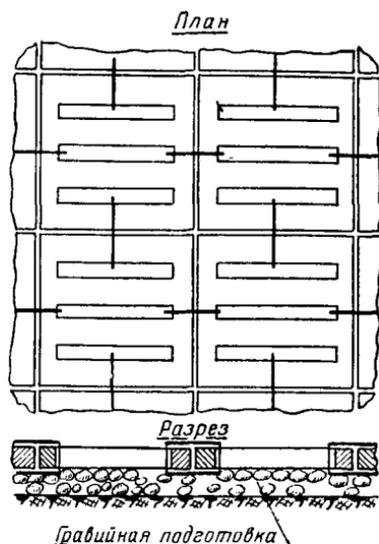


Рис. 73. Сквозные бетонные плиты.

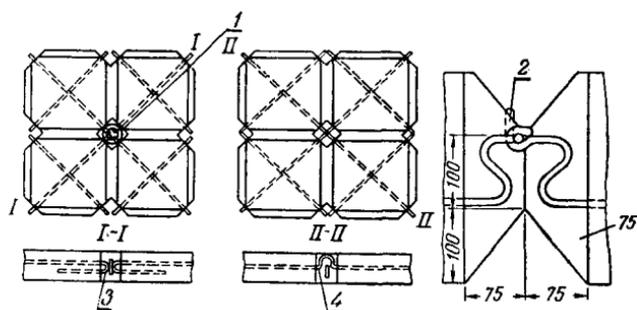


Рис. 74. Варианты скрепления плит:

- 1 — замок из железа $d = 25$ мм; 2 — стержень загибается по укладке плит на месте; 3 — шарнирный замок $d = 25$ мм; 4 — $d = 20-25$ мм.

в плитах можно делать более широкими. В случае, когда в качестве подстилающего слоя используется мелкий щебень, следует прорезы делать более узкими, но число их нужно увеличить.

Размер просветов должен быть таким, чтобы через них не вымывались частицы обратного фильтра.

В Закавказье, по предложению Е. А. Славинского [32], для защиты откоса и основания дамбы были применены бетонные тюфяки (рис. 74). Массивы в тюфяках соединялись шарнирами из железа диаметром 20—25 мм, в зависимости от конструкции замка. Тюфяки применялись двух типов. Первый, более тяжелый тип изготовлялся на месте работы. Тюфяки второго типа были изготовлены на заводе и в готовом виде привезены на место работ. Передний откос дамбы был облицован бетонными плитами толщиной 0,35 м, на булыжной подготовке; на дно реки положены

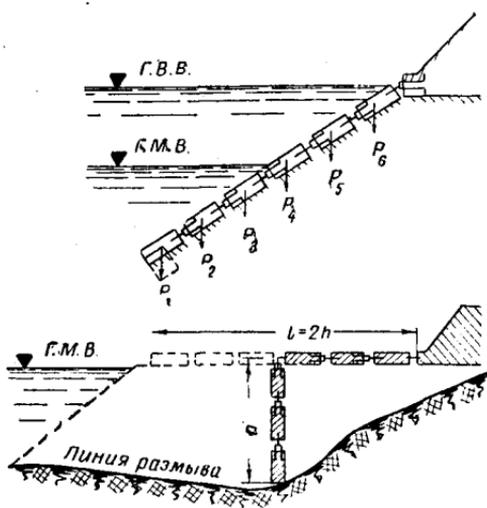


Рис. 75. Расчетная схема на разрыв соединений.

наибольшем возможном размыве с речной стороны и занятии тюфяком предельного положения была бы обеспечена устойчивость дамбы или шпоры. Обычно длину тюфяка принимают в 2—2,5 раза больше глубины расчетного размыва.

Более рациональна конструкция скрепления монолитных бетонных тюфяков, предложенная И. И. Херхулидзе и показанная на рисунке 76. Эта конструкция обеспечивает надежность всего соединения, изготовленного на строительном дворе.

На больших реках гибкие железобетонные тюфяки можно укладывать секциями, изготовленными на палубе баржи в специальных формах. Гибкий бетонный тюфяк состоит из плит размером $120 \times 30 \times 2,5$ см, армированных и скрепленных проволочной арматурой с ячейкой 30×30 см. Укладка тюфяка проводится в направлении снизу вверх по течению, при этом последующие тюфяки перекрывают предыдущие на ширину

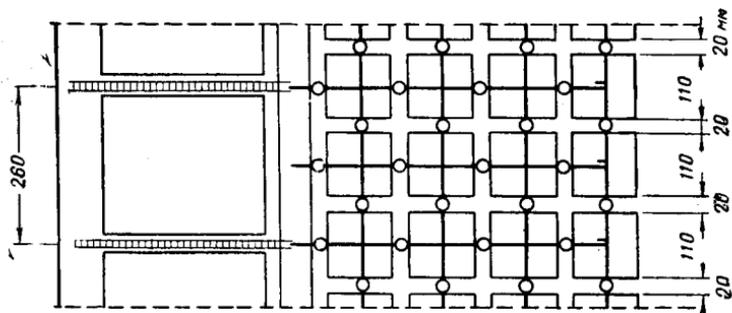
тюфяки размером $1,25 \times 1,25 \times 0,30$ м. Отдельные тюфяки соединялись между собой в поперечных и продольном направлениях, благодаря чему имели гибкость в двух направлениях. Наиболее трудновыполнимая операция при устройстве крепления из бетонных тюфяков — это скрепление их между собой. Отдельные массивы скреплялись между собой крючьями из арматурного железа, подбираемого по расчету на прочность, исходя из расчетных схем Е. А. Славинского [32] при размыве у конца тюфяка (рис. 75).

Длину тюфяка подбирают с таким расчетом, чтобы при

до 2 м. По мере укладки головные опорные баржи подтягиваются.

На рисунке 77 показана укладка бетонного, менее проницаемого тюфика с шарнирными соединениями.

П л а н



Д е т а л и ц е п и

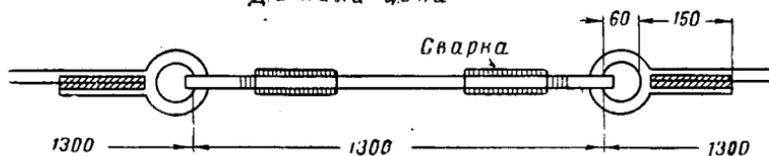


Рис. 76. Конструкция скрепления плит между собой.

Бетонные и армобетонные одежды применяются и на горных реках как для крепления откоса берега, так и откоса шпор и дамб.

К недостаткам крепления откосов плитами из бетона, армированного бетона и железобетона относится малая шероховатость

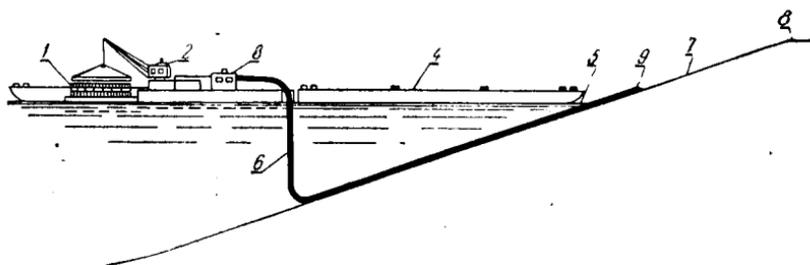


Рис. 77. Укладка бетонного тюфика с шарнирными соединениями:

- 1 — баржа, загруженная плитами; 2 — кран; 3 — судно с плитами; 4 — основная закреплённая баржа; 5 — урез воды; 6 — бетонный тюфик с шарнирными соединениями; 7 — наклонный откос; 8 — верх дамбы; 9 — конец тюфика, заанкеренный в откос.

крепления по сравнению с шероховатостью самого русла реки, что способствует образованию больших продольных скоростей, опасных с точки зрения возможности подмыва низа крепления, особенно при длинных продольных дамбах.

Для уменьшения скоростей течения вдоль крепления длинные продольные дамбы с бетонной или железобетонной облицовкой напорного откоса должны иметь систему шпор, отходящих от дамбы в реку через определенные промежутки. Другой прием состоит в том, что дамба в плане располагается по плавной кривой, образующей выпуклый берег выправляемого или регулируемого потока, что не только предохраняет от подмыва низ крепления, но даже способствует забрасыванию низовой части откоса донными наносами. Однако такое решение не всегда возможно.

При укладке на откосы берега бетонных или железобетонных креплений последние следует располагать на линии намеченной трассы защиты; откос предварительно срезается с определенным (устойчивым) заложением для данного грунта. Во избежание оползания крепления при полном насыщении грунта водой совершенно необходимо, чтобы крепления были уложены на устойчивый откос берега, а не висели на откосе.

Ширина тюфяка, укладываемого на откос, определяется по формуле:

$$b = H_m \sqrt{1 + m^2} + H, \quad (123)$$

где H_m — местная наибольшая глубина потока у продольного крепления, считая от горизонта высоких вод;

m — заложение устойчивого подводного откоса берега;

H — средняя глубина.

Укладываемое на откос крепление должно заканчиваться за пределами вогнутой кривой, так как в противном случае опасность размыва сооружений не устраняется как с корня, так и в нижней части.

Общая длина крепления определяется длиной защищаемого участка. Если проект крепления осуществляется по частям или в период размыва берега, то выбранная длина защиты должна согласоваться с интенсивностью размыва. Часть сооружений, выполняемых во вторую очередь, отодвигается за линию уреза на величину ожидаемого размыва. В этом случае работы первой очереди (в месте стыка) проводятся в котловане; подводная часть крепления выполняется по мере подмыва берега рекой.

Крепление откоса асфальтобетонными тюфяками. Асфальтобетонные тюфяки рекомендуется применять для крепления участков среднего и нижнего течения рек в условиях песчаного и супесчаного русел.

Состав смеси для асфальтобетона назначается исходя из наличия местных материалов и с подбором соотношения фракций в лаборатории. Так, для условий р. Аму-Дарьи рекомендуется следующий состав (в %): речного песка — 66, лесса — 22, асфальта — 12.

Толщина тюфяка принимается 5—7 см; он армируется проволокой сеткой $d = 10$ мм при размерах ячейки 5×5; 5×10; 10×10 см. Тюфяки изготовляют непосредственно на месте укладки.

Откос и дно русла на участке крепления предварительно планируют, а в случае необходимости устраивают гравийную подготовку.

Асфальтовую массу укладывают двумя слоями.

Вслед за первым (нижним) слоем укладывают арматурную сетку, а затем второй слой до достижения проектной толщины. Размеры, т. е. ширина и длина тюфяков, определяются местными условиями и условиями производства работ. Допускается устраивать только вертикальные швы.

В случае трудности водоотвода и водоотлива тюфяк укладывают со специальной баржи, на палубе которой его изготовляют (рис. 78). Размеры тюфяков при укладке в воду: ширина до 30 м, длина до 50 м.

Большая крутизна откоса под тюфяком в процессе размыва приводит к возникновению в нем больших растягивающих усилий,

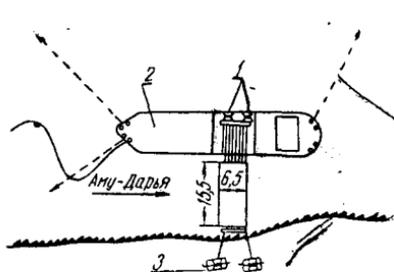


Рис. 78. Укладка тюфяка:

1 — тормозные лебедки; 2 — баржа грузоподъемностью 260 т; 3 — тяговая лебедка.

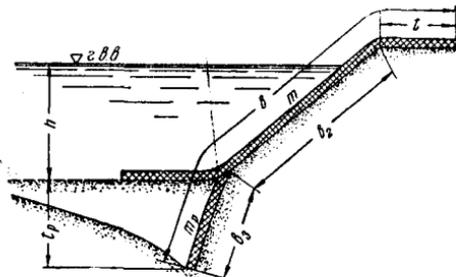


Рис. 79. Схема укладки и опускания крепления в размыв.

которые могут превосходить вес опустившейся в размыв части тюфяка. Объясняется это тем, что тюфяк, помимо собственного веса, нагружается еще слоем оползающего под ним грунта, вес которого передаваясь через силы трения, складывается с составляющей силы тяжести тюфяка и обуславливает возникновение больших растягивающих усилий. Конструкция тюфяка должна быть рассчитана на эти усилия.

Для армирования креплений толщиной 5—7 см применяется проволочная сетка, изготовленная из стальной проволоки диаметром 3—4 мм и размером ячеек от 5×5 до 12×12 см.

При необходимости, выявленной расчетом, устанавливают дополнительную анкерную систему арматур. Анкерная арматура должна выступать из покрытия и иметь петли или достаточную длину для анкеровки к сваям, рандбалкам или иным устройствам на берегу.

Применительно к условиям р. Аму-Дарьи И. Я. Ярославцев в 1958 г. предложил метод расчета асфальтобетонных креплений (рис. 79).

Ширина крепления определяется по формуле:

$$b = b_1 + b_2 + b_3, \quad (124)$$

где b_1 — для малых рек равно 1 м, для больших — 2—3 м;

$$b_2 = H_0 \sqrt{1 + m^2}, \quad (125)$$

где H_0 — глубина потока до размыва, м;

m — заданный коэффициент откоса;

$$b_3 = t_p \sqrt{1 + m_p^2}, \quad (126)$$

где t_p — глубина размыва, м;

m_p — крутизна откоса под опустившимся в размыв креплением;

$$m_p = \frac{1}{f_{гг} + K_d (f_{гг} + f_{гп})}, \quad (127)$$

здесь $f_{гг}$ — коэффициент внутреннего трения грунта, примерно равный $\frac{1}{m_0}$;

m_0 — коэффициент заложения естественного откоса грунта под водой;

$f_{гп}$ — коэффициент трения грунта по креплению;

$$K_d = 10,2 m_0 \sqrt{g_{п}}, \quad (128)$$

где $g_{п}$ — вес 1 м² крепления.

Устойчивость крепления проверяется по формуле:

$$b'_2 = \eta b_3 \frac{f_{гп} m + 1}{f_{гп} m - 1}, \quad (129)$$

где b'_2 — ширина крепления с заданным откосом, силами трения которой может удержаться все крепление;

η — коэффициент запаса.

Если получается $b'_2 > b_2$, то необходимо устраивать анкерные связи.

Величина усилия на единицу длины крепления, передаваемая на анкер, определяется по формуле:

$$P_a = \frac{\delta_{п} (\gamma_{п} - \gamma)}{\sqrt{1 + m^2}} [b_3 (1 + f_{гп} m) + b_2 (1 - f_{гп} m)], \quad (130)$$

где $\delta_{п}$ — толщина покрытия, м;

$\gamma_{п}$ — объемный вес покрытия, т/м³;

γ — объемный вес воды, т/м³.

Остальные обозначения прежние.

По найденному значению P_a вычисляют площадь арматуры F_a и размещают ее равномерно на ширине 1 пог. м.

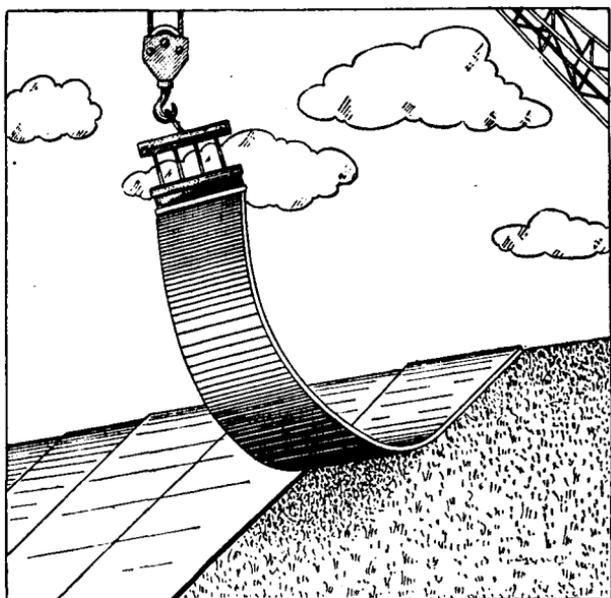


Рис. 80. Укладка асфальтобетонных тюфяков с помощью крана.

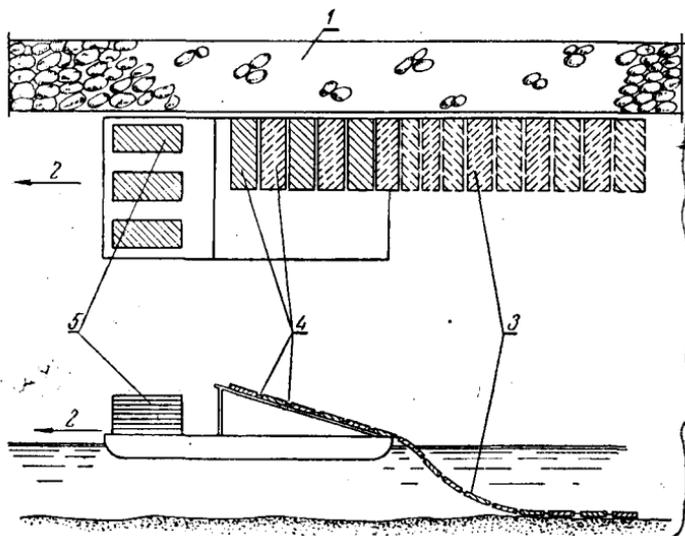


Рис. 81. Продольная схема укладки гибких тюфяков:
 1 — береговой откос; 2 — направление движения стапеля; 3 — ленточное покрытие в процессе укладки; 4 — соединение тюфяков; 5 — штабель готовых тюфяков.

Толщина крепления определяется по формуле:

$$\delta_{\Pi} = \frac{P_{\text{вз}}}{\gamma_{\Pi} \gamma}, \quad (131)$$

где $P_{\text{вз}}$ — взвешивающее усилие, т/м^2 .

$$P_{\text{вз}} = P_{\text{вс}} + P_{\text{вп}}, \quad (132)$$

где $P_{\text{вс}}$ — постоянно действующая часть взвешивающего усилия, т/м^2 ;

$P_{\text{вп}}$ — пульсационная составляющая, т/м^2 .

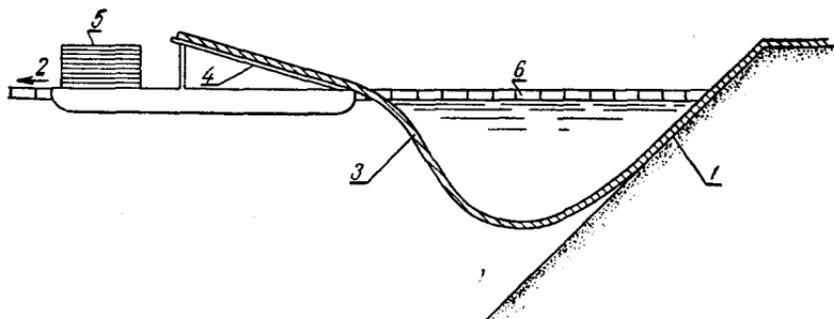


Рис. 82. Поперечная схема укладки гибких тюфяков:

1 — укрепляемый берег; 2 — направление движения стапеля; 3 — тюфяк; 4 — рабочий настил стапеля; 5 — штабель готовых тюфяков; 6 — направляющие баржи.

Первая составляющая взвешивающего усилия изучена достаточно хорошо. Что касается второй составляющей, то она изучена в настоящее время значительно хуже. На основе статистической обработки данных натуральных исследований выявлено, что абсолютная величина $P_{\text{вп}}$ зависит от скорости потока и характера обтекаемых препятствий. Интенсивность и период пульсации зависят главным образом от конфигурации и положения сооружений относительно направления потока.

Пульсационная нагрузка не распространяется одновременно на значительную площадь покрытия, поэтому при сплошных покрытиях точечные значения $P_{\text{вп}}$ не будут заметно сказываться на устойчивости всего покрытия. В этом случае возможно ограничиться определением первой составляющей $P_{\text{вс}}$.

$$P_{\text{вс}} = \eta \mu_c \frac{v^2}{2g} \gamma, \quad (133)$$

где η — коэффициент, зависящий от характера конструкции;

$\eta = 1,1 \div 1,2$ — для сплошных покрытий;

$\eta = 1,5 \div 1,6$ — для покрытия из отдельных мелких элементов;

μ_c — опытный коэффициент, равный для сплошных покрытий 0,30 и для сквозных 0,10.

Асфальтобетонные туюжки при ширине покрытия $b \leq 12$ м укладывают с помощью крана (рис. 80). При этом ширину отдельной ленты принимают не более 2 м и швы перекрываются на 0,5—0,6 м.

Крепление при значительных глубинах воды укладывают с плавучих ступеней. Привозимые с завода отдельные туюжки размером 3×8 м раскладывают на рабочий настил ступени и сращивают путем сварки концов арматуры с последующей заливкой шва горячим асфальтовым раствором.

При продольной схеме укладки (рис. 81) плавучий ступень перемещается вдоль потока на длину сращенной части крепления, а при поперечной схеме — поперек реки на ту же величину (рис. 82).

На больших реках с большими скоростями целесообразно применять поперечную схему укладки туюжков.

§ 13. КОНСТРУКЦИЯ И РАСЧЕТ КРЕПЛЕНИЯ ОТКОСОВ ОТ РАЗМЫВА ВОЛНАМИ

Волны размывают берега и откосы водохранилищ, подпертых бьефов плотин, а также озер, если в районе их расположения действуют продолжительные и сильные ветры.

Размыв волнами является результатом воздействия на грунты или крепление откоса больших скоростей наката и ската волны и переменного давления, способствующего взвешиванию грунта в момент ската волны (при накате волн на пологий откос создается давление, а при скате — противодействие) (рис. 83).

При скате волны внешнее давление убывает быстрее, чем давление на нижнюю поверхность крепления. В результате этого возникает взвешивающее давление, являющееся основным фактором, определяющим толщину крепления.

В щелистой и очень шероховатой каменной наброске разрушающим фактором следует считать скорость наката и ската волны.

Максимальная скорость v_{\max} при накате и скате волны определяется по формуле Б. А. Пышкина [29]:

$$v_{\max} = 0,3 \left(1 + \frac{0,4}{\beta} \right) \sqrt{\beta \frac{h}{n}}, \quad (134)$$

где h — высота волны, м;

n — коэффициент шероховатости одежды;

β — отношение $\frac{h}{L}$;

L — длина волны, определяемая по формуле:

$$L = 0,3WD^{\frac{1}{2}}, \quad (135)$$

где W — расчетная скорость ветра, м/сек;

D — длина разгона волны, км.

При назначении W необходимо учесть, что скорость ветра над поверхностью воды всегда больше, чем скорость ветра на суше, вследствие большей шероховатости суши.

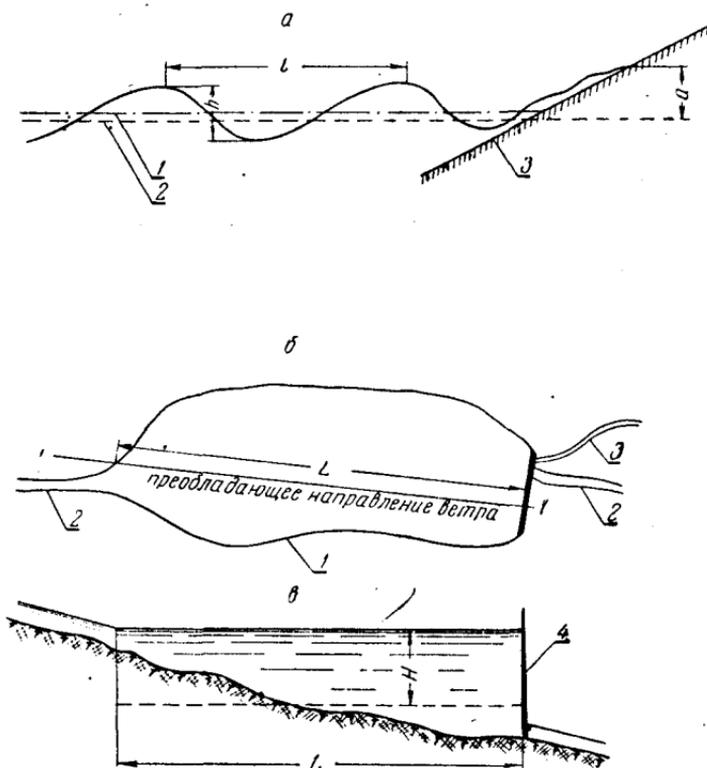


Рис. 83. Схема волны в водохранилище:

a — схема волны — 1 — средняя линия волны; 2 — горизонт спокойной воды; 3 — откос; план (б) и продольный профиль (в) водохранилища по 1—1: 1 — водохранилище; 2 — река; 3 — канал; 4 — плотина.

Для определения высоты ветровой волны существует целый ряд формул, которые можно свести к трем группам.

I. Однофакторные

Формула Стивенсона:

$$h = 0,34 \sqrt{D} + 0,76 - 0,26 \sqrt[4]{D}. \quad (136)$$

Формула П. К. Божича:

$$h = 0,067W. \quad (137)$$

Формула В. А. Марьина:

$$h = 0,37 \sqrt{D}. \quad (138)$$

II. Двухфакторные

Формула В. Г. Андреевнана:

$$h = 0,0208W^{\frac{5}{4}}D^{\frac{1}{3}}. \quad (139)$$

Формула Н. А. Лабзовского:

$$h = 0,075WK\sqrt{ED}, \quad (140)$$

где K и E — коэффициенты, зависящие от N и D .

III. Трехфакторные

Формула Е. А. Дьяковой:

$$h = 0,0186W^{0,71}D^{0,24}H^{0,84}, \quad (141)$$

где H — средняя глубина воды в направлении преобладающих ветров.

Формула А. П. Браславского:

$$h_{n+1} = \left[\frac{u_n}{u_{n+1}} h_n^2 + \frac{8}{u_{n+1}} (x_{n+1} - x_n) (R_1 + R_2) \right]^{0,8}, \quad (142)$$

где h_n — заданная высота волны в начале расчетного участка;

h_{n+1} — высота волны в конце участка;

u — групповая скорость волны или скорость передачи энергии волны вдоль разгона;

x — расстояние от начала рассматриваемого профиля по направлению движения волны;

R_1 — осредненное по времени количество энергии, передаваемое ветром волне за единицу времени;

R_2 — осредненное по времени количество энергии, теряемое волной за единицу времени.

Формула А. П. Браславского применима для мелководья.

Для защиты берегов и откосов применяются обычно каменные или бетонные крепления.

Диаметр камня можно определить по ряду формул, из которых приводим основные.

Формула Б. А. Пышкина:

$$d_k = \eta \frac{P}{\gamma_k - \gamma} \frac{\sqrt{1 + m^2}}{m}, \quad (143)$$

где d_k — диаметр камня, м;

η — коэффициент запаса;

γ_K — γ — соответственно объемный вес камня и воды;
 m — коэффициент заложения откоса;
 P — противодействие, t/m^2 ;

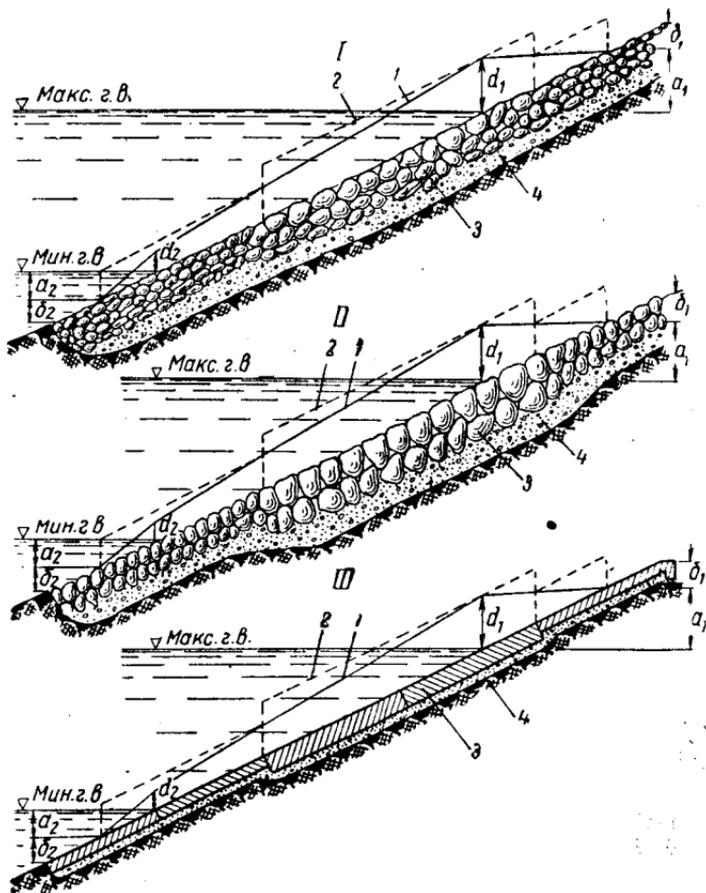


Рис. 84. Крепление от ветровых волн:

I — каменная наброска; II — мощение; III — бетонные плиты;
 1 — теоретическая кривая изменения толщины крепления; 2 — принятая кривая изменения толщины крепления; 3 — крепление; 4 — подготовка;
 a_1 , a_2 — соответственно высота наката и ската волны; b_1 , b_2 — строительные запасы.

$P = 0,178h$ — для мостовой;

$P = 0,21h$ — для наброски.

Формула Н. А. Шанкина:

$$d_K = 1,7 \frac{h\gamma}{\gamma_K - \gamma} \frac{\sqrt{1+m^2}}{m(m+2)}, \quad (144)$$

обозначения те же, что и в формуле (143).

Толщина бетонного крепления в отличие от каменного зависит также от размеров плиты и определяется по формуле М. И. Лупинского:

$$d_{\text{п}} = \eta \frac{0,11 h}{\sqrt{B}(\gamma_{\text{п}} - \gamma)} \frac{\sqrt{m^2 + 1}}{m}, \quad (145)$$

где B — длина ребра квадратной плиты, m .

Эта формула пригодна для случая $B \leq h$.

На водохранилищах наибольшее волновое давление наблюдается на уровне нормального подпертого горизонта воды, а наименьшее — на уровне горизонта сработки. Следовательно, толщина крепления также должна меняться по высоте. Толщина крепления может уменьшаться до нуля на гребне сооружения и на глубине $(1,5-2,0) h$ ниже горизонта сработки.

На практике теоретическую эпюру толщины крепления заменяют ступенчатой (рис. 84).

Границу крепления рекомендуется принимать в следующих пределах:

отметка верха крепления равна отметке максимального горизонта воды плюс $(a_1 + \delta)$;

отметка низа крепления равна отметке минимального горизонта воды минус $(a_2 + \delta)$,

где δ — запас; принимается $0,5-0,75$ м;

a_1, a_2 — соответственно величины наката и ската волны, определяемые по формулам

Б. А. Пышкина:

$$a = 0,565 \frac{h}{m \sqrt{n}} \quad (146)$$

и П. А. Шанкина:

$$a = K_0 K_{\text{в}} K_{\delta} h, \quad (147)$$

где a — высота наката или ската ветровой волны, м;

K_0 — коэффициент, учитывающий шероховатость и проницаемость крепления; $K_0 = 1,25$ — для бетонных плит;

$K_{\text{в}}$ — коэффициент, учитывающий заложение откоса и крутизну волны $\frac{h}{L}$;

$$K_{\delta} = f\left(\frac{h_{\text{бр}}}{b_{\text{бр}}}\right);$$

$b_{\text{бр}}, h_{\text{бр}}$ — соответственно ширина бермы и глубина воды над бермой.

Для водохранилищ за отметку максимального горизонта воды принимается н. п. г. (нормальный подпертый горизонт), а за отметку минимального горизонта воды — г. м. о. (горизонт мертвого объема),

Для подпертых бьефов отметка максимального горизонта воды принимается из условий прохождения паводка в занесенном бьефе; отметка минимального г. в. принимается исходя из условий пропуска меженных расходов в первый период работы узла.

На судоходных реках крепление берегов может разрушаться также от судовых волн, высота которых определяется по формуле П. А. Шанкина:

$$h = K_c \beta \frac{v_c^2}{2g}, \quad (148)$$

где v_c — скорость движения судна, м/сек.

$$K_c = \frac{2 + \sqrt{\frac{B_M}{l_c}}}{1 + \sqrt{\frac{B_M}{l_c}}},$$

где l_c — длина судна, м;

B_M — ширина меженного русла, м;

$$\beta = 2,5 \left[1 - \left(1 - \frac{1}{\sqrt{4,2+n}} \right) \frac{(n-1)^2}{n^2} \right];$$

Здесь $n = \frac{\Omega}{\omega}$,

Ω — поперечные сечения реки, м²;

ω — площадь подводной части миделя судна, м².

§ 14. ПОЛУЗАПРУДЫ И ЗАПРУДЫ ИЗ ХВОРОСТЯНОЙ И КАМЕННОЙ КЛАДКИ

При регулировании русел для судоходства различают сооружения паводкового действия и сооружения меженного действия, имеющие различные высотные отметки по гребню и отличающиеся друг от друга степенью воздействия на поток.

Сооружения паводкового действия с высокими гребнями должны обладать очень прочной конструкцией. Эти сооружения располагают не только в русле реки, но и в пойме с целью выправления паводкового речного потока. Подобные сооружения дороги в постройке, поэтому их применяют в редких случаях, главным образом для защиты затонов от ледохода, а также, когда меженное выправление не может справиться с поставленной задачей и в случае необходимости изменить направление весеннего течения.

Сооружения меженного действия предназначаются для улучшения судоходных условий на данном участке пути в меженный период.

Основное назначение выправительных сооружений заключается в создании устойчивого режима речного потока, при котором достигается улучшение неблагоприятного состояния судового хода

и проектных его габаритов или стабилизация достаточно удовлетворительных русловых условий судоходства.

На судоходных реках выполняются как сооружения облегченного, так и утяжеленного типа. К сооружениям облегченного типа относятся плетневые, щитовые и ветвистые заграждения, к сооружениям утяжеленного профиля — полузапруды и запруды из хворостяной (фашинной) или тюфячной кладки, каменной наброски и грунта с креплением основания тюфяками.

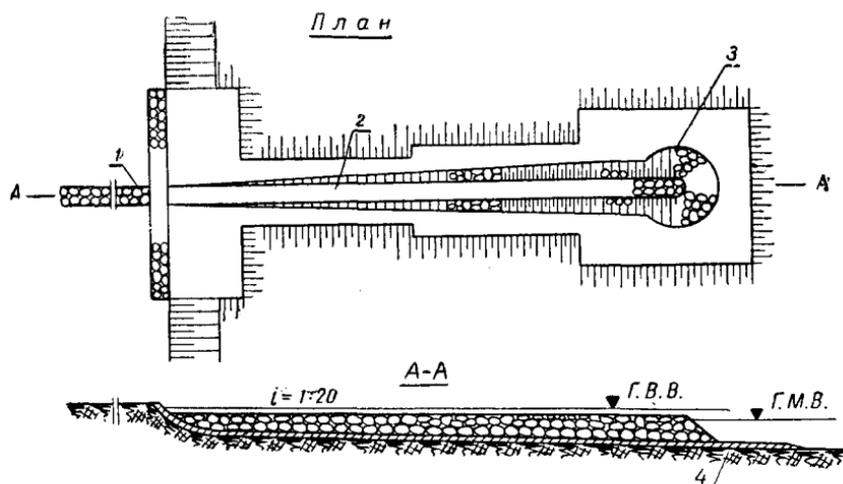


Рис. 85. Полузапруда:

а — план; б — разрез по А—А, 1 — корень; 2 — русловая часть; 3 — головной участок; 4 — тюфяк подстилочный.

Ниже приводится описание некоторых выправительных сооружений утяжеленного профиля, по данным С. Н. Григорьева и И. А. Шадрина [10], Б. А. Пышкина и С. В. Русанова [29].

Полузапруды представляют собой поперечные выправительные сооружения, возводимые от берега в направлении русла реки примерно до границы судового хода; они состоят из четырех частей: корня 1, русловой части 2, головного участка 3 и подстилочного тюфяка 4 (рис. 85).

Полузапруды, как отмечалось выше, располагают нормально течению или против течения под углом 15° . При таком расположении полузапруд возникает расслоение потока на поверхностное течение, отклоняемое к судовому ходу, и донное, направляемое к берегу. Наблюдения Института гидротехники и гидрологии Академии наук Украинской ССР за опытными работами на перекатах р. Сновы показали большую эффективность полузапруд, установленных против течения под углом $30-50^\circ$ к направлению проектной трассы [29].

В практике выправительных работ на р. Днепре полузапруды располагают нормально к трассе или с незначительным (до 5°) отклонением от этого положения, причем каждая последующая по течению полузапруда отстоит от предыдущей на расстоянии, равном 1,0—1,5 длины предыдущей полузапруды.

Гребню полузапруды придают обычно продольный уклон от 1:100 до 1:300 с подъемом от головной части полузапруды к берегу, в зависимости от длины сооружения и высоты берега у корня сооружения. Перед подходом к берегу гребень на протяжении одной десятой длины сооружения имеет подъем 1:10—1:25. Гребень не должен быть выше бровки берега; над гребнем должен обеспечиваться свободный пропуск льда весеннего ледохода.

Тело русловой части полузапруды из хвостяной и тюфячной кладки имеет трапецеидальный профиль, что придает сооружению наибольшую устойчивость.

Полузапруды сопрягают с берегом корневой частью путем врезки в берег на глубину от 1 до 4 м при слабых грунтах; ширина врезки равна ширине гребня сооружения. При прочных грунтах корень полузапруды не заглубляется в берег, а выводится заподлицо с береговым откосом. Прикорневой участок берега обязательно нужно укреплять с верхней и нижней сторон.

Полузапруды из хвостяной кладки закрепляют в подводной части хвостяной выстилкой с загрузкой камнем или тонким хвостяным тюфяком, а в надводной части — тонким хвостяным тюфяком с камнем на уровне наиболее часто повторяющихся уровней весеннего ледохода.

Головной участок полузапруды (голова) — наиболее ответственная и наиболее подверженная повреждению часть сооружения. Поэтому в некоторых конструкциях полузапруд голову делают несколько шире основного тела. Применявшееся в прежние времена двойное уширение голов, имеющее целью увеличить их сопротивляемость ледоходу, является неоправданной затратой средств, так как ледоходы проходят на высоких уровнях, при подвижках же льда такое уширение слишком незначительно по сравнению с силой подвижек (напоров) льда. Поэтому полузапруды по всей длине могут иметь однообразное поперечное сечение; у головы сооружения следует больше внимания обращать на лучшее укрепление основания тюфяком. Откосы сооружения в головной части (верховой и нижней) следует делать более пологими — до 1:3.

Отметка головы полузапруды зависит от принятого горизонта выправления с превышением над ним на 0,3—0,5 м.

Дно в основании полузапруды укрепляют обычно расстилочным хвостяным тюфяком толщиной 0,45 м в сжатом виде с устройством поверх него квадратных плетневых клеток размером 2×2 м в плане и высотой 0,15 м, загружаемых камнем в количестве

до $0,15 \text{ м}^3$ на 1 м^2 донного тюфяка и по $0,1 \text{ м}^3$ в береговые клетки тюфяка.

Донные, или расстилочные, тюфяки на слабых грунтах и в ответственных сооружениях кладутся под всем телом полузапруды с выступами из-под напорного откоса на $2-4 \text{ м}$, из-под сливного откоса на $5-10 \text{ м}$, а из-под головы в речную сторону на $8-15 \text{ м}$. Некоторое уменьшение расстилочного тюфяка допускается при устройстве полузапруд из тюфячной кладки. Для тюфячных полузапруд тюфяки крепятся по высоте тела путем прошивки сваями диаметром $10-12 \text{ см}$, которые располагаются в шахматном порядке.

В случаях применения для хворостяных полузапруд камня с небольшим удельным весом, например мела, мергеля, глинистого сланца, или когда сооружение приходится строить на галечных и гравийных грунтах, тюфяк на дне в основании полузапруды можно не расстилать.

Размеры выпускаемых частей донных тюфяков зависят от условий работы сооружений в межень и при ледоходе и от материала сооружений.

Для полузапруд, поставленных под защитой других расположенных выше сооружений, так называемых промежуточных полузапруд, возможна укладка тюфяка только со стороны сливного откоса или под головным участком.

Полузапруды из хворостяной кладки применяют преимущественно на реках со скоростью течения, не превышающей $1,5 \text{ м/сек}$, или в местах, где требуется перекрыть емкость русла с глубинами более 2 м в межень при слабом ледоходе (рис. 86).

Тюфячные полузапруды применяют в более тяжелых ледовых условиях и при скоростях течения до $1,8 \text{ м/сек}$ (рис. 87).

Преимуществом хворостяной кладки является сравнительная ее дешевизна (при наличии местного хвороста), малая потребность в камне, возможность (при прорастании хвороста) образования ивово́й поросли, увеличивающей регулируюшую способность сооружения.

При укладке тюфяков необходимо особое внимание обращать на перевязку вертикальных швов; швы не должны быть сквозными, работы выполняют от корня к головной части.

При строительстве тюфячных полузапруд все тюфяки, кроме подплощадочного (верхового), должны иметь одинаковую толщину. Назначенный по проекту уклон гребня достигается соответственным изменением толщины последнего толстого (лекального) тюфяка, укладкой дополнительных тюфяков или же увеличением толщины каменной загрузки. При производстве работ необходимо учитывать неизбежность последующей осадки сооружения, которая после прохода двух весенних паводков при высоте сооружения больше 2 м обычно достигает в среднем 15% , а при высоте сооружения меньше 2 м — около 8% .

Каменные полузапруды применяют в местах, где поблизости от места работ имеются удобные и пригодные для разработки залежи камня или действующие карьеры камня. Поперечное сечение полузапруды из каменной наброски аналогично профилю фаши-

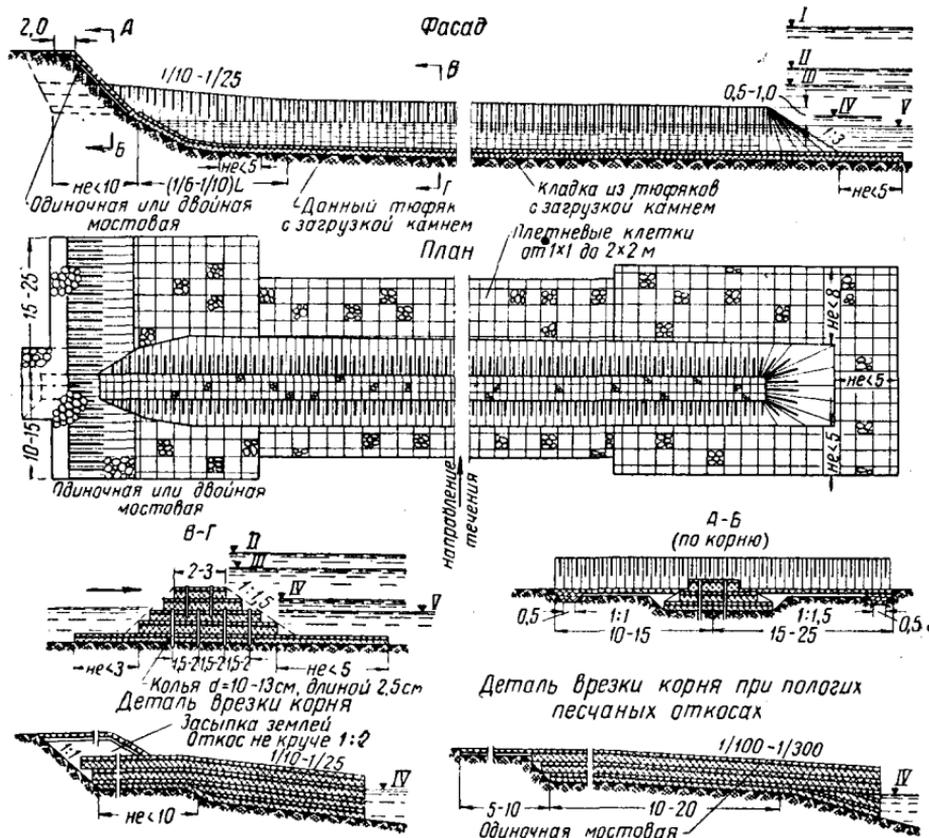


Рис. 86. Полузапруда из хворостяной кладки. Горизонты воды:

I — наивысший; II — средний уровень весеннего ледохода; III — низкий уровень весеннего ледохода; IV — средний меженный; V — низкий меженный.

ной или тюфячной полузапруды. Ширина по гребню 1,5—3,0 м с полуплоскими верховыми и двойными низовыми откосами (рис. 88).

Для верхних участков рек эти размеры могут быть значительно меньше. Так, на Верхнем Дону строят полузапруды из каменной наброски следующих размеров: ширина гребня от 1,0 до 1,5 м, заложение верхового откоса 1:1, низового 1:1,5 и откоса головы сооружения 1:3. Гребень головы сооружения возвышается над проектным горизонтом воды на 0,4—0,6 м; гребню придается уклон 1:100. На больших реках гребням придают такой же уклон,

как и гребням сооружений из фашинной и тюфячной кладки. Гребень и прилегающие к нему части обоих откосов желательно выкладывать из более крупных камней; поверхность кладки должна быть достаточно ровной, без выступов отдельных камней,

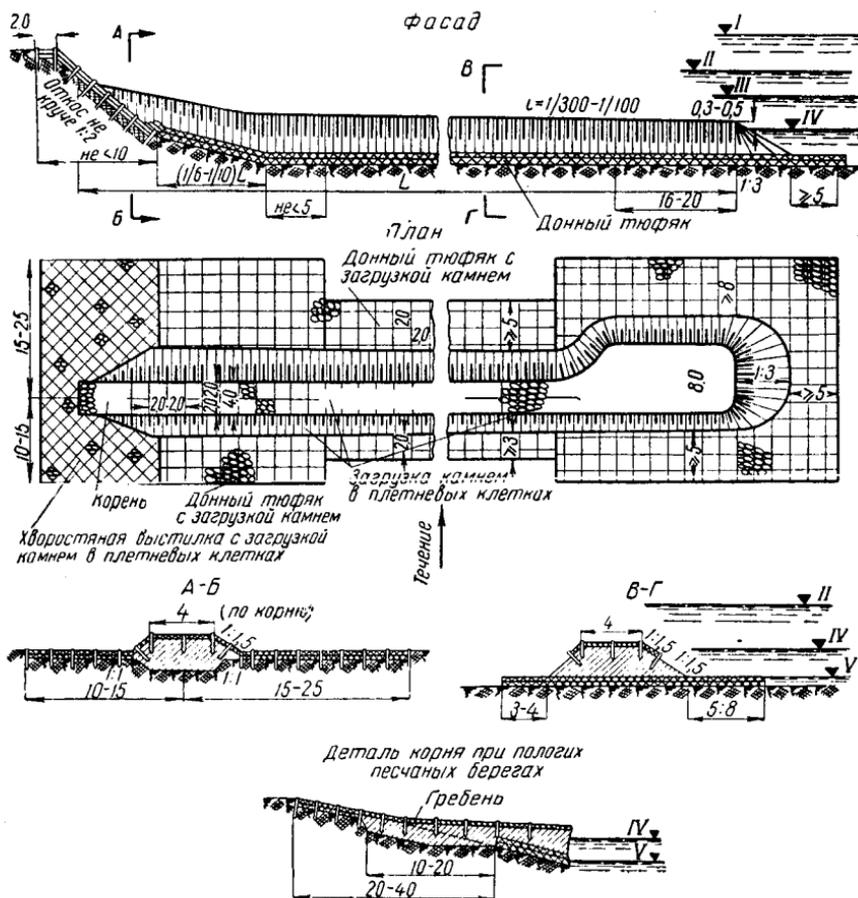


Рис. 87. Полузапруда из тюфячной кладки. Горизонты воды:

I — наивысший; II — средний уровень весеннего ледохода; III — низкий уровень весеннего ледохода; IV — средний меженный; V — низкий меженный.

которые легко выворачиваются льдинами. Чтобы надводной части сооружения придать правильную форму, через каждые 10 м по длине устанавливают шаблоны проектного профиля, а по бровкам натягивают причалки и, пользуясь этой разбивкой, разравнивают камень, придавая гребню обтекаемую форму. Отделывают поверхность сооружения мощением. В основании каменной полузапруды на размываемых грунтах укладывается расстилочный

хворостяной тюфяк. Донные тюфяки выпускаются из-под каменной наброски на 3—5 м с верховой стороны и на 5—10 м с низовой.

Полузапруды из грунта выводят обычно путем рефулирования грунта из русла реки в пространство между двумя призмами, предварительно отсыпанными из камня или сложенными из тюфячной кладки (рис. 89). Гребень полузапруды каменной наброской с лаштовкой или мощением прикрывают по слою щепня или гравия, уложенному по принципу обратного фильтра. Ширина гребня

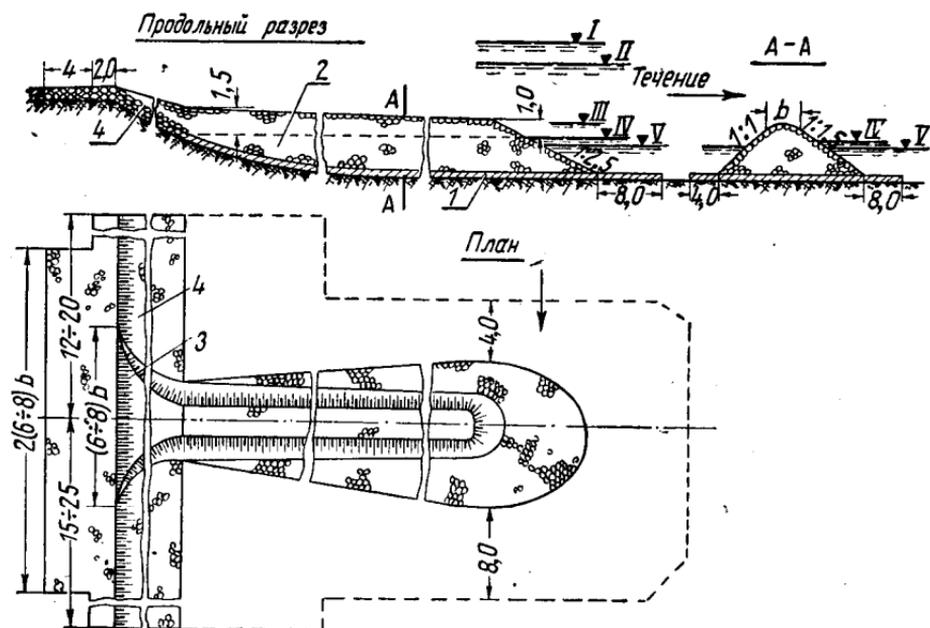


Рис. 88. Полузапруды из каменной наброски:

1 — подстильный тюфяк; 2 — каменная наброска тела; 3 — корневая часть сооружения; 4 — береговое укрепление в месте примыкания полузапруды. Горизонты воды: I — высший; II — средневысокий; III — наинизшего ледохода; IV — средненизкий; V — наинизший.

3—5 м и более. Голову полузапруды возводят целиком из каменной наброски.

Подстильный тюфяк укладывают в виде лент, которые под головой полузапруды соединяются между собой и образуют один общий тюфяк. Как и у предыдущих типов полузапруд, тюфяк выпускается с низовой и речной сторон на 6—10 м и с верховой на 4—6 м, по контуру тюфяка выпускаются в виде оторочки метелки хвороста. Этот тип сооружения особенно экономичен, когда для возведения его используют грунт, извлекаемый машиной из прорези в процессе углубления переката.

Запруды. При выправлении участка реки в целях увеличения глубин и удержания судового хода в намеченном направлении

стараясь направить весь меженный расход воды в одно русло. Для этого необходимо закрыть на выправляемом участке второстепенные рукава. Б. А. Пышкин и С. В. Русаков указывают [29], что запруды — наиболее простые по идее выправительные сооружения и в то же время наиболее действенное средство выправления реки, изобилующей рукавами.

Выправление всегда начинается с закрытия рукавов, поэтому запруды начали применяться значительно раньше других видов

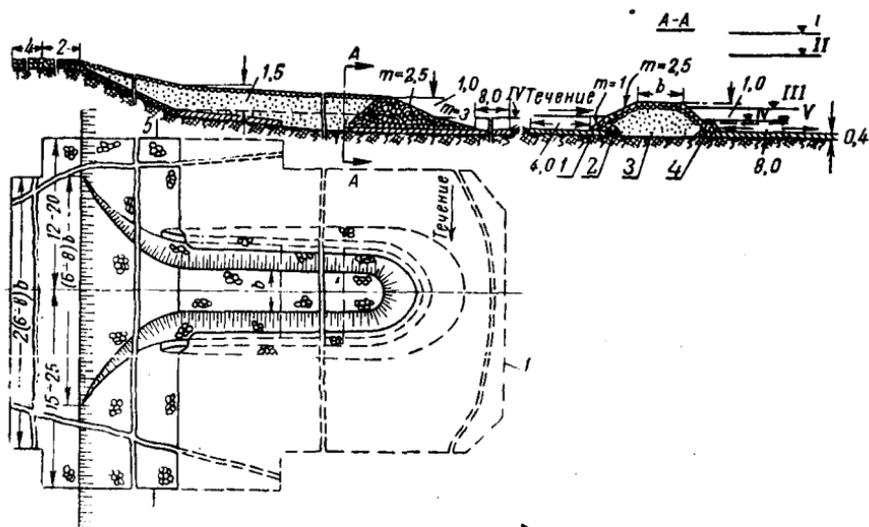


Рис. 89. Полузаграда из рефулированного грунта с креплением из каменного мощения:

1 — подстилающий тюняк; 2 — призмы из каменной наброски; 3 — рефулированный грунт; 4 — каменное укрепление поверхности отсыпки; 5 — береговое укрепление в месте примыкания полузапруды. Горизонты воды: I — наивысший, II — средневысокий, III — наинизшего ледохода; IV — средненизкий; V — наинизший.

выправительных сооружений. Так, на р. Днепре первая запруда была построена в 1851 г.

Рукава образуются или в результате естественных спрямляющих прорывов в излучинах, или при обходе местных препятствий в ложе реки, за которыми начинают откладываться наносы, наращивая остров вниз по течению. В обоих случаях рукава начинают образовываться во время весеннего паводка, и дальнейшая их разработка также протекает преимущественно при повышенных уровнях. В реках, разделенных на рукава, сильно ослабляется течение, уменьшаются глубины.

Постановка запруд ведет к заилению рукавов речными наносами в период высоких вод. Если необходимо, чтобы занесение продолжалось и в межень, то в соответствующих условиях применяют сквозные запруды.

Многие из построенных запруд в результате своей работы заилены наносами, другие же разрушены.

Запруды выводят от одного берега рукава до другого и заканчивают корневыми частями, устроенными так же, как и в полузапрудах.

В период паводка запруды работают как водосливные плотины. Поэтому они, как правило, возводятся на подстилочных хворостяных тюфяках, которые предназначены для предохранения русла от размывов за сооружением. Ширина этих тюфяков с низовой стороны запруды делается значительно больше, чем с верховой. Переливающаяся через полузапруды вода не сразу формирует устойчивую форму для нижнего бьефа.

При переливе воды через запруды часто размываются берега закрываемого рукава. Для защиты берегов от размыва, а корневых частей сооружения от подмыва и обхода потоком по берегам рукава делают береговые укрепления с достаточно широкими донными тюфяками, соединяющимися с подстилочным тюфяком.

Корневые части запруд не следует врезать в берег, они должны плавным уширением примыкать к береговому укреплению. Тщательное укрепление берегов рукава у корневых частей во всех случаях устройства запруд разных конструкций совершенно необходимо. Гребень запруды обычно имеет продольный уклон от берегов к середине.

На рисунке 90 показана запруда из хворостяной кладки [10].

Действие запруд зависит от их высоты, определяемой расходом воды в главном русле, необходимым для поддержания судоходных глубин. Обычно гребень горизонтальной части запруды возвышается над уровнем среднемеженных вод на 0,5—1,0 м, а иногда и больше.

Во время весенних высоких вод все запруды затопляются. Именно в этот период в низовой части запруженного рукава и наблюдается отложение наносов. Скорость течения в этой части рукава значительно меньше, чем в главном русле. Через гребень запруды при высоких горизонтах частицы переносятся тем легче, чем меньше высота запруды. При меженных горизонтах они создают значительный подпор, уменьшают скорости течения в верховой части рукава, чем способствуют отложению здесь влекомых и частично взвешенных наносов. Отсюда следует, что небольшая высота запруды содействует скорейшему занесению всего рукава. Поэтому иногда бывает полезно возводить запруды не сразу на всю проектную высоту, а повышать по мере заиливания запруженного рукава.

Место расположения запруды по длине рукава надо выбирать в каждом отдельном случае на основе учета всех местных условий. В большинстве случаев бывает выгодно устраивать запруды посередине рукава или несколько выше середины.

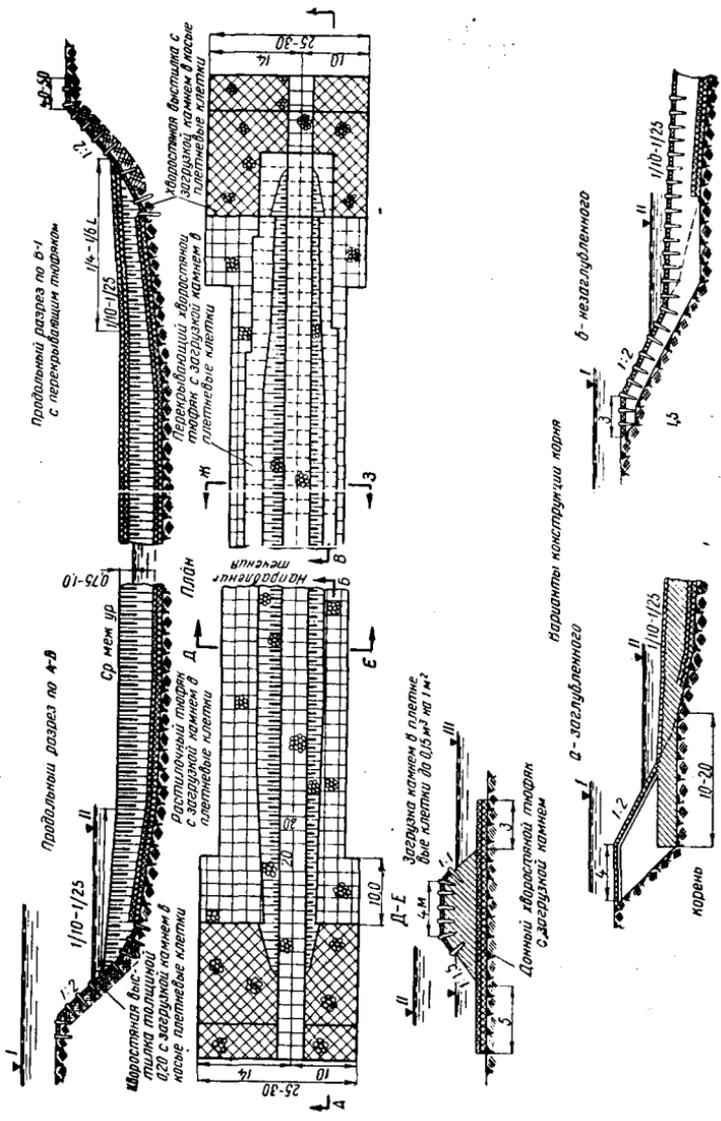


Рис. 90. Заграда из хвостяной выкладки. Горизонты воды: I — наивысший; II — средний уровень весеннего паводка; III — средний межениный.

При большой длине рукава или большом падении реки можно устраивать две или три запруды. Однако увеличение их числа связано с повышением стоимости выправления реки и требует обоснования. Ниже приводится описание конструкций запруд из разных материалов [29].

Запруды из тюфячной кладки. Подстилочный хвостяной тюфяк так же, как и в полузапрудках, делают толщиной 0,45 м, а с применением уплотняющих прослоек и тоньше. В запрудках, особенно на низовой стороне их, следует добиваться наибольшей прочности и эластичности подстилочного тюфяка. Толщина тюфяков тела сооружения делается значительно больше, чем в полузапрудках, — до 0,8—1,0 м. Толщину тюфяка можно изменять сообразно проектному профилю сооружения (рис. 91). Кладка тела тюфяков возводится до уровня самого низкого горизонта

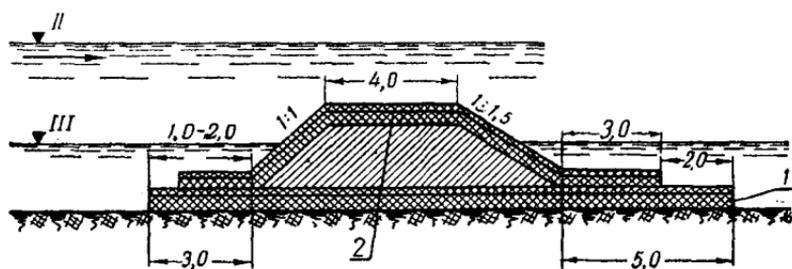


Рис. 91. Сечение запруды с перекрывающим тюфяком (разрез по Ж—З на рис. 90):

1 — тюфяк с загрузкой камнем; 2 — хвостяной тюфяк с загрузкой камнем в плетневых клетках. Горизонты воды: II — средний уровень весеннего ледохода; III — средний меженный.

воды. Поверх тюфячной кладки отсыпается призма из каменной наброски.

Сливной откос сооружения обычно делается положе напорного. Коэффициент сливного откоса, как правило, должен быть равен 1,5—2,0, а напорного — 1,0—1,5. Ширина запруды поверху от 2 до 6 м.

Продольный профиль гребня запруды делают корытообразным для постепенного включения в работу сооружения и направления струй при переливе.

Запруды из каменной наброски возводят в местах, где поблизости имеется камень. Размеры и формы сооружения сохраняются почти те же, что и у рассмотренного выше типа запруды. Камень в сооружение можно отсыпать непосредственно с судна по всей длине запруды.

Запруды из грунта устраивают, как уже отмечалось, обычно посредством рефулирования грунта, чаще всего в пространстве между двумя призмами из камня или из тюфячной кладки. Гре-

бень и откосы запруды до каменных призм прикрывают каменной наброской. Подготовку выполняют в виде обратного фильтра из щебня и крупного песка или мелочи.

При большой высоте запруды ограничиваются отсыпкой низких дамб из камня или даже одной низовой или верховой призмой. Подводную часть откосов сооружения в этом случае необходимо прикрывать хвостяными тюфяками, обязательно с хорошим уплотнением по слоям.

Подстилочные тюфяки укладывают в виде лежт, выпуская их со стороны сливного и напорного откосов запруды.

Необходимо поддерживать долговечность, прочность и устойчивость этого типа запруд, ведя тщательный надзор и своевременный ремонт откосов и гребня.

§ 15. ЗАЩИТА БЕРЕГОВ СКВОЗНЫМИ (РЕШЕТЧАТЫМИ) СООРУЖЕНИЯМИ

Сквозные шпоры и дамбы для защиты берегов применяются на реках с песчаными руслами. В качестве сквозных сооружений применяются ветвистые заграждения, свайные дамбы с креплением основания, дамбы из тетраэдров (деревянных и железобетонных), рельсовых каркасов, сборные конструкции из железобетонных балок, сетчатые плавучие системы и другие конструкции.

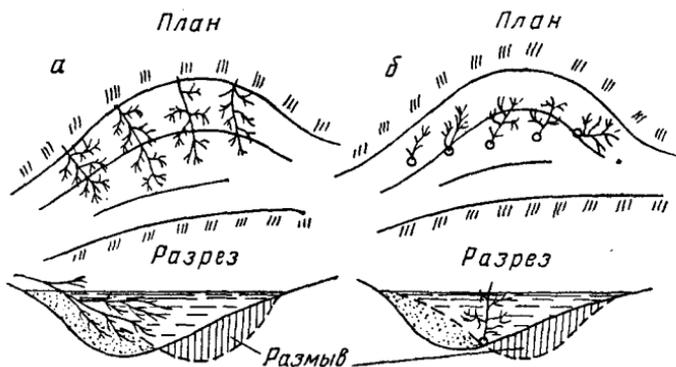


Рис. 92. Ветвистые заграждения:

а — поперечные; б — продольные.

Наибольшее распространение сквозные сооружения получили в виде шпор и береговых опоясок.

Ветвистые заграждения выполняют из свежесрубленных деревьев или кустарников и применяют главным образом на малых реках.

На рисунке 92, а показано заиление вымоины в берегу и выправление динамической оси потока при помощи четырех деревьев,

привязанных комлями к кольям (пням или сваям) на берегу и опущенных своими кронами в воду. Необходимо, чтобы кроны доходили почти до дна, так как иначе под ними может сохраниться течение с большими скоростями.

На рисунке 92, б показано решение той же задачи при помощи нескольких ветвистых кустов, погруженных на дно своими комлями по границе намечаемого заиления; для сохранения кустов в примерно вертикальном положении к их комлям привязывают грузы (камень в сетках), а к вершинам — поплавки в виде обрубов деревьев.

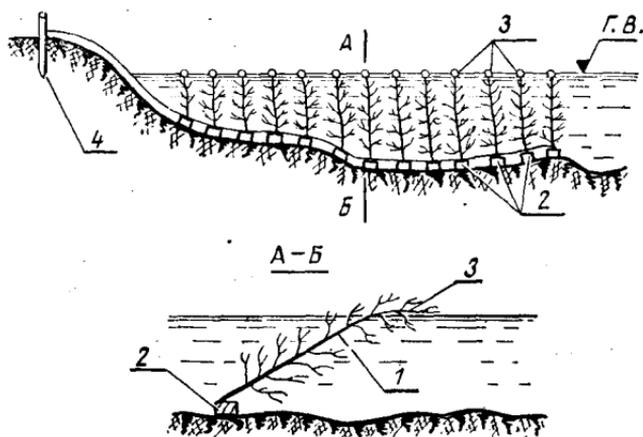


Рис. 93. Сквозные полузапруды из свежесрубленных деревьев:

1 — деревья; 2 — грузы (мешки с землей, камни, габионы и т. п.); 3 — поплавки (отрезки бревен); 4 — свая, к которой прикрепляется оттяжка.

Иногда применяются искусственные заграждения, устроенные из пучков хвороста и елок, привязанных к канату или проволоке с якорем (грузом) из камня на конце (рис. 93).

Сквозные свайные сооружения устраивают в виде шпор, дамб или продольных опоясок вдоль линии берега. Сваи в шпорах и дамбах устанавливают в два, три и более рядов. Количество рядов зависит от глубины потока: чем больше глубина и скорость течения, тем больше свайных рядов. При малых напорах воды достаточно устройства двух рядов с глубиной забивки свай до 6 м ниже дна реки при расстоянии между сваями 5 м (рис. 94). При больших напорах воды устанавливают трехрядные и многорядные эстакады, причем стреноженные сваи располагают в шахматном порядке. Непременным условием устройства свайных эстакад является надежное закрепление основания. Опыт применения свайных эстакад на р. Аму-Дарье показывает, что сваи длиной 17 м и диаметром 30 см, скрепленные схватками без надле-

жащего укрепления основания, быстро разрушаются в результате подмыва.

Основания свайных эстакад укрепляют обычно гибким тюфяком из ивовых ветвей или другого местного материала. Ширина тюфяка 20—26 м; поверхность его пригружена каменным балластом (0,25—0,50 м³ камня на 1 м² поверхности тюфяка). При больших скоростях течения загрузку тюфяков увеличивают, вводя

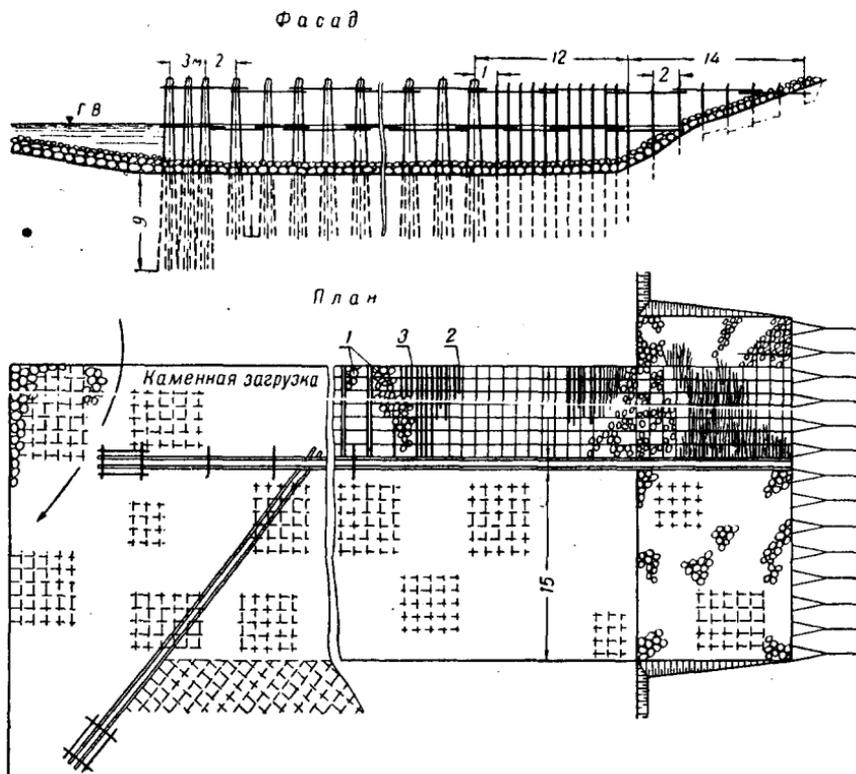


Рис. 94. Свайная сквозная дамба с креплением основания тюфяками:

1 — обвязка из 10-сантиметровых досок; 2 — сетка из 9-миллиметровой оцинкованной проволоки или троса; 3 — дощатая обрешетка (10 см).

дополнительный каменный балласт, укладываемый вдоль линии дамбы в количестве 1 м³ на 1 пог. м длины дамбы.

Верхнюю часть откоса берега в месте устройства эстакады вымачивают крупным камнем, участок же откоса в пределах переменного горизонта выстилают сначала тюфяком, а затем выкладывают слоем камня толщиной 0,30 м, что обеспечивает прочное скрепление тюфяка с замощенным берегом и одновременно защищает те его части, которые периодически бывают под водой.

Голову шпору (эстакады) устраивают обычно из 36 стреноженных свай (12 кустов), очень плотно связанных канатом и добавочно укрепленных каменным балластом в объеме 75—120 м³.

Сквозные сооружения в местах, затапливаемых лишь в паводки, устраивают из колев или треног, на которые навешивают сетки или натягивают проволоки, служащие для задержания плавающего мусора; последний, оседая, уменьшает просветы, в результате чего создаются условия для образования отмелей. Основные сооружения крепят ивовыми тюфяками, загруженными балластом. В последние годы разработаны конструкции сквозных

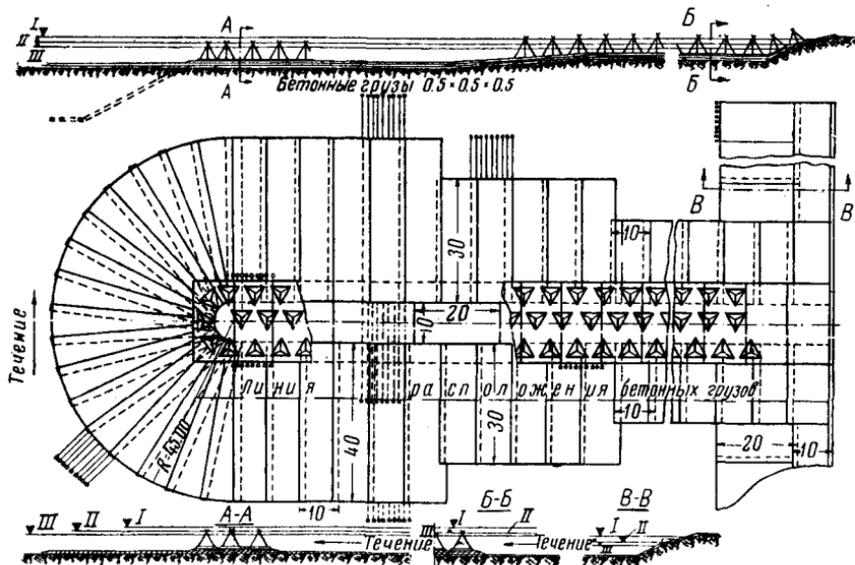


Рис. 96. Сквозная сипайная дамба на тюфячном основании. Горизонты воды: I — наивысший; II — среднего паводка; III — меженьный.

сооружений из железобетонных свай (рис. 95), которые более долговечны и выполняются при полной механизации строительных работ.

Поперечные шпору из свай получили наибольшее распространение при выправлении русел больших рек в целях защиты берегов и при регулировании рек для судоходства. При защитных работах и для перекрытия протоков сквозные сооружения чаще осуществляют в виде поперечных шпор, или продольных дамб, или тетраэдров.

Сипайное сквозное сооружение с креплением основания тюфяками показано на рисунке 96.

Основания сквозных дамб должны быть тщательно закреплены в целях предохранения сипаев от подмыва и погружения в дно реки.

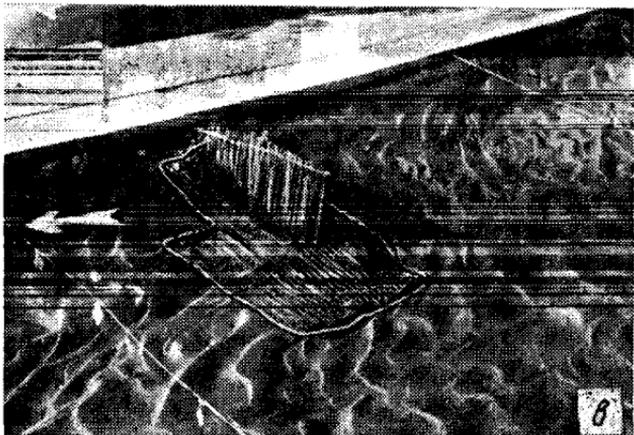
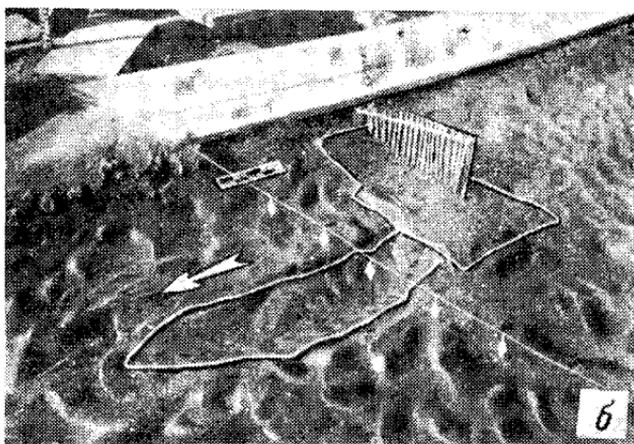
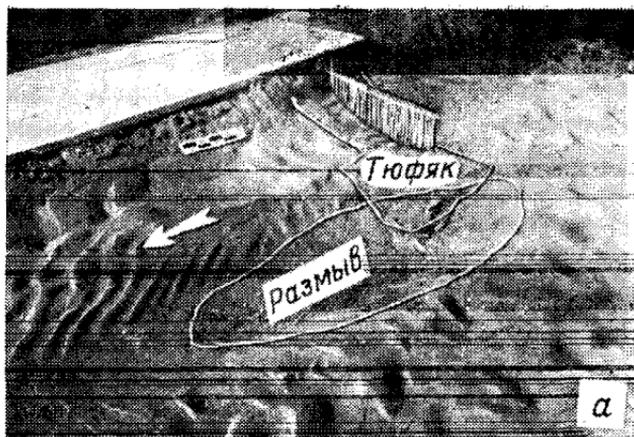


Рис. 97. Крепление основания шпор от размыва (по лабораторным опытам):

а — сквозная свайная шпора с креплением основания тюфяком; *б* — размер тюфяка увеличен и размыв переместился вниз по течению; *в* — сквозной канатный тюфяк с застройкой 0,75 в основании свайной шпоре.

Сквозные конструкции в комбинации с глухими сооружениями можно применять в виде сквозных оголовков, например системы кустов свай, забитых перед головой сооружения. Лабораторные испытания подобных конструкций показали возможность значительного уменьшения глубины местного размыва у головы шпор. При устройстве сквозных оголовков следует иметь в виду, что плывущий по реке мусор быстро засоряет сквозную конструкцию, вследствие чего условия ее работы постепенно изменяются, и она становится глухой преградой.

Проведенные лабораторные опыты по исследованию сквозных шпор с креплением основания сплошными тьюфьями разных размеров (рис. 97 а, б) и сквозными тьюфьями из веревок (рис. 97, в)

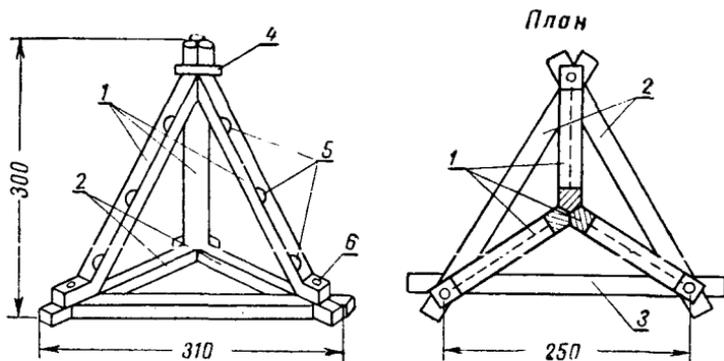


Рис. 98. Железобетонный сборный тетраэдр:

- 1 — элемент сечением 20×20 см; 2 — элемент сечением 25×20 см;
3 — элемент сечением 25×20 см; 4 — стяжной хомут; 5 — ушки для троса; 6 — болт.

с заполнением 50% площади показали, что размыв дна смещается за пределы тьюфья. Проседает часть кромки тьюфья по линии наибольшего размыва, но защита дна от подмыва все же остается достаточной. Этими опытами установлено также, что сквозные тьюфья с заполнением около 75% площади вполне защищают основание от размыва. Ширину тьюфья в плане следует делать переменной (наибольшая ширина в голове шпоры).

Железобетонные сборные тетраэдры, предложенные И. И. Херхулидзе (рис. 98), представляют собой те же сипаи, но более жесткой и долговечной конструкции. Наиболее употребительные размеры тетраэдров 2,0—3,0 м; сечение элементов 20×20 см и 20×25 см. Общий объем тетраэдра около $0,85$ м³; бетон марки 140. Ноги соединяют с основанием закладными болтами, а в голове стягивают металлическими хомутами.

Выбор типа основания зависит от мощности кранового оборудования и местных условий. Основания тетраэдров, устанавливаемых в воду, изготовляют, как правило, цельными. Тетраэдры

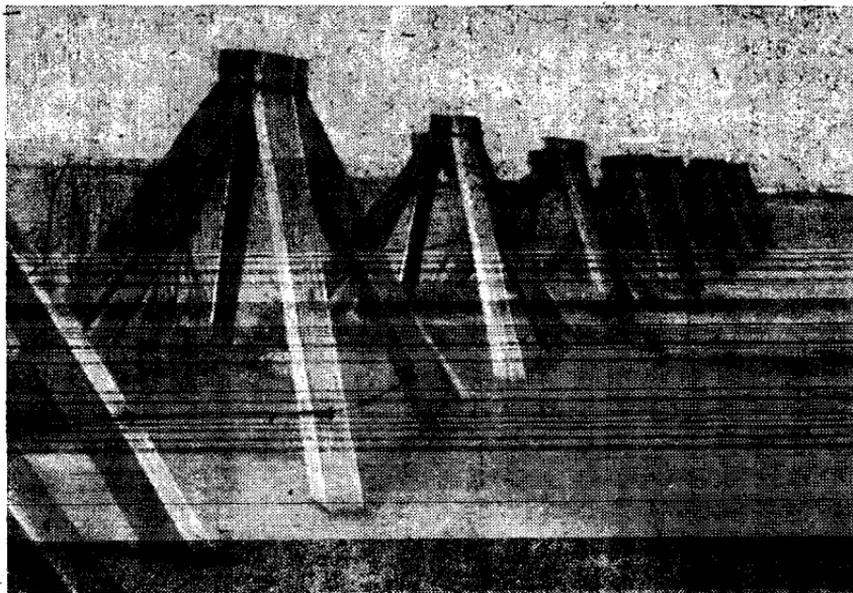


Рис. 99. Железобетонные тетраэдры на р. Чирчике.

имеют значительный собственный вес, поэтому дополнительная загрузка не нужна. Тетраэдры ставят поодиночке или рядами (рис. 99), в последнем случае их связывают между собой тросом, проволокой или цепью. Ряды тетраэдров по мере заиления можно пополнять новыми тетраэдрами, ставя их поверх заиленных и создавая таким образом двухъярусные тетраэдры.

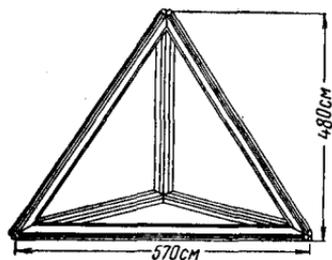


Рис. 100. Железобетонные тетраэдры конструкции инженера Л. М. Соколинского.

Интересная конструкция тетраэдров, которая собирается из 12 совершенно одинаковых элементов, предложена инженером А. М. Соколинским.

Элементы соединяются без болтов и гаек. В каждой панели три элемента, а весь тетраэдр состоит из четырех панелей (рис. 100). Панели между собой соединены шарнирно.

Элемент тетраэдра представляет собой железобетонную балку сечением 11×20 см, длиной 5,8 м. Вес элемента 280 кг. При указанных размерах элементов общий вес тетраэдра около 3,5 т, а общая высота 4,8 м. Собранные тетраэдры можно поднимать автокраном грузоподъемностью 5 т и перемещать их на саях, волокушах с помощью трактора. Объем железобетона в одном тетраэдре $1,37 \text{ м}^3$. Высота тетраэдра соответствует обычным размерам сипаев, применяемых в потоках глубиной около 2 м. Размеры и вес тетраэдра в данном случае приняты для условий среднего течения р. Кара-Дарьи и

могут изменяться для конкретных местных условий. Шпоры из железобетонных тетраэдров образуются установкой последних, как минимум, в два ряда с расчетом наибольшего «коэффициента застройки». Для улавливания плавающего мусора и усиления этим действия шпоры на тетраэдры навивается проволока-катанка диаметром 8 мм или несколько рядов троса.

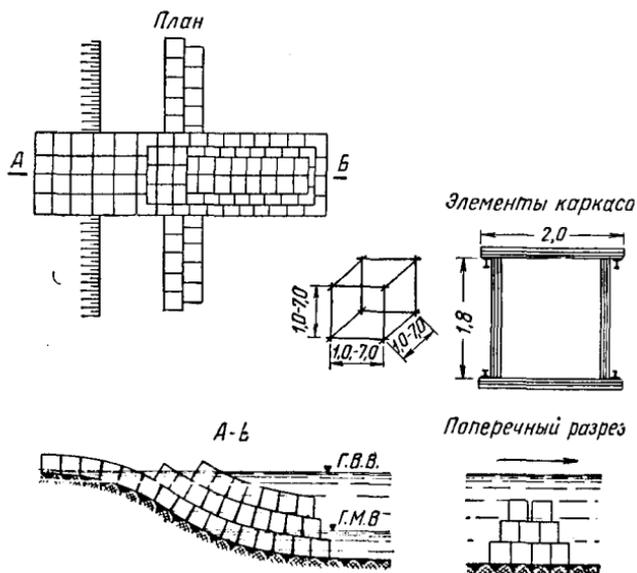


Рис. 101. Шпора из металлических рельсовых каркасов.

Металлические рельсовые каркасы [47] представляют собой сварную конструкцию из старых рельсов. Имеется опыт изготовления каркасов размерами $3,5 \times 3,5 \times 3,5$ м; возможно увеличение размеров до 7 м. Каркасы можно применять при больших скоростях течения — до $3 \div 4$ м/сек.

В конструкции сквозных шпор и дамб каркасы устанавливают также и вдоль берега для предотвращения подмыва берега и обхода с корня (рис. 101). Каркасы ставят вплотную друг к другу с перевязкой швов. Для удержания каркасов на месте и для предотвращения расстройств всего каркасного сооружения нижние ряды каркасов заякоривают. Рельсовые каркасы применяют иногда для уменьшения размыва у опор моста (рис. 102).

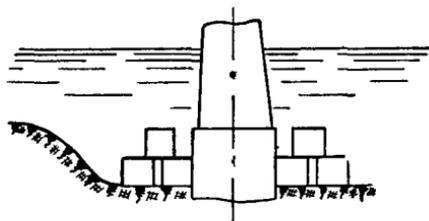


Рис. 102. Каркасы у опор моста.

Описанные здесь каркасы еще недостаточно проверены, и их следует считать опытными.

Производство работ по сооружению свайных эстакад и установки тетраэдров и каркасов можно в значительной мере механизировать, что позволяет снизить стоимость строительства. Эти конструкции, видимо, экономичнее массивных.

Железобетонные сваи для сквозных свайных дамб или шпор изготавливают на строительных дворах или на заводе сборных железобетонных конструкций, на которых обычно механизированы все процессы производства.

Сквозные сборные конструкции для защиты берега предложены инженером И. И. Херхулидзе и впервые были применены в 1953 г. на предгорном участке р. Куры у Рустави. Эти конструкции пред-

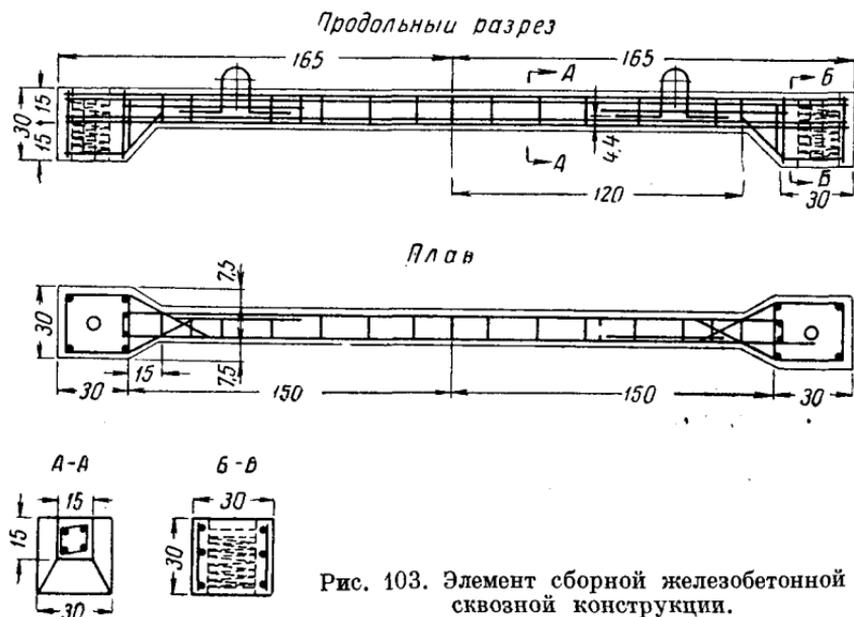


Рис. 103. Элемент сборной железобетонной сквозной конструкции.

ставляют собой пространственные сквозные каркасы, собираемые из двух железобетонных элементов. Основной элемент — железобетонная балка сечением 15×15 см с утолщением 30×30 см по концам в плане и профиле на длине 30 см (рис. 103). Длина элемента балки 3,30 м, объем железобетона $0,108$ м³, вес 280 кг. Элементы могут быть и других размеров, в зависимости от общих габаритов конструкции.

Для захвата элемента при погрузке, разгрузке и монтаже в теле балки заложены две проушины.

Вспомогательный элемент представляет собой железобетонный кубик со стороной 30 см, с отверстием 18 см, армированным проволоочной спиралью. Объем этого элемента $0,020$ м³, вес 50 кг.

Из этих двух элементов можно собирать пространственные решетки и каркасы любой высоты, длины и очертания в плане.

Из подобных каркасов монтируют сквозные шпory. Порядок сборки первых четырех рядов и конструкция показаны на рисунке 104. Пространственную решетку, собранную из элементов,

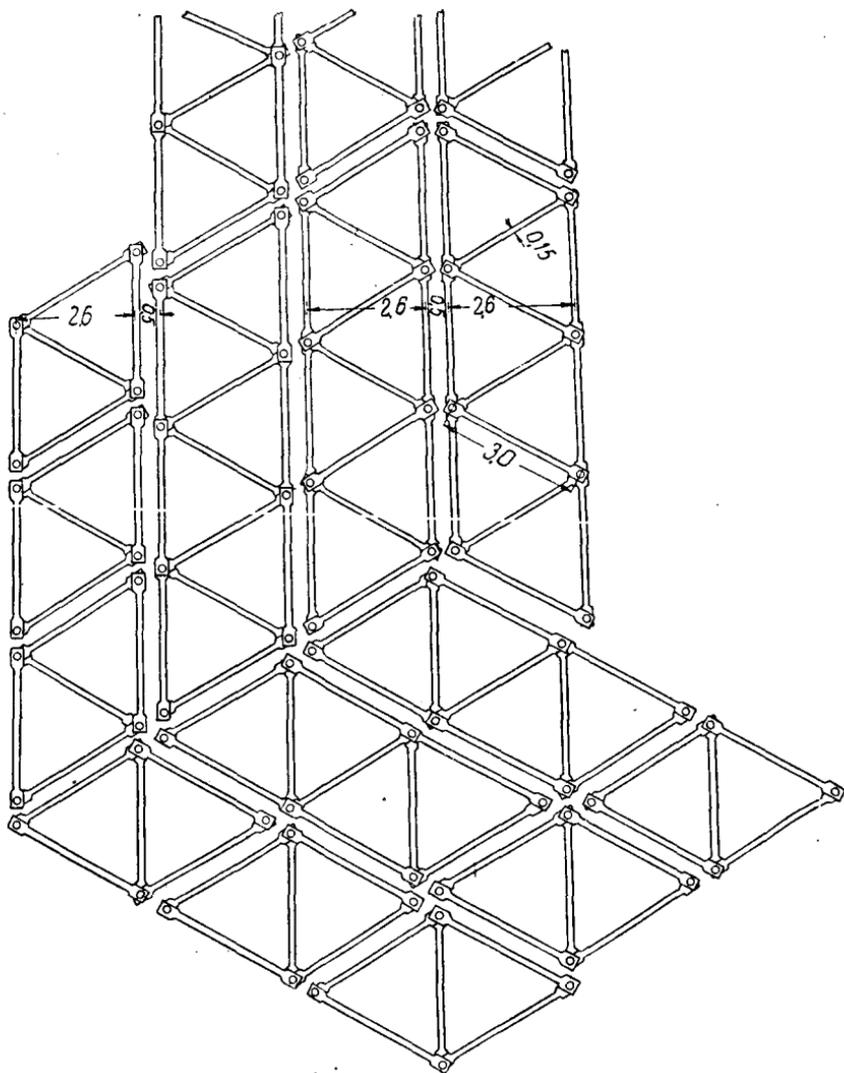


Рис. 104. План оголовка шпory из сборных железобетонных элементов.

делают монолитной, в результате чего получают жесткий каркас-секцию. После установки элементов 1 и 2 (см. рис. 98) все колодцы, образованные совпавшими по высоте отверстиями этих элементов, армируют или металлической обсадной трубой

диаметром 100 мм, или рельсом, или, наконец, железобетонной стойкой (трубы и рельсы берут старые, но не сильно разрушенные коррозией). Колодцы заполняют пластичным бетоном марки 200 с мелкофракционным заполнителем.

В конструкции шпоры, изображенной на рисунке 105, приняты трехпанельные секции из 12 горизонтальных рядов элементов общей длиной 9,3 м, высотой в среднем ряду 5 и 10 м и в двух крайних рядах 2,7 м. Подобная конструкция обладает достаточной жесткостью.

Глубину наибольшего местного размыва у шпор сборной конструкции следует считать как у массивных шпор, расстояние же между шпорами принимать несколько меньшим, имея в виду, что сооружение в течение известного времени будет работать, как сквозное.

Оголовки шпор из сборнорешетчатых конструкций имеют значительно развитую в плане форму и состоят из ряда поставленных по периметру возможной воронки размыва отдельных секций различной высоты. Основное тело из трехпанельных секций шпоры высотой 5,10 и 2,70 м оконтуривается двумя двухпанельными секциями высотой 2,70 м каждая, за которыми следует восемь однопанельных секций высотой каждая 1,50 м. В плане оголовок имеет Г-образную форму, а в профиле — ступенчатый вид (рис. 105).

Сборные шпоры из железобетонных балок имеют то преимущество, что выполнять их можно индустриальными методами. Балки изготавливаются на заводах и транспортируются к месту работ. Такие сооружения можно возводить ускоренными темпами, что весьма важно в некоторых случаях.

Сетчатые плавучие системы нашли применение на р. Аму-Дарье, где места размывов и положение главного русла часто меняются.

Сетчатые системы при защите берега устанавливаются в виде шпор с целью создать сопротивление потоку и тем самым вызвать перераспределение расходов и скоростей течения воды по ширине реки с неразмывающими скоростями у защищаемого берега. Перераспределение расходов и создание у берегов зоны с неразмывающей скоростью достигаются не сразу, а постепенно, для чего устанавливают ряд сетчатых плавучих систем по длине защищаемого участка берега. Каждая шпора отклоняет лишь небольшую долю расхода, вследствие чего в голове шпор не образуется больших местных глубин.

Шпоры из сетчатых заилителей следует устанавливать вдоль защищаемого берега нормально к общему направлению его, что дает наименьшую длину шпор. Концы (головы) шпор следует располагать по плавной кривой. Расстояние между шпорами принимают в 2,5—3 раза больше рабочей длины шпоры; верховые шпоры делают несколько короче и располагают ближе друг к другу, чтобы облегчить условия их работы и обеспечить более равномер-

3
64

12.5
3
5
675

ное распределение нагрузки между шпорами. Остальные шпоры располагают на равных расстояниях друг от друга.

Сетчатые заилители представляют собой достаточно жесткие плавучие системы, состоящие из ряда понтонов или лодок, расставленных с промежутками и скрепленных между собой фермой.

Приведем в качестве примера плавучей системы конструкцию, разработанную «Мостопроектom» для условий р. Аму-Дарьи.

Плавучая система состоит из двух шарнирно соединенных частей. Каждая часть представляет собой три понтона, жестко соединенных между собой с помощью металлических связей (рис. 106). На береговой части есть два шарнира: береговой для крепления к свайному анкеру и речной для соединения с речной частью. Связи между понтонами запроектированы в виде отдельных плоских сварных фермочек с параллельными поясами (из швеллеров № 20) и треугольной решеткой. Эти фермочки прикрепляются к металлическим понтонам болтами. С целью уменьшения гидродинамического давления на понтоны им придана обтекаемая форма (рис. 107).

Плавучую систему укрепляют на берегу при помощи металлических тросов; для этого на третьем и шестом понтонах устанавливают пятитонные лебедки.

В рабочем положении сетчатые шпоры удерживаются также якорями, привязанными к концам сеток, опущенных на дно реки.

Для прохода с берега на понтоны укладывают дощатый мостик с перилами.

В промежутках между понтонами опускают проволочные сетки (рис. 108), нижние концы которых ложатся на дно реки. Во избежание сноса сеток течением на концах их кладут грузы весом 130—180 кг. Верхние концы сеток прикрепляют к вращающимся воротам, установленным на понтоне, что позволяет регулировать натяжение, а следовательно, и длину сетчатых полотен.

Для перекрытия пролетов между соседними сетчатыми полотнищами опускают дополнительные сетки, располагающиеся под днищами понтонов. Поддерживающую систему (понтон) в рабочем состоянии располагают таким образом, чтобы нижние концы сеток, лежащие на дне, были выше по течению носовой линии понтонов.

Системы изготовляют и оснащают сетками в удобном для этого месте и транспортируют к месту установки на буксире. Сетчатые плавучие заилители можно применять как систему поперечных шпор, так и отдельных установок, например в виде заграждений для перекрытия мелких протоков или прорывов.

Устойчивость и действие сетчатых заилителей определяются основными гидравлическими элементами потока — глубиной, скоростью и направлением течения по отношению к сооружению и к берегу, а также конструкцией и размером сооружения.

Следует заметить, что в рабочем состоянии площадь заполнения сетчатой конструкции заилителя быстро увеличивается за счет оседания пlyingущего (особенно в паводок) по реке мусора, заполняющего пролеты сеток (рис. 109). Избыточное осажде-

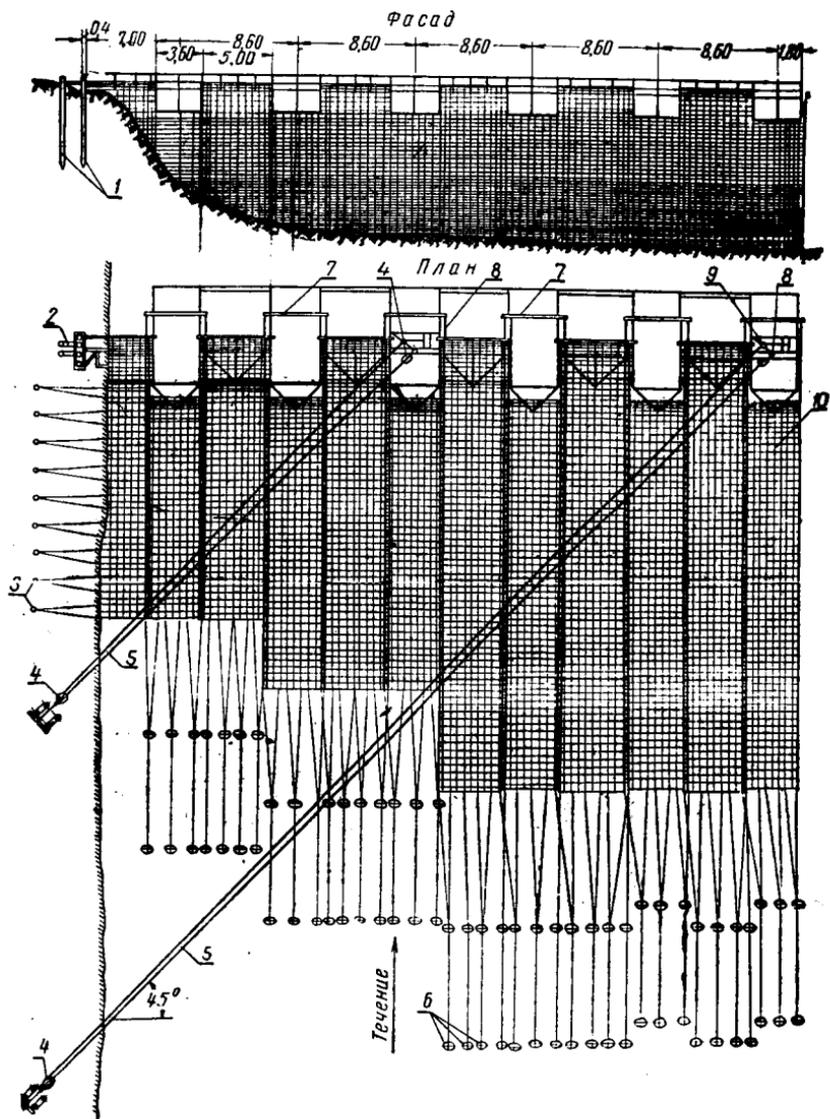
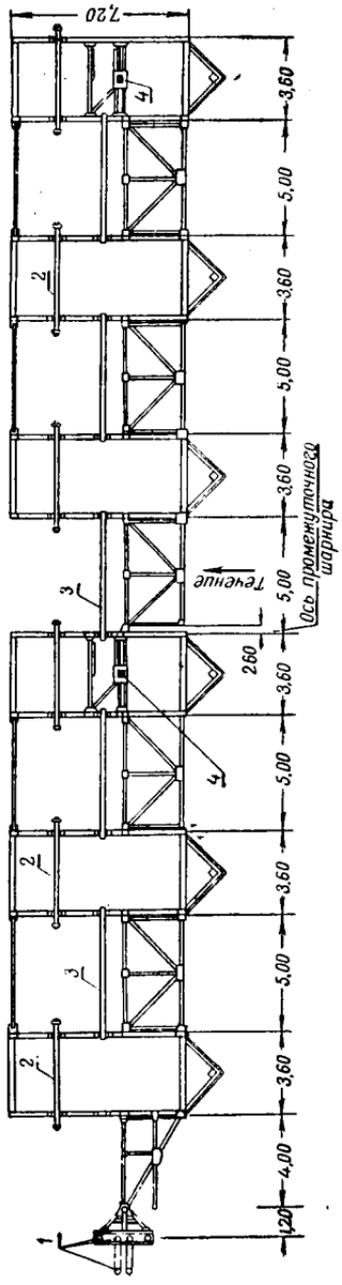


Рис. 106. Плавающие сетчатые заилители для р. Аму-Дарьи:

1 — береговые сваи; 2 — рама, шарнирно закрепленная на сваях; 3 — свайки; 4 — блок полиспаста; 5 — трос $d = 21,5$ мм; 6 — якоря; 7 — вал промежуточной серии; 8 — лебедка; 9 — направляющий блок; 10 — сетка длиной 32 м.

15
3
13.1

План



Боковой вид

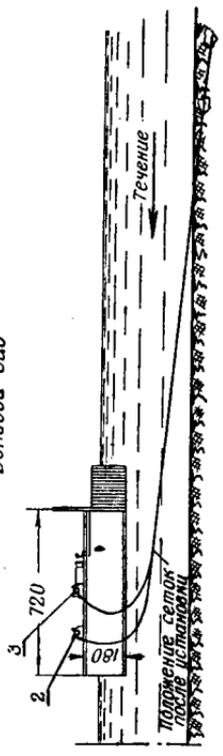


Рис. 107. Понтоны сетчатой системы.

1 — сваи $d = 26$ см; 2 — вал промежуточной сетки; 3 — вал основной сетки; 4 — трос.

50 2.1.5
45 23

17.4.51
6.3.195
1.9.1
5.1

ние мусора вызывает значительные усилия как в сетках, так и в поддерживающей системе. Значительное заполнение сеток приближает работу сквозной шпоры к работе глухого сооружения, что влечет за собой увеличение глубины размыва в конце системы (за счет увеличения отклоняемого расхода воды). Поэтому при больших глубинах (больше 3 м) и скоростях течения (больше 2 м/сек) не рекомендуется допускать заполнения сеток мусором более чем на 50% площади, периодически очищая их от оседающего мусора. Чтобы уменьшить давление на поддерживающую систему, если очистка сеток затруднительна, можно ослабить натяжение сеток, разматывая вёрты или передвигая всю систему вниз по течению. Так как практически трудно определить степень заполнения сеток мусором, то мерой допустимого засорения может служить перепад уровней воды перед сетками и за ними. Для применяемых конструкций с сетками из проволоки диаметром 6 мм допускаемой величиной перепада в средних условиях следует считать $z = 0,25$ м. При большем перепаде сетки часто разрываются.

При малых глубинах (меньше 3 м) и малых скоростях течения (меньше 2 м/сек) допустимая площадь заполнения сеток может быть значительно увеличена, практически до 100%. В этих условиях следует применять сетки с меньшими ячейками.

При значительном засорении сеток и редкой расстановке систем корни шпор могут подмываться. Во избежание этого рекомендуется устанавливать ветвистые заграждения.

На рисунке 110 показана установка плавучей сетчатой системы на реке; видна образовавшаяся отмель.

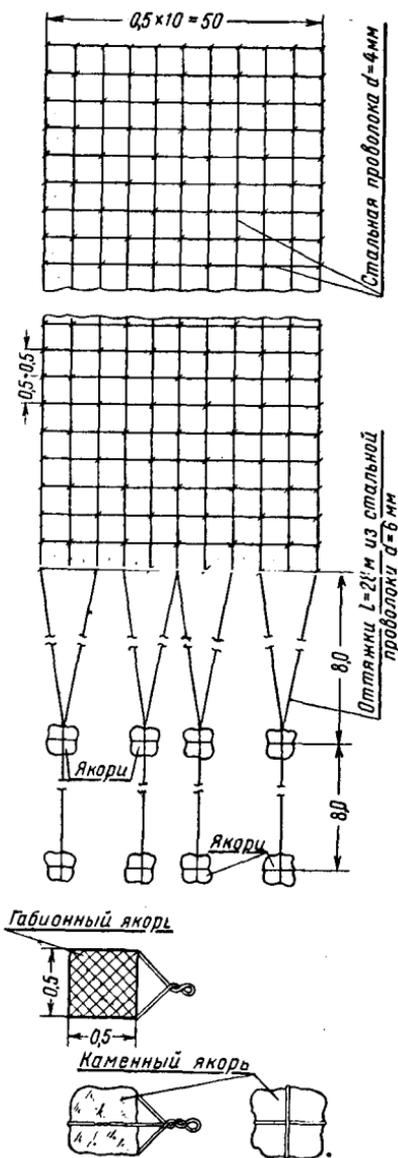


Рис. 108. Основная сетка заилователей.

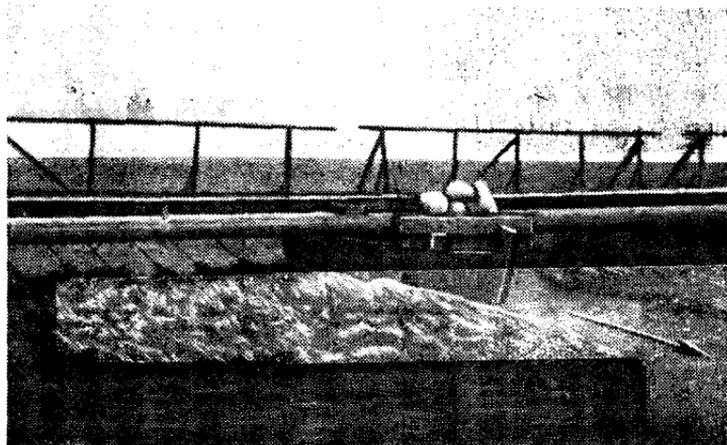


Рис. 109. Сетки, занесенные мусором.

При проектировании шпор из сетчатых заилителей следует рассчитывать систему на прочность и на устойчивость. Приведем основные расчетные формулы.

Гидродинамическое давление на понтон можно определять по формуле:

$$P_1 = f\omega v^n + \varphi Av^k, \quad (149)$$

где f — коэффициент трения воды о судно, равный для стальных окрашенных судов 0,17;

ω — величина смоченной поверхности, m^2 ;

v — поверхностная скорость, $m/сек$;

n — показатель степени, равный для стальных судов 1,83;

φ — коэффициент водоворотных сопротивлений; для судов совершенно тупоносых $\varphi = 20$;

A — площадь смоченного мидель-шпангоута; для понтонов можно принять 4,7;

k — показатель степени, равный 2,3.

Гидродинамическое давление воды на сетки определяется по формуле:

$$P_2 = \varepsilon \frac{v^2 \omega \mu}{2g}, \quad (150)$$

где ε — коэффициент, равный 1,1;

ω — площадь сетки, подверженная действию воды (ширина сетки, умноженная на глубину потока), m^2 ;

v — средняя скорость течения $m/сек$;

μ — коэффициент засорения сетки плавником; принимается равным 0,50.

Разрывающее усилие для продольных нитей сеток:

$$S_a = \frac{P_2}{(\operatorname{tg} \beta + \operatorname{ctg} \alpha) \sin \alpha} + \frac{\Omega_c G_c + F_c \gamma z}{\cos \alpha}, \quad (151)$$

где P_2 — горизонтальное гидродинамическое давление;
 Ω_c — вся площадь спущенного в воду полотнища сетки, м^2 ;
 G_c — вес 1 м^2 засоренной сетки;
 F_c — площадь проекции сетки на горизонтальную плоскость, м^2 ;
 z — перепад уровней перед сеткой и за ней (не более 0,25 м).

Углы α и β указаны на рисунке 111. Рекомендуется принимать $\alpha = 15-25^\circ$, $\beta = 45^\circ$.

При расчетах прочности продольных нитей принимается недопускаемое напряжение, а временное сопротивление разрыву, равное 4000 кг/см^2 , т. е. предполагается обрыв сеток.

Сдвигающее усилие, передающееся на якоря, определяют по формуле:

$$T = \frac{2P_2}{3n} + \omega_M \gamma E \frac{v_d^2}{2g}, \quad (152)$$

где n — число якорных стяжек;
 ω_M — площадь миделевого сечения якоря;
 E — коэффициент обтекания якоря;
 v_d — донная скорость течения, м/сек .

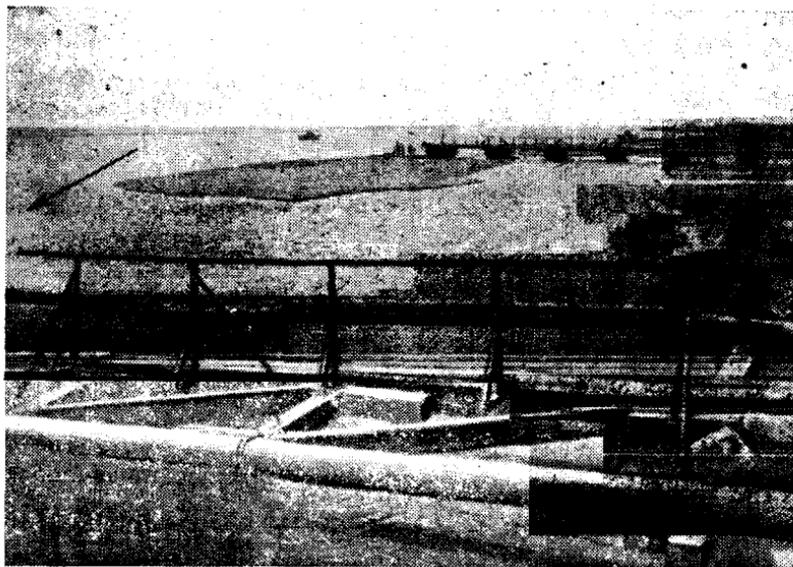


Рис. 110. Сетчатая плавучая система.

Сдвигающее усилие должно быть меньше удерживающего, которое определяется по формуле:

$$S_{\text{уд}} = \left[\left(\frac{\gamma_{\text{я}} - \gamma_0}{\gamma_{\text{я}}} G_{\text{я}} \right) - \frac{2}{3} \frac{P_2}{n} \sin \alpha \right] k, \quad (153)$$

где $\gamma_{\text{я}}$ — удельный вес якоря;

γ_0 — удельный вес воды;

$G_{\text{я}}$ — вес якоря в воздухе, кг;

k — коэффициент трения камня о дно; для мелкопесчаного дна можно принимать $k = 0,65$.

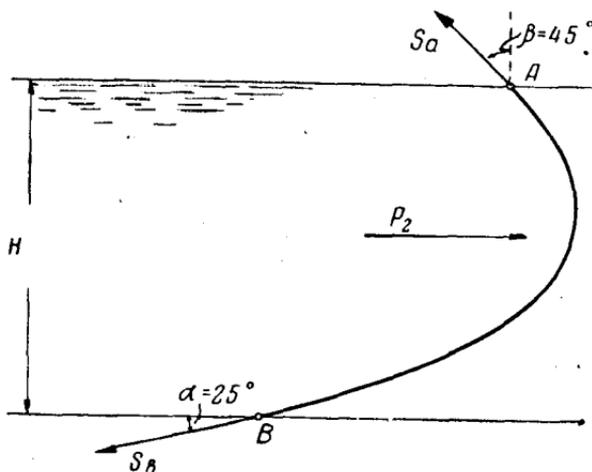


Рис. 111. Изгиб сетки при оседании на нее мусора.

Пассивное давление грунта, препятствующее сдвигу после заглубления якоря в дно, в расчете не учитывается.

Топящая сила, определяющая необходимое водоизмещение понтонов, выражается формулой:

$$R = G + S_{\text{уд}} \cos \beta, \quad (154)$$

где G — полный вес понтона со всеми находящимися на нем устройствами;

$S_{\text{уд}}$ — усилие в сетке, определяемое по выражению (153);

β — угол.

Водоизмещение понтона W должно превосходить топящую силу P . Приблизительно величину W можно определять по формуле:

$$W = \frac{2}{3} l_{\text{ср}} b h_{\text{ср}}, \quad (155)$$

где $l_{\text{ср}}$ — средняя длина понтона;

b — ширина понтона по ватерлинии;

$h_{\text{ср}}$ — средняя глубина погружения понтона.

Запас в высоте бортов понтонов на волну принимается 40—50 см. Отношение средней ширины понтона к его длине рекомендуется принимать равным 0,25.

Устойчивость плавучей системы и прочность ферм проверяют расчетом по методам, изложенным в работах автора [3]. Описанные здесь системы еще не имеют должного испытания и поэтому рекомендуются как опытные.

Преимущество плавучих систем — в возможности быстрого перемещения и установки их в нужном месте. При перестановке засоренную сетку с якорями можно оставить на месте в качестве основания для постоянного сквозного сооружения (вместо тьюфяка).

Металлические сетки с ячейками 50×50 см изготавливаются из проволоки с пределом текучести не ниже 5500 кг/см^2 .

Полный вес проволоки на систему из шести понтонов равен 326 кг.

Длину сеток назначают в соответствии с глубиной воды в месте установки системы, но не менее шестикратной средней глубины реки в этом месте. В качестве якорей могут быть использованы камни весом до 150 кг или габионные ящики размером 50×50 см с размером сетки габионов 10×10 см из проволоки диаметром 2,5 мм.

§ 16. ГИДРАВЛИЧЕСКИЙ РАСЧЕТ СКВОЗНЫХ ШПОР

Сквозные шпоры рассчитываются исходя из понятия коэффициента застройки шпоры, представляющего собой отношение площади живого сечения, занимаемого стержнями решетки, к площади живого сечения потока, перекрываемого шпорой. Обозначив ширину зазора между стержнями буквой s , диаметр стержня d , глубину потока в месте постройки шпоры h , число стержней в решетке n и угол наклона к потоку α , получим:

$$p = \frac{F_1}{F} = \frac{dhn \sin \alpha}{(s+d)nh \sin \alpha} = \frac{d}{s+d}. \quad (156)$$

Пользуясь коэффициентом застройки шпоры, можно дать практические формулы для определения высоты перепада z за шпорой и глубины размыва дна t в створе решетки в зависимости от средней скорости потока v в месте установки шпор (рис. 112). Основные расчетные зависимости получены в результате опытов, произведенных автором в стеклянном лотке длиной 10 м и шириной 0,4 м с твердым и размываемым дном, а также более детальных опытов И. Я. Орлова [24].

Величина перепада головы сквозной шпорой определяется по формуле:

$$z = kp \frac{3}{2} \frac{v^2}{2g}, \quad (157)$$

где k — коэффициент, зависящий от размываемости дна и формы стержней решетки и равный при круглых стержнях решетки и твердом дне 10, при размываемом песчаном дне со средней крупностью частиц $d = 0,14$ мм $k = 4$;

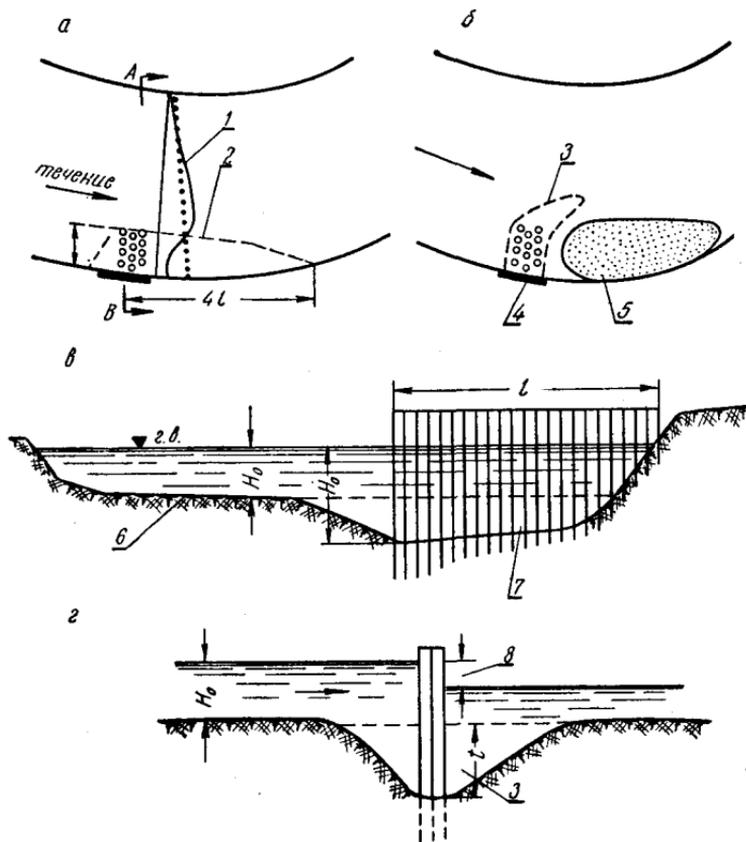


Рис. 112. Скорости течения и местный размыв у сквозной шпору:

a — план поверхностных скоростей; $б$ — план дна; $в$ — сечение по А—В; $г$ — местный размыв; 1 — эпюра скоростей; 2 — зона замедленных скоростей; 3 — местный размыв; 4 — шпора; 5 — занесение; 6 — бытовое дно; 7 — размыв; 8 — z (перепад).

p — коэффициент застройки шпору;

v — средняя бытовая скорость потока до установки шпору.

Глубина размыва дна в голове решетки (рис. 112) определяется по формуле И. Я. Орлова:

$$t = k_t p^{\frac{3}{2}} \frac{v^2}{2g}; \quad (158)$$

величина коэффициента k_t определена в опытах для песка крупностью $d_{cp} = 0,14$ мм, $k_t = 50$.

Г. А. Амбарцумян и др. [50] на основании опытов со сквозными шпорами из блоков, труб и габионов рекомендуют определять перепад по формуле:

при неразмываемом дне

$$z = 12,4k_c p^{\frac{1}{2}} \frac{v^2}{2g}, \quad (159)$$

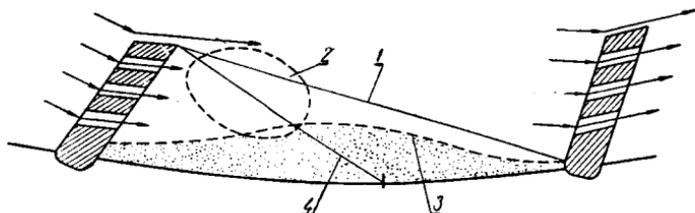


Рис. 113. Схема сквозных шпор:

1 — граница растекания при сквозной шпоре; 2 — зона соударения потоков; 3 — зона оседания наносов; 4 — граница растекания при глухой шпоре.

при размываемом дне

$$z = 5k_c p^{\frac{1}{2}} \frac{v^2}{2g}, \quad (160)$$

где k_c — коэффициент стеснения русла, равный $\frac{l}{b_0}$; l — проекция длины шпоры на нормаль к направлению течения; b_0 — ширина реки по урезу в створе шпоры.

Такое расхождение с опытами Орлова в показателях степени p объясняется различием конструкций, учетом коэффициента стеснения и, очевидно, различными условиями проведения опыта.

Конструкции сквозных шпор (рис. 112, 113, 114) были испытаны в 1957 г. в естественных условиях на р. Араксе, и, по данным исследований, результаты работ сооружений получены удовлетворительные. Неизученными вопросами остались забивка отверстий мусором и превращение шпор в глухие, что изменяет условия их работы, вызывая образование больших местных глубин.

Из рассмотрения формул (157) и (158) следует, что для одного и того же грунта глубина размыва в створе шпоры прямо пропорциональна величине перепада, т. е.:

$$t = kz; \quad (161)$$

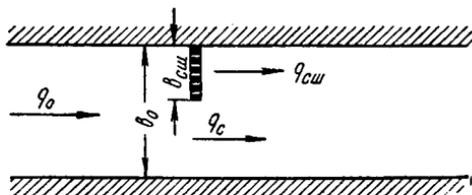


Рис. 114. Расчетные элементы у сквозной шпоры.

коэффициент пропорциональности k , согласно данным ряда опытов со сплошными и сквозными шпорами, можно приближенно определять по зависимости:

$$k = \frac{1,75}{d_{\text{ср}}}, \quad (162)$$

тогда вместо (161) можно написать:

$$t = 1,75 \frac{z}{d_{\text{ср}}}. \quad (163)$$

Среднюю скорость потока несколько ниже сквозной шпоры можно определить по формуле:

$$v_1 = \frac{Q(1-p)}{F} = v(1-p), \quad (164)$$

где F — площадь живого сечения на застраиваемой шпорой ширине потока, м^2 ;

Q — расход потока на площади, $\text{м}^3/\text{сек}$;

v — средняя бытовая скорость, $\text{м}/\text{сек}$;

v_1 — та же скорость после постройки шпоры, $\text{м}/\text{сек}$;

p — коэффициент застройки шпоры.

При установке системы шпор с расстоянием между ними не более двух длин шпоры средняя скорость потока в створе ниже N -й шпоры определяется по выражению:

$$v_N = v(1-p)^N, \quad (165)$$

где N — порядковый номер шпоры, считая сверху вниз по течению.

Опытами установлено, что длина, на которую распространяется влияние шпоры или системы шпор, зависит от ширины застроенной шпорами полосы потока (длина шпор l), их застройки p и угла подхода потока к берегу α .

На основании опытов с одиночными шпорами длина распространения воздействия на поток одиночной шпоры может быть определена по выражению:

$$L = 6lp \text{ctg } \alpha, \quad (166)$$

где L — длина полосы вдоль берега, на которую распространяется действие шпоры;

l — длина шпоры;

α — угол между направлением потока и касательной к берегу, равный углу свала β .

Выражение (166) может применяться и для определения длины полосы вдоль берега, на которую распространяется действие системы шпор (т. е. ниже последней шпоры). В этом случае в указанное выражение следует подставить длину l для последней

(самой нижней по течению) шпоры. При больших значениях коэффициента застройки шпоры (p близко к единице) формула (166) дает известные погрешности, так как в ней не учитывается растекание потока в пространстве между шпорами. Поэтому формулой (166) следует пользоваться лишь при застройке шпоры (p), определяемой условием (по новым опытам):

$$p \leq 0,67. \quad (167)$$

При значении $p > 0,67$ сквозные шпоры работают подобно сплошным шпорам, и их длина должна определяться по методике расчета сплошных шпор.

Чтобы добиться наиболее эффективного воздействия системы сквозных шпор на поток и равномерного отклонения потока от размываемого берега, а также избежать подмыва и разрушения самих шпор, последние необходимо расставить в системе таким образом, чтобы на каждой из них был одинаковый перепад z . Это может быть достигнуто постепенным выдвиганием шпор в поток, т. е. увеличением длины каждой последующей шпоры по сравнению с предыдущей до тех пор, пока не будет охвачена необходимая ширина застройки прибрежной полосы.

Первая шпора должна быть короче и с меньшей застройкой, чем последующие; обычно принимают:

$$l \geq H_m \sqrt{1 + m^2}, \quad (168)$$

где H_m — наибольшая местная глубина у головы сквозной шпоры; m — заложение откоса грунта, слагающего русло.

Коэффициент застройки первой шпоры принимается $p = 0,25$. Длину второй и последующих шпор определяют исходя из очерчения выбранной трассы защиты берега.

И. Я. Орлов [24] рекомендует длину последующей шпоры принимать по формуле:

$$l_n = l_{n-1} (1 + Cp), \quad (169)$$

где l_n — длина последующей шпоры;

l_{n-1} — длина предыдущей шпоры;

C — коэффициент, значение которого определяется по выражению

$$C = \frac{v_{\min}}{v_0 (1 - p)}.$$

Из выражения (169) следует, что в начале защищаемого участка длина шпор в направлении вниз по течению должна увеличиваться. При $C = 0,50$ и $p = 0,30$ увеличение будет в 1,15 раза. Огодовки рассчитанных таким способом шпор ложатся на плавную кривую, выдвинутую от берега в глубь потока.

Длину шпор и расстояние между ними определяют по формулам (166) и (168), чтобы была получена ширина полосы русла вдоль

берега с неразрываемыми скоростями. Шпоры ниже по течению делают одинаковой длины и размещают на равных расстояниях.

И. Я. Орлов [24] предполагает, что между шпорами установятся средние скорости, определяемые формулой:

$$v_N = (v_{N-1} + vCp)(1 - p); \quad (170)$$

в пределе получим:

$$v_{\text{шп}} = vC(1 - p). \quad (171)$$

Уклон поверхности воды между шпорами определяют по зависимости:

$$I_{\text{шп}} = \left(i - \frac{z}{L}\right)i, \quad (172)$$

где $I_{\text{шп}}$ — уклон в пространстве между шпорами;

i — уклон поверхности воды до постройки шпоры;

z — перепад у шпоры, м;

L — расстояние между шпорами, м.

Чтобы пояснить расчет сквозных шпор, приведем пример гидравлического расчета.

Пример гидравлического расчета сквозных шпор. Расход реки с обеспеченностью 3% равен $6144 \text{ м}^3/\text{сек}$. Ширина устойчивого в плане русла при заданном расходе равна $B = 540 \text{ м}$. Сквозные шпоры намечают с целью выправления русла на подходе к гидрозлу, расположенному в нижнем течении реки; русло здесь сложено из мелких песчаных наносов. Длина регулируемого участка реки при двустороннем водозаборе равна $L = 9B = 9 \cdot 540 = 4860 \text{ м}$. Средний радиус кривизны русла определяется по формуле (67): $R = 6B = 6 \cdot 540 = 3240 \text{ м}$.

Согласно полученным данным, по расчету проектируется выправительная трасса русла.

Средняя глубина на прямолинейном участке в данном случае определена по формуле (2):

$$H = \frac{B^m}{K} = \frac{540^{0,54}}{8} = 3 \text{ м};$$

при $m = 0,54$ и $K = 8$ — для зарегулированного русла.

Средняя глубина на криволинейном участке определяется по формуле (73):

$$H_k = H \left(1 + \tau \sqrt{\frac{B}{R}}\right) = 3 \left(1 + 0,6 \sqrt{\frac{540}{3240}}\right) \approx 3,8 \text{ м}.$$

Наибольшая глубина на кривой по формуле: $H_{\text{max}} = 1,25H$.

Коэффициент застройки шпоры определяется по формуле (156).

В нашем расчете для головной части шпоры принимаем $d = 0,50 \text{ м}$,

$s = 1,0 \text{ м}$, тогда $p = \frac{0,50}{1,0 + 0,50} = 0,33$.

Местная максимальная глубина размыва у головы шпоры определяется из формулы:

$$H_M = H_K + t, \quad (173)$$

где H_K — средняя глубина на кривой;

t — местная глубина размыва при отсутствии крепления в голове шпоры, определяемая по формуле (158).

При $v = 3,20$ м/сек, $k_i = 50$ и $p = 0,33$ получим местную глубину размыва:

$$t = 50 \sqrt{0,33^3} \cdot \frac{3,20^2}{2 \cdot 9,81} \approx 5 \text{ м.}$$

Максимальная местная глубина в голове шпоры по формуле (173): $H_M = 3,8 + 5,0 = 8,8$ м; величина перепада по формуле (157) при $k = 4$ для наносов $d = 0,14$ мм будет

$$z = 4 \sqrt{0,33^3} \cdot \frac{3,20^2}{2 \cdot 9,81} = 0,40 \text{ м.}$$

Длина сваи определится из выражения:

$$L_{св} = H_{\max} + \Delta H = z + \Delta h + h_3, \quad (174)$$

где $L_{св}$ — длина сваи, м;

H_{\max} — максимальная глубина воды у шпоры после размыва дна, м;

ΔH — величина подпора, м;

Δh — запас над горизонтом воды принимается 0,5—1,0 м;

h_3 — глубина забивки сваи; принимается равной 0,5÷1,0 максимальной глубины;

z — перепад.

Задаваясь неразмывающей скоростью $v_{\min} = 0,75$ м/сек, которая должна быть у защищаемого берега, определяем коэффициент C при заданной средней величине застройки шпор $p = 0,25$, тогда

$$C = \frac{v_{\min}}{v_0(1-p)} = \frac{0,75}{2,2(1-0,25)} = 0,45.$$

Шпоры начинаем устанавливать выше места размыва, где скорости примерно равны: $0,5v = 0,50 \cdot 3,20 = 1,6$ м/сек. Тогда средняя скорость за первой шпорой по формуле (164) будет: $v_1 = 1,60(1 - 0,25) = 1,20$ м/сек; скорость за второй шпорой: $v_2 = (v_1 + vCp) \cdot (1 - p)$. Скорости за следующими шпорами можно найти по формуле (171), значение $v_{шп}$ должно приближаться к заданной скорости 0,75 м/сек.

Длина первой шпоры определяется по формуле (168).

Наибольшая глубина у головы шпоры может быть 10 м и заложение откоса $m = 3,0$. Тогда длина первой шпоры будет около 31 м. Длина последующих шпор при $C = 0,45$ и $p = 0,25$ рассчитывается по формуле (169): $l_{II} = l_{II-1}(1 + 0,45 \cdot 0,25) = 1,12l_{II-1}$.

Длина второй шпоры при пологой кривизне берега не должна быть менее $l_2 = l_{n-1} \cdot 1,12 = 31 \cdot 1,12 = 33,6$ м. Длина третьей шпоры $l_3 = 33,6 \cdot 1,12 = 37,7$ м.

На практике длину последующих шпор определяют исходя из очертания береговой линии и запроектированной трассы.

Расстояния между шпорами определяем по формуле (166).

Поскольку коэффициент застройки сквозных шпор сильно увеличивается вследствие оседания мусора и пльвущих в реке деревьев с кронами, его значение может быть увеличено до 0,50. Тогда расстояние между шпорами должно увеличиваться до двух длин шпор, в данном случае до 62 м, но не более 80 м.

Расчет тетраэдров аналогичен расчету сквозных шпор из свай. Коэффициент застройки для тетраэдров может быть определен по формуле:

$$p = \frac{kbNn}{l}, \quad (175)$$

где N — число тетраэдров в шпоре;

n — число стержней в этом тетраэдре;

b — ширина (толщина) стержня тетраэдра;

k — некоторый коэффициент неравномерности распределения стержней в конструкции, который для тетраэдров можно принять равным 0,5;

l — длина шпоры.

Остальные расчеты проводятся по формулам (157) — (172).

Выше уже указывалось, что основание сквозных шпор следует закреплять туюфьяками. Размер туюфьяков, т. е. ширина в сторону верхнего бьефа, в сторону реки и вниз по течению не должна быть менее:

$$l = t \sqrt{1 + m^2} + t, \quad (176)$$

где t — глубина ожидаемого наибольшего местного размыва у головы шпоры, определяемая по формуле (158).

В рассматриваемом примере при $t=5$ м и $m=3$ $l = 5\sqrt{1 + 3^2} \approx 16,5$ м. Следовательно, полная ширина туюфьяка у головы будет слагаться из ширины в сторону верхнего бьефа и нижнего бьефа и равна 33 м. Ближе к берегу величина размыва t уменьшается, следовательно будет уменьшаться и ширина крепления дна в плане.

§ 17. СТРУЕНАПРАВЛЯЮЩИЕ СИСТЕМЫ М. В. ПОТАПОВА

Струенаправляющие сооружения предназначены для искусственного возбуждения в потоке циркуляционных течений, которые, суммируясь с продольным течением, придают потоку винтовой характер движения.

Основным элементом всякого струенаправляющего сооружения является одиночный вертикальный направляющий щит (рис. 115), расположенный под углом к течению в поверхностном или придонном слое потока. Под действием такого щита в потоке создается вихревой шнур, или элементарный винтовой поток, по всей глубине H шириной $b = 1,0 H - 1,2 H$. Интенсивность винтового потока постепенно ослабевает и на расстоянии $(10-20) H$ практически становится равной нулю. Наиболее четкая и

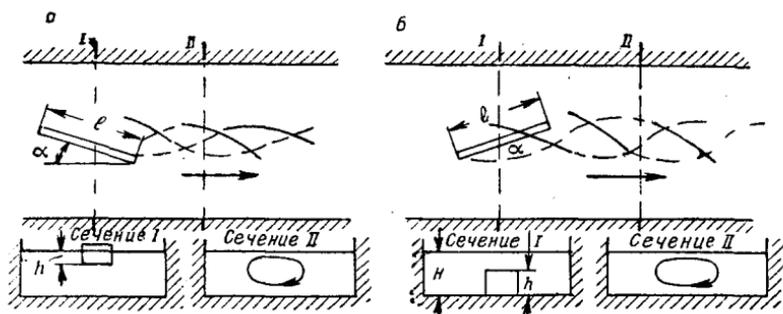


Рис. 115. Одиночный вертикальный щит струенаправляющей системы профессора М. В. Потапова:

а — поверхностный; б — донный.

интенсивная форма винта возникает при следующих соотношениях:

$$h = 0,2H - 0,4H; \text{ в среднем } h = \frac{1}{3} H;$$

$$l = 1,0H - 3,0H; \text{ в среднем } l = 2H;$$

$$\alpha = 12^\circ - 20^\circ; \text{ в среднем } \alpha = 18,5^\circ.$$

Чтобы распространить поперечную циркуляцию на большую ширину потока, необходимо установить систему направляющих щитов, как показано, например, на рисунке 116 (поверхностные щиты). Под влиянием поперечной циркуляции русло этого потока будет формироваться так же, как и русло потока, изогнутого влево, т. е. дно у правого берега будет размываться, а донные наносы относиться к левому берегу, где и будут наращиваться отложения. Понятно, что при перестановке поверхностных щитов в обратном направлении (с наклоном влево) знак поперечной циркуляции и ход руслообразовательных процессов изменяются на обратные. Те же щиты можно установить на дно; действие их будет обратным действию поверхностных щитов.

Другая схема расположения направляющих щитов (поверхностных) показана на рисунке 117. Донные наносы подходят к системе по всей ширине потока, перехватываются ею и сносятся вдоль нее. Таким образом, получается возможность пере-

хватить и отклонить в заданном направлении поток донных наносов, что имеет большое практическое значение.

Соотношения основных размеров направляющих систем следующие:

$$a = 0,8H - 1,0H; \text{ в среднем } a = 0,9H;$$

$$L = 1,0l - 1,5l; \text{ в среднем } L = 1,2l;$$

$$\beta = 12^\circ - 18^\circ; \text{ в среднем } \beta = 15^\circ.$$

Устанавливая струенаправляющую систему в реке, можно бедные наносами поверхностные слои направить к водозабору, а сильно насыщенные крупными наносами придонные струи отклонить в сторону, предотвратив их поступление в канал. В 1936—

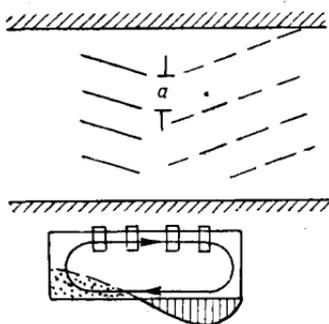


Рис. 116. Поверхностная система профессора М. В. Потапова.

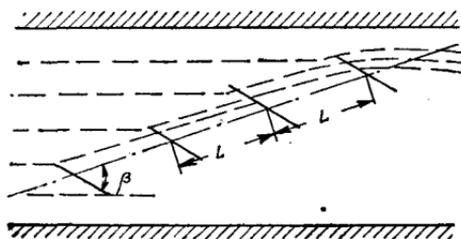


Рис. 117. Система в виде заградительной линии.

1940 гг. были проведены широкие испытания струенаправляющих систем на реках Средней Азии в качестве защитных и регулирующих сооружений. В результате этих испытаний струенаправляющие системы были рекомендованы для широкого применения как мера защиты водозаборов от наносов. Одновременно была отмечена слабая эффективность струенаправляющих систем как защитных сооружений, обусловленная тем, что у размываемого берега реки, как правило, наблюдаются большие глубины и большие скорости потока; в этих условиях струенаправляющая система получается значительной по длине, сложной по конструкции и громоздкой в эксплуатации.

По данным лабораторных опытов, в результате установки направляющих систем перед водозабором количество донных наносов, поступающих с водой в канал, уменьшается до 10 раз. Наряду с этим отмечается некоторое увеличение расхода воды в канале, так как струенаправляющая система способствует смыву образующихся у входа отмелей, чем улучшает работу водозаборного сооружения как водослива,

Если головной участок канала заложен в размываемых грунтах и под действием образующегося на входе изгиба потока подвержен значительному переформированию со смещением вниз по течению, то в результате установки струнаправляющей системы возможно не только предотвратить и полностью прекратить это смещение, но даже частично восстановить первоначальное положение канала.

Таким образом, применение струнаправляющих систем в качестве регулировочных сооружений при водозаборе надо считать вполне рациональным и доказанным (рис. 118).

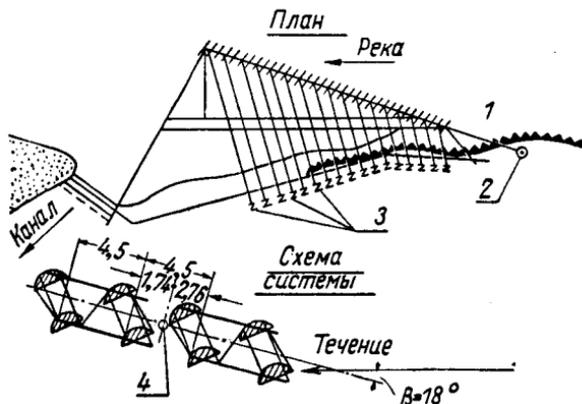


Рис. 118. План расположения и схема верхнего строения струнаправляющей системы профессора М. В. Потапова в головном участке канала Таш-Сака (размеры в м):

1 — анкерная опора; 2 — ворот; 3 — лебедки; 4 — шарнир.

Конструкция поверхностных струнаправляющих плавучих систем состоит из трех основных частей:

1) плавучих струнаправляющих щитов в виде понтонов, имеющих в плане форму сегмента и являющихся основным рабочим элементом системы (рис. 119);

2) верхнего строения (ферм), служащего для скрепления всех щитов в одну жесткую систему, обеспечивающую взаимную параллельность щитов, и воспринимающего все действующие на щиты усилия; одновременно верхнее строение служит также основанием для служебного мостика (рис. 120);

3) опорных устройств, служащих для установки системы и удержания ее в рабочем состоянии; тросы опорной системы одним концом закреплены на берегу, а другим прикреплены к щитам или верхнему строению.

Тросы закрепляют на берегу в специальных береговых устройствах — глухих якорях или на лебедках и воротах для перемещения

системы и изменения угла расположения ее по отношению к потоку по мере надобности.

В 1948 г. впервые перед головным регулятором Таш-Сакинского канала под руководством А. Г. Хачатряна была применена

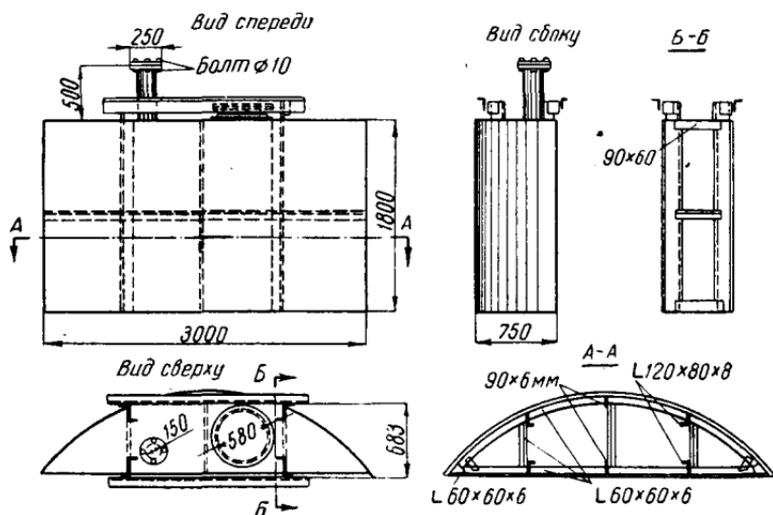


Рис. 119. Конструкция направляющего щита-понтон.

струенаправляющая система с металлическими щитами-понтонными конструкциями Всесоюзного научно-исследовательского института гидротехники и мелиорации. Эту систему следует рассматривать,

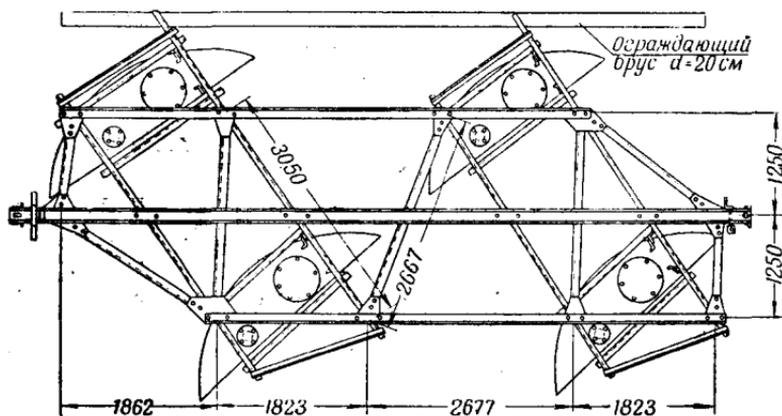


Рис. 120. Конструкция верхнего строения секции.

как указывают В. А. Шаумян и А. Г. Хачатрян [38], как типовую для подобных случаев (рис. 120).

Система состоит из отдельных струенаправляющих щитов-понтонных; длина понтона 3 м и высота 1,8 м. В плане понтоны

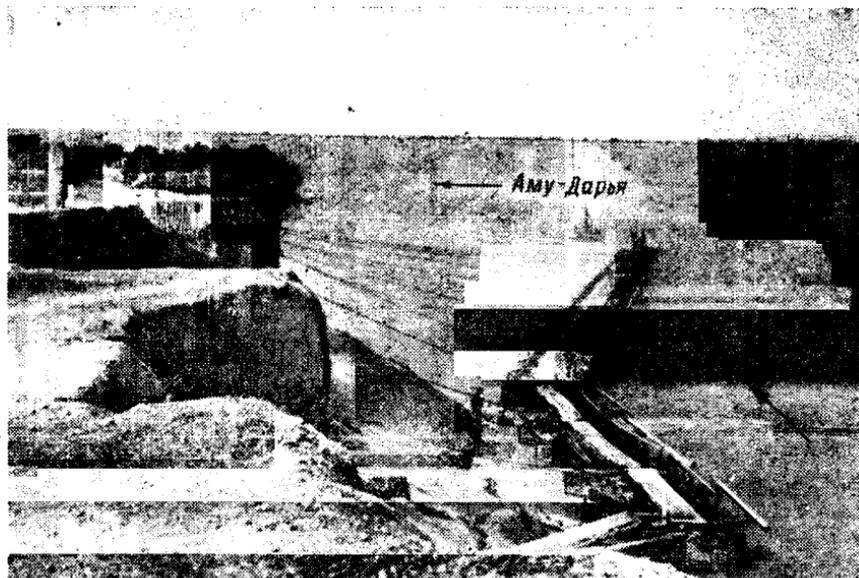


Рис. 121. Струенаправляющая система профессора М. В. Потапова по отвлечению донных наносов в головном участке канала Таш-Сака на р. Аму-Дарье (фото П. М. Кельдюшова, 1950).

имеют форму сегмента со стрелой $f = 0,75$ м. Щиты сконструированы из вертикальных металлических стоек (уголков), к которым приварены горизонтальная обвязка и распорки, образующие каркас. К каркасу приварена обшивка боковых сторон, днища и верхней части из листового железа толщиной 4 мм. В верхней части есть два люка: большой диаметром 500 мм для осмотра полости щита изнутри и малый диаметром 165 мм для заполнения полости щита водой или балластом. Большой люк закрывается наглухо крышкой, прикрепляемой болтами, малый люк заканчивается патрубком высотой 550 мм.

Каждые четыре щита соединены между собой фермой верхнего строения, образуя секцию длиной 9 м. Щиты в секции располагаются в два ряда. Расстояние между щитами в ряду (по длине секции) 4,5 м; зазор между щитами обоих рядов 0,7 м. Углы, образуемые плоскостью щитов с направлением течения основного потока, составляют: в щитах первого ряда $\alpha_1 = 18^\circ$ и в щитах второго ряда $\alpha_2 = 25^\circ$. Щиты соединяются с верхним строением болтами, и сами щиты соединяются так же, как элементы самого верхнего строения.

Отдельные секции системы соединены между собой шарнирами. В установленной системе 17 секций (т. е. 68 щитов), и ее полная длина 153 м. Система установлена в реке под углом к

направлению течения $\beta = 18^\circ$ и удерживается в рабочем положении системой тросов. Тросы закреплены одним концом в шарнирах между секциями, а другим — в лебедках, поставленных на берегу, что позволяет изменять угол установки системы по отношению к направлению течения, а также убирать систему из воды на зимний период.

Корень системы сопряжен с берегом при помощи упорного бруса, закрепленного на берегу, и двух тросов: основного анкерного троса, прикрепленного одним концом к первой секции и другим концом к анкерной опоре, установленной на берегу, и вспомогательного троса, закрепленного на вспомогательной лебедке или вороте (рис. 121).

Конструкция полых металлических щитов-понтонов позволяет регулировать глубину погружения щитов в воду путем заполнения внутренней полости щитов водой или откачивания части уже имеющейся в полости воды. Заполнять полость щитов водой или откачивать ее можно насосом через патрубок малого люка. Можно также наполнять понтон водой или откачивать ее из него и вручную (ведрами) через большой люк. Возможность регулирования глубины погружения щитов является большим преимуществом описываемой конструкции. Кроме того, применение металлических щитов в ней повышает прочность системы и делает ее менее чувствительной к ударам плавающих тел.

При проектировании струенаправляющей системы профессора М. В. Потапова для уменьшения завлечения донных наносов в канал следует иметь в виду, что система должна полностью перехватить и отвести поток донных наносов от водозабора. Согласно исследованиям профессора В. А. Шаумяна [38], этот поток должен быть отброшен за линию крайнего донного тока выше точки A , с которой эта линия начинает изгибаться к сооружению (рис. 122). Положение точки A определяется углом θ , который можно принимать в зависимости от угла отвода в пределах $45-60^\circ$, и шириной захвата донных токов b_0 , определяемых формулой В. А. Шаумяна:

$$b_0 = 1,20 (K + 0,40) b_k, \quad (177)$$

где $K = \frac{q_k}{q_p}$ — отношение удельного расхода воды в канале q_k к удельному расходу воды в реке q_p ;
 b_k — ширина входа в канал.

Величину K следует определять по среднедекадным удельным расходам воды в реке q_p и канале q_k и в формулу (177) вводить наибольшее из полученных значений.

Удельные расходы в реке q_p и канале q_k допустимо определять как средние по выражению:

$$q_p = \frac{Q_p}{b_p} \quad \text{и} \quad q_k = \frac{Q_k}{b_k}, \quad (178)$$

где Q_p и Q_k — среднедекадные расходы воды в реке выше точки водозабора и в канале;

b_p и b_k — ширина по урезу воды в реке и в канале.

Величину расхода воды в канале Q_k , при котором не будет завлечения донных наносов, можно определять по формуле:

$$Q_k = \frac{q_p}{3} (b_0 + 2b_{\text{п}}), \quad (179)$$

где $b_{\text{п}}$ — ширина поверхностного слоя потока, захватываемого каналом.

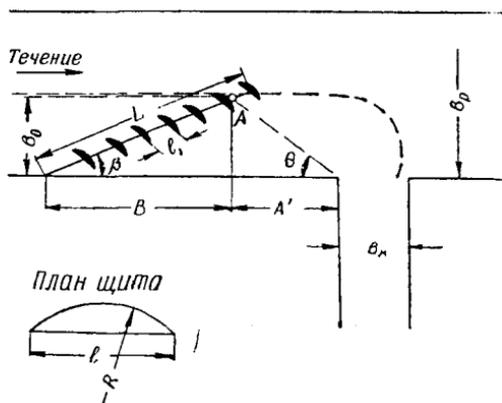


Рис. 122. Расчетная схема установки струнаправляющей системы профессора М. В. Потапова.

Величина $b_{\text{п}}$ равна:

$$b_{\text{п}} = 0,78Kb_k. \quad (180)$$

Положение струнаправляющей системы определяется точкой начала изгиба крайней линии (точкой A) (рис. 122) и углом β , образуемым осью системы с направлением течения.

Необходимую длину струнаправляющей системы можно определить по формуле:

$$L = \frac{b_0}{\sin \beta}. \quad (181)$$

Угол β , согласно данным лабораторных и полевых исследований, следует принимать в пределах $16-20^\circ$.

При проектировании основных конструктивных элементов системы струнаправляющих щитов определяют расчетом длину щита $l_{\text{щ}}$, его высоту $h_{\text{щ}}$ и стрелу сегмента f .

Длина щита $l_{\text{щ}}$ определяется формулой:

$$l_{\text{щ}} = \tau_0 \frac{H}{\sin \alpha}, \quad (182)$$

где τ_0 — опытный коэффициент, значения которого колеблются от 0,35 до 1; в среднем его рекомендуется принимать равным 0,60;

H — глубина потока в месте установки струенаправляющей системы — средняя глубина на ширине выноса системы в период прохождения среднемноговодного паводка;

α — угол между направляющими плоскостями щитов и направлением течения реки, обычно принимаемый в пределах 16—22°.

По опытным данным, длина щита, определенная по выражению (182), должна быть не менее:

$$l_{\text{щ}} = 1,2H. \quad (183)$$

При больших глубинах воды длина щита, определяемая выражением (183), получается значительной, а конструкция громоздкой и неудобной в эксплуатации. Во избежание этого щиты следует располагать в два ряда (двухрядная система), причем величина зазора между рядами должна быть не более $C = 0,4 l'_{\text{щ}}$, где $l'_{\text{щ}}$ — длина одного щита в ряду. Тогда длина одного щита определится из формулы:

$$2l'_{\text{щ}} + C = 2,4l'_{\text{щ}} = l_{\text{щ}} = \tau_0 \frac{H}{\sin \alpha}, \quad (184)$$

откуда длина одного щита:

$$l'_{\text{щ}} = 0,415 \frac{\tau_0 H}{\sin \alpha}, \quad (185)$$

или в среднем при $\tau_0 = 0,6$:

$$l'_{\text{щ}} = 0,25 \frac{H}{\sin \alpha}, \quad (186)$$

величина зазора при этом будет равна:

$$C = 0,4l'_{\text{щ}} = 0,1 \frac{H}{\sin \alpha}. \quad (187)$$

При проектировании двухрядных систем следует щиты второго (нижнего по течению) ряда располагать таким образом, чтобы их верхние концы находились на линии, лежащей в плоскости направляющих поверхностей первого ряда. При этом угол, образуемый направляющими поверхностями второго ряда с направлением течения, следует несколько увеличивать, например принимая для первого ряда $\alpha_1 = 18^\circ$, а для второго $\alpha_2 = 25^\circ$.

Высота щита определяется исходя из рабочей глубины погружения $h_{\text{щ.р.}}$ и некоторого запаса над поверхностью воды Δ , т. е.

$$h_{\text{щ}} = h_{\text{щ.р.}} + \Delta, \quad (188)$$

причем рабочая глубина погружения принимается в пределах

$$h_{\text{ш.р.}} = \left(\frac{1}{3} \div \frac{1}{4} \right) H, \quad (189)$$

где H — глубина потока.

По лабораторным исследованиям, при $h_{\text{ш.р.}} < \frac{1}{4} H$ эффективность действия щитов резко снижается, наоборот, при увеличении глубины погружения щитов более $h_{\text{ш.р.}} = \frac{1}{3} H$ не наблюдается заметного увеличения эффективности их действия.

Величину запаса Δ в высоте щита над поверхностью воды принимают около 0,2—0,3 м.

Величину стрелы сегмента в плане f определяют из расчета устойчивости системы, так как щиты одновременно являются плавучими опорами всей системы в целом, учитывая при этом минимальное погружение щитов в воду под действием собственного веса. Должно быть соблюдено также условие $f \leq \left(\frac{1}{4} \div \frac{1}{5} \right) l_{\text{ш}}$, а при двухрядном расположении щитов $f \leq \left(\frac{1}{4} \div \frac{1}{5} \right) l_{\text{ш}}$.

Расстояние между соседними щитами по длине системы (т. е. между щитами в ряду) определяется формулой:

$$l_1 < l_{\text{ш}} \frac{\sin \alpha}{\sin \beta}. \quad (190)$$

Статические расчеты струнаправляющих систем слагаются из расчетов каркаса и металлической обшивки щита, формы верхнего строения и удерживающих тросов по методу ВНИИГим [38].

Конструкцию щита рассчитывают на сумму нагрузок от гидростатического и гидродинамического давления при полном погружении его в воду.

Гидродинамическое давление на щит P (в m) определяется из выражения:

$$P = 1,4F \frac{v^2}{2g} \sin \alpha, \quad (191)$$

где F — площадь направляющей плоскости щита, m^2 ;

v — скорость, $m/сек$ (принимается наибольшая из наблюдаемых значений в пределах ширины выноса системы b_0);

α — угол, образуемый направляющей плоскостью щита с направлением течения потока.

Днище щита рассчитывают на гидростатическое давление воды при полном его погружении и при условии отсутствия воды в полости щита.

Учитывая коррозию, толщину металлической обшивки следует принимать не менее 3—4 мм; уголковое железо для каркаса — должно быть не менее $50 \times 50 \times 5$ мм.

Конструкция верхнего строения системы рассчитывается только на нагрузку от гидродинамического давления на рабочие плоскости щитов при их полном погружении. Удерживающие тросы, а также опоры под лебедки и анкерная опора, к которой крепится продольный трос от начала системы, рассчитывают на прочность или устойчивость в направлении тяговых усилий тросов, возникающих в них действием гидродинамического давления на рабочие плоскости щитов при их полном погружении. Статические расчеты элементов системы должны быть дополнены расчетами системы на устойчивость в условиях наибольших скоростей течения воды в реке и полного погружения щитов.

Для обеспечения правильной работы системы за ней необходим тщательный и систематический надзор по специально разработанным правилам технической эксплуатации.

§ 18. СТРУЕНАПРАВЛЯЮЩИЕ ДАМБЫ У МОСТОВЫХ ПЕРЕХОДОВ

Переходами называются сооружения, устраиваемые при пересечении рек железными или автогужевыми дорогами или ирригационными каналами. Переходы устраивают в виде мостов, труб, дюкеров и акведуков. На реках в верхнем и нижнем бьефах перехода возводятся защитные и выправительные сооружения. На железнодорожном транспорте такие сооружения называются регуляционными. Основное назначение регуляционных сооружений [6] состоит в том, чтобы создать плавный подход воды к переходу путем постепенного выправления и сужения потока до ширины устойчивого русла в месте перехода; организовать плавное протекание воды через отверстие перехода с равномерным распределением скоростей, глубин и расхода донных наносов по ширине русла и параллельноструйностью течения без местных свалов; обеспечить плавное растекание воды в нижнем бьефе перехода путем постепенного расширения потока до ширины естественного русла и предотвратить возможность обхода моста рекой со стороны верхнего бьефа и подмыва со стороны нижнего бьефа. Самое важное требование проектирования регуляционных сооружений сводится к тому, чтобы организовать параллельноструйное протекание потока через переход с равномерным распределением скоростей, глубин и расхода донных наносов по ширине русла. При неправильном, косом, протекании потока через переход на участках местных свалов течения создаются повышенные скорости и глубины, которые могут быть опасными в отношении размыва русла или подмыва отдельных частей перехода или всего сооружения.

При стеснении потока дамбами изменяется режим его протекания. Картина течения и характер деформации русла у мостового перехода, по данным О. В. Андреева [6], показаны на рисунке 123. Выше моста возникает подпор, необходимый для про-

пуска потока через мостовое отверстие, более узкое, чем речная долина. На некотором расстоянии выше моста очертание свободной поверхности потока представляется кривой подпора обычного типа с увеличивающимися по течению глубинами и уменьшающимися уклонами. В зоне кривой подпора откладывается небольшое количество наносов. Непосредственно выше моста свободная поверхность участка потока очерчена по выпуклой кривой спада,

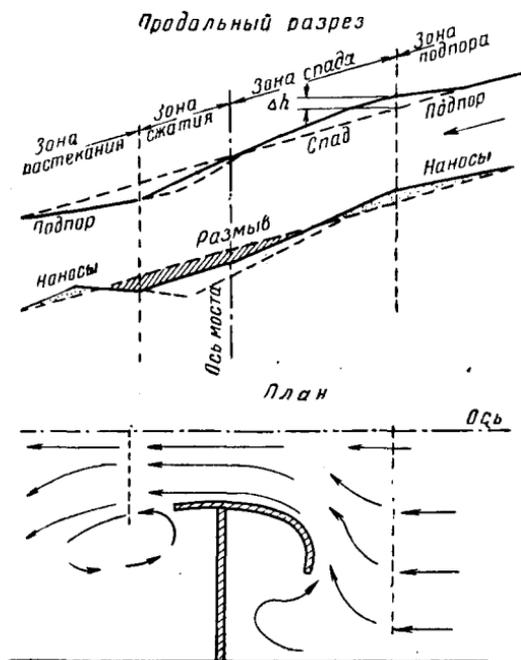


Рис. 123. Схема течения и деформации русла у мостового перехода.

возникающей под влиянием сжатия потока сооружениями мостового перехода. Увеличение скорости течения на этом участке является следствием уменьшения как ширины, так и глубины потока по мере приближения к мосту. Наибольшее увеличение скорости, как указывает О. В. Андреев [6], происходит в придонных слоях, что и приводит к размыву русла. Под мостом и на некотором расстоянии ниже его движение потока близко к равномерному, а уклон свободной поверхности больше бытового, так как средняя скорость потока под мостом больше бытовой. Сжатый поток под мостом и непосредственно ниже его разрабатывает русло соответственно новым величинам скорости и уклона. Вследствие этого на указанном участке реки также происходит значительный размыв, что вызывает усиленный вынос наносов в нижележащие

участки русла. На некотором расстоянии ниже моста начинается растекание потока, сопровождающееся уменьшением скоростей течения, особенно донных, и падением поверхностного уклона.

Интенсивность и характер размыва русла, скорость и уклон потока зависят от степени сжатия потока, т. е. от относительных размеров отверстия моста, а также от способа подведения потока к мосту и отвода его ниже по течению. Размывы русла следует предусматривать при назначении глубины заложения фундаментов опор моста.

На горных и предгорных участках рек струенаправляющие дамбы на подходах к мостам имеют относительно большую длину, чем на равнинных реках с меньшими скоростями течения и более устойчивыми руслами. Струенаправляющие дамбы здесь короче, чем на горных реках, имеют большую кривизну и не смыкаются с коренными берегами.

Очертание и размер дамб на равнинных реках можно принимать, в частности, по данным лабораторных опытов, проведенных под руководством профессора Д. Я. Соколова в 1932—1933 гг. [1].

На основании этих опытов были установлены зависимости коэффициента сжатия потока α от отношения суммарного расхода частей пойм, пересыпанных насыпью, к общему расходу потока. Эти зависимости по предложению А. Ф. Высоцкого [6] представлены в виде ряда кривых с уравнениями:

$$\left. \begin{aligned} \alpha_\omega &= \frac{\omega_0}{\omega} = f\left(\frac{Q_1}{Q} \%, \right) \\ \alpha_l &= \frac{B_0}{B} = f\left(\frac{Q_1}{Q} \%, \right) \end{aligned} \right\} \quad (192)$$

где ω_0 и B_0 — площадь живого сечения и ширина потока в наиболее сжатом сечении (между сжатыми струями);

ω и B — площадь живого сечения и ширина потока между дамбами по оси моста;

Q_1 — суммарный расход частей пойм, пересыпанных насыпями;

Q — полный расход потока.

К. В. Теплов [6] выразил те же зависимости уравнениями для двустороннего симметричного сжатия:

$$\alpha_e = 1,4 \left(\frac{Q_1}{Q}\right)^2 - 1,6 \frac{Q_1}{Q} + 1,00 \quad (193)$$

и для одностороннего сжатия:

$$\alpha_e = 1,26 \left(\frac{Q_1}{Q}\right)^2 - 1,4 \frac{Q_1}{Q} + 1,00. \quad (194)$$

Опытами установлено, что для призматического русла наименьшая величина коэффициента сжатия получается при

$Q_1 = 0,60 Q$, а для плоского при $Q_1 = 0,80 Q$. С дальнейшим увеличением стеснения потока, т. е. с увеличением отношения $\frac{Q_1}{Q}$, коэффициент сжатия α не уменьшается, а, наоборот, начинает возрастать.

Величинами, определяющими форму отжима, были приняты расстояния: a от головы прямолинейной дамбы до места наибольшего сжатия и ширина отжима в том же месте b (рис. 124). Отношение этих величин, согласно опытным данным, за-

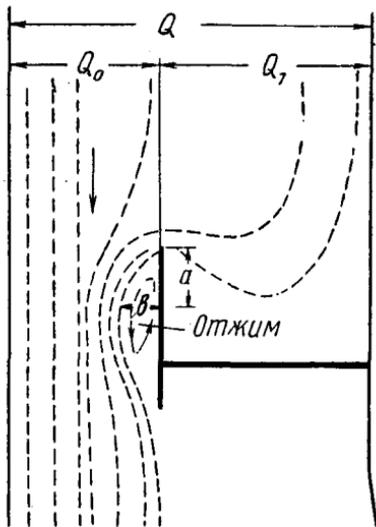


Рис. 124. Протекание струй и отжим потока у прямолинейных дамб.

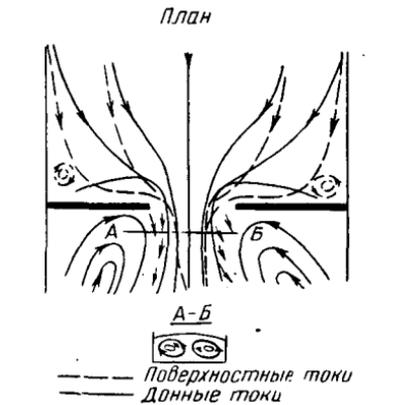


Рис. 125. Протекание потока через мостовые отверстия без струнаправляющих дамб.

висит от отношения расходов $\frac{Q_1}{Q}$ и может быть выражено кривой

$$\frac{a}{b} = f\left(\frac{Q_1}{Q}\right) \quad (195)$$

и уравнением

$$\frac{a}{b} = -0,71 \left(\frac{Q_1}{Q}\right)^2 + 0,84 \frac{Q_1}{Q} + 1,36. \quad (196)$$

При несимметричном сжатии потока соотношения величин отжимов равны:

$$\frac{b_{л}}{b_{п}} = \beta \left[\frac{Q_{1,л}}{Q_{1,п}} \right]. \quad (197)$$

Причем коэффициент β , по лабораторным данным, изменяется по закону прямой линии от 1 при симметричном сжатии до 0,5 при $\frac{Q_{1,л}}{Q_{1,п}} = 6$. Здесь $Q_{1,л}$ — расход, соответствующий пересыпанной части левой поймы, $Q_{1,п}$ — то же, правой поймы.

При протекании потока через мостовые отверстия поверхностные токи сжимаются сильнее, чем донные (рис. 125). Кроме

того, в результате появления поперечной циркуляции при симметричном сжатии образуются два направленных в обратные стороны вихря, которые могут размывать дно по оси потока и откладывать наносы по сторонам от оси. Выйдя из отверстия моста, поток на значительном расстоянии ниже дамб продолжает двигаться, не расширяясь, и даже при больших выгодных скоростях заметно сжимается боковыми поименными вихрями образующимися за выходными дамбами. Максимальный угол

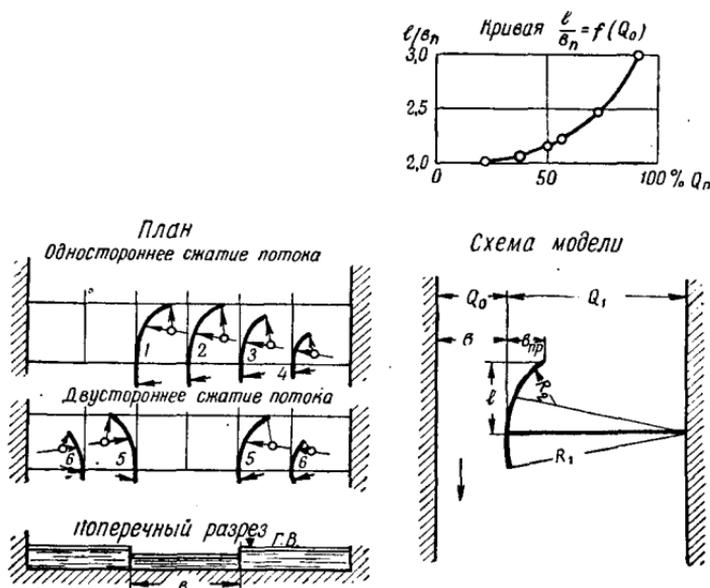


Рис. 126. Схема струенаправляющих дамб у мостовых отверстий для равнинных участков рек.

растекания потока (угол конусности) при этом составлял около $6-8^\circ$.

Длина выходных дамб у мостов равна половине длины отверстия моста.

Очертание верховых мостовых дамб рекомендуется строить по эллиптической кривой:

$$\frac{x^2}{A} + \frac{y^2}{B} = 1. \quad (198)$$

Параметры A и B уравнения (198) определяют по вспомогательным формулам и таблицам, приведенным в руководствах по мостовым переходам [6].

Зная длину и разворот дамбы, графическим подбором радиусов определяют ее очертание в плане.

Пример построения очертания струенаправляющих дамб при одностороннем и двустороннем сжатии для русла постоянной ширины и при различных величинах отверстия моста приведен на рисунке 126.

Средняя и нижняя части струенаправляющих дамб очерчены по прямой или же по кривой малой кривизны, а верховая часть — по сопрягающимся дугам с двумя-тремя радиусами.

Для расчета размеров струенаправляющих дамб мостовых переходов можно применять полученную на основании лабораторных опытов кривую, связывающую расход воды, выраженный

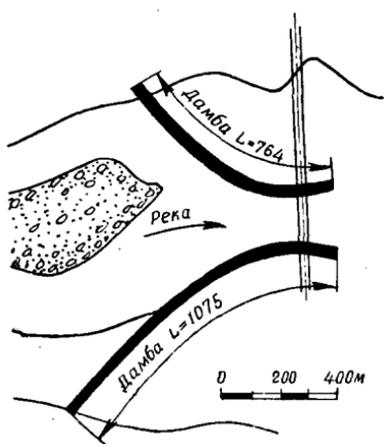


Рис. 127. Струенаправляющие дамбы у моста на предгорном участке реки.

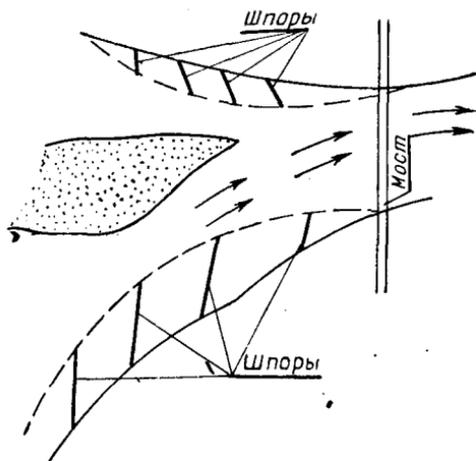


Рис. 128. Расположение шпор у мостового перехода на предгорном участке реки.

в процентах, проходящий на перекрываемой дамбами части ширины русла $Q\%$, с отношением проекции длины дамбы l к проекции разворотов на ось моста $b_{пр}$. Величину проекции разворота дамб принимают по уравнению:

$$b_{пр} = b \frac{1 - \alpha_c}{\alpha_c}, \quad (199)$$

где b — ширина нестесненного русла;

α_c — коэффициент сжатия в отверстии, принимаемый по формулам гидравлики.

На рисунке 127 показано очертание струенаправляющих дамб у моста через горную реку. Ширина моста рассчитана на пропуск катастрофического паводка; в формулу вводился поправочный коэффициент 0,75 на сбойное протекание потока (по аналогии с криволинейным руслом). Кривизна дамб в плане очерчена в соот-

ветствии с топографическими условиями тремя радиусами:

$$r_1 = 6B; r_2 = 4B \text{ и } r_3 = 3B. \quad (200)$$

Эта дамба и сам мостовой переход работают в паводок вполне удовлетворительно.

В некоторых случаях выправление русла у мостовых переходов достигается при помощи устройства системы поперечных

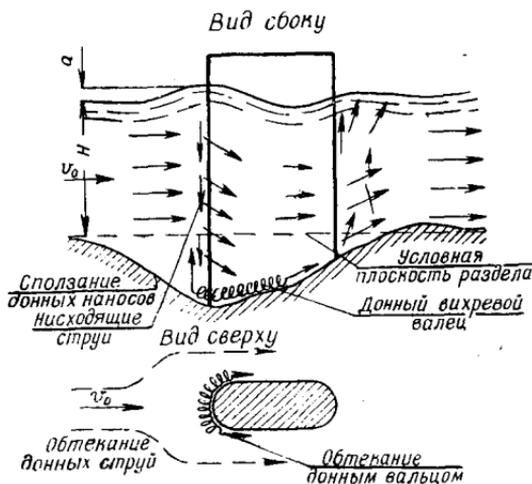


Рис. 129. Протекание потока у опор.

сооружений. Схема расположения поперечных сооружений (шпор) у железнодорожного моста на предгорном участке реки изображена на рисунке 128. Шпоры создают достаточно устойчивое протекание потока под мостом, причем устойчивость сохраняется

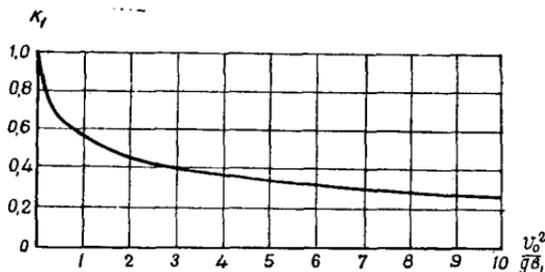


Рис. 130. Кривая зависимости $k_1 = f\left(\frac{v_0^2}{gB}\right)$.

на длине $L = (3 \div 4)B$, где B — ширина устойчивого русла в створе моста.

Система поперечных сооружений у переходов может более эффективно применяться в качестве линий защиты при подмыве рекой в паводок одного из берегов выше места перехода.

На блуждающих реках отверстие моста определяется шириной устойчивого русла. Дамбы следует плавно сопрягать с коренным берегом, самую верхнюю дамбу нужно заделывать глубоко в берег во избежание обхода. В нижнем бьефе моста длину струенаправляющих дамб на равнинных реках можно принимать равной от 0,5 до 1,0 ширины устойчивого русла (отверстия моста) и на горных и предгорных — от 1,0 до 2,0 ширины русла. Увеличение длины струенаправляющей дамбы на горных и предгорных участках рек применяют во избежание свала потока ниже моста и размыва перехода с низкой стороны. На блуждающих реках, текущих на конусе выноса, где подход потока неопределен и где нет явно выраженного главного русла, переход следует устраивать с одним отверстием и перекрывать всю часть поймы, где возможно блуждание потока, мощными струенаправляющими дамбами с достаточно надежным креплением напорного откоса.

Глубину заложения промежуточных опор моста устанавливают с учетом величины размыва. Размыв дна в подмостовом сечении, по исследованиям И. А. Ярославцева [45], зависит от величины сжатия потока и русловых процессов, развивающихся под воздействием искусственных сооружений. На общий размыв русла в створе моста накладывается еще местный размыв, появляющийся в непосредственной близости от носовой части промежуточных опор.

Известно, что при набегании потока на промежуточную опору со средней по вертикали скоростью v_0 (рис. 129) в результате удара струй о лобовую грань опоры кинетическая энергия поступательного движения жидкости преобразуется в энергию давления. Это избыточное давление приводит к преобразованию следующей ступени энергии давления, в результате которого появляются течения, направленные вниз вдоль лобовой грани опоры.

Величина местного размыва зависит от формы опоры, грунта и угла подхода потока и может быть определена по формуле И. А. Ярославцева [44]:

$$h = k_1 k_2 (1 + k_3) \frac{v_0^3}{g}, \quad (201)$$

где k_1 — коэффициент, зависящий от отношения $\frac{v_0^3}{g}$ и принимаемый по графику (рис. 130);

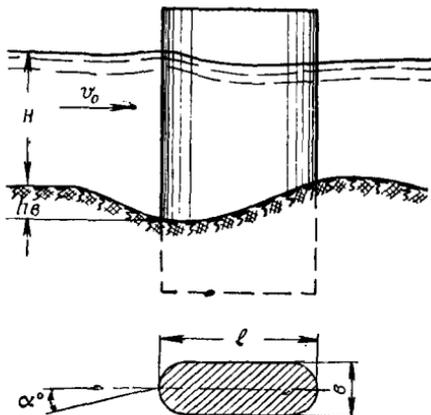


Рис. 131. Форма опоры моста.

k_2 — коэффициент формы и размеров опоры; для формы опоры, показанной на рисунке 131, значение k_2 приводится по опытам И. А. Ярославцева в следующей таблице.

α	0°	10°	20°	30°	40°
k_2	8,5	8,7	9,0	10,3	11,3

Наибольшее значение коэффициента k_2 относится к прямоугольной форме опоры в виде ряжей ($k_2 = 12,4$); наименьшее значение k_2 получено для опор на свайном ростверке ($k_2 = 6,5$). Так как свайный ростверк может засоряться, а угол протекания α изменяется, то для осторожности следует принимать $k_2 = 9,0$.

Коэффициент k_3 определяется по формуле И. А. Ярославцева:

$$\lg k_3 = 0,17 - 0,35 \frac{H}{b_1}, \quad (202)$$

где k_3 — определяет влияние глубины потока на размыв;
 b_1 — приведенная ширина опоры;
 H — глубина потока вне размыва.

В заключение следует отметить, что очертание хвостовой части опоры не оказывает существенного влияния на размыв.

§ 19. МЕХАНИЗАЦИЯ РАБОТ В СТРОИТЕЛЬСТВЕ СООРУЖЕНИЙ ПО РЕГУЛИРОВАНИЮ РУСЕЛ

В СССР за последние годы сильно повысился уровень механизации гидротехнического строительства. Так, на ирригационных работах в Узбекистане механизировано в 1959 г. 97% работ. На строительстве гидроэлектростанций по Советскому Союзу процент механизации производства работ еще выше. Однако работы по регулированию русел рек еще недостаточно механизированы по сравнению с другими отраслями гидротехнического строительства.

Полная механизация работ может быть достигнута при насыпке тела земляных дамб и укладке продольных креплений под откосы дамб и в основании каменной наброски. Также возможна полная механизация работ по изготовлению гибких тюфяков из бетонных и асфальтобетонных плит, укладываемых со специальных передвижных штапелей, расположенных на баржах или автомашинах-самосвалах. Рыть котлованы и планировать подводные откосы можно экскаваторами, скреперами и гидромониторами с напором 10—20 ат.

При возведении дамб обвалования и устройстве прокопов используется комплекс механизмов — экскаваторы, бульдозеры и скреперы. На выемке прокопов и расчистке русел в комплексе

с землечерпательными механизмами могут быть применены плавающие заилители и саморазмыв русел текущей водой.

На очистке головных участков оросительных каналов и отстойников нашли широкое применение землесосы. Эти механизмы используют для намыва дамб обвалования; в этом случае следует проектировать более распластанный поперечный профиль дамб. Пульпа подается в дамбы путем регулирования по трубам, уложенным на деревянные эстакады, а при невысоких дамбах — по поверхности земли. Чтобы пульпа не растекалась в стороны, по бокам насыпают экскаватором две пионерные (малые) дамбочки, а в пространство между ними направляют пульпу.

Для широкого внедрения индустриальных методов работ в строительство речных сооружений необходимо организовать типовое проектирование выправительных и защитных сооружений с комплексной механизацией всех строительных процессов (заготовка строительных материалов и деталей, транспортировка и укладка) и использованием сборных конструкций. Применительно к специфике выправительных и защитных работ необходимо создавать новые машины, в частности специальные краны на автомашинах, баржах и железнодорожных платформах для укладки камня, железобетонных плит и сборных балочных конструкций. Необходимо также строить заводы и мастерские по изготовлению сборных конструкций, выправительных и защитных сооружений: железобетонных плит, балок и свай, асфальтобетонных тюфяков, сеток, габионов и других элементов.

§ 20. МОДЕЛИРОВАНИЕ РАЗМЫВАЕМЫХ РУСЕЛ В СВЯЗИ С ИХ РЕГУЛИРОВАНИЕМ

Сложность гидравлических явлений и русловых процессов в реках, возникающих под воздействием русловыправительных сооружений, и недостаточная изученность этих явлений приводят часто к необходимости проведения специальных лабораторных исследований модели сооружений и прилегающего участка русла реки.

На русловых моделях представляется возможным изучать следующие основные вопросы:

- 1) формирование (размыв и занесение) русла в бытовых условиях;
- 2) переформирование русла у гидроузлов, т. е. заиление и занесение верхнего бьефа плотин; размыв и занесение русла в нижнем бьефе водозаборных узлов;
- 3) гидравлику и русловые процессы сооружений по регулированию русел;
- 4) гидравлику и русловые процессы в прорезях, прокопах, сбросных руслах и при перекрытии рек перемычками;

5) компоновку и конструкцию выправительных и защитных сооружений.

Для получения на модели подобия с натурой гидравлических явлений русловых процессов и работы сооружений необходимо соблюдать по крайней мере три основных условия.

1. Подобие формы русла в профиле и плане, которое характеризуется равенством отношений ширины B к средней глубине H в натуре к отношению b и h на модели, а именно:

$$\frac{B^m}{H} = \frac{b^m}{h} = k. \quad (203)$$

Значения параметров k и m в натуре и на модели для данного участка реки должны быть равны. Показатель степени m , как было указано в § 3, изменяется от 1 до 0,5 (рис. 17). При таком подобии формы лабораторная модель рассматривается как река малых размеров. Размеры из природы на модель и обратно пересчитываются по нелинейным зависимостям.

2. Динамическое подобие потока на модели с потоком в натуре, т. е. число Фруда на модели должно быть равно таковому в натуре:

$$F_r = f_r \quad (204)$$

$$\frac{v_H^2}{gH} = \frac{v_M^2}{gh}, \quad (205)$$

где v_H и H — скорость и глубина в натуре;

v_M и h — скорость и глубина на модели.

И. Я. Орлов на основе многолетних исследований рек в натуре получил следующие связи между числом Фруда и другими элементами реки:

$$\frac{v^2}{gH} = \frac{4BI}{H} \quad (206)$$

$$\frac{v^2}{gH} : \frac{v^2}{gd} = \frac{B}{H} : \frac{H}{d}, \quad (207)$$

где d — средний диаметр частиц грунта, слагающих русло.

Эти зависимости могут служить дополнительной поддержкой при моделировании размываемых русел.

3. Нагрузки потока донными наносами в натуре и на модели должны быть приблизительно равны:

$$\frac{G}{Q} = \frac{g_t}{q}, \quad (208)$$

где G и g_t — расход донных наносов в натуре и на модели.

Q и q — расход воды в натуре и на модели.

Поскольку взвешенные наносы не имеют существенного влияния на формирование русла в бытовых условиях и при регулиро-

вании, то на модели пускают только донные наносы. Расход донных наносов определяется по формуле И. Я. Орлова [25]:

$$g_t = 0,006\gamma \left[\frac{HI}{d(\sigma - I)} - 0,04 \right], \quad (209)$$

где d — средний диаметр частиц наносов, м;

σ — удельный вес наносов, равный $\frac{\lambda_H}{\lambda}$;

H — средняя глубина потока, м;

I — уклон.

Для получения на модели режима движения водного потока, подобного натуре, необходимо, чтобы при моделировании обеспечивалось турбулентное протекание потока, характеризующее число Рейнольдса. Эти условия соблюдаются на моделях достаточно крупных масштабов.

Преобразовав формулу (203), можно получить соотношение горизонтального α_b и вертикального α_h масштабов, а именно:

$$\frac{B^m}{b^m} = \frac{H}{h}, \quad \left(\frac{B}{b}\right)^m = \alpha_b^m, \quad \frac{H}{h} = \alpha_h,$$

или

$$\alpha_b^m = \alpha_h. \quad (210)$$

Если учесть дополнительные связи (192), (195), то в развитие формулы (210) можно написать следующее:

$$\alpha_h = \alpha_b^m = \sqrt[m]{\alpha_b \alpha_d} \quad (211)$$

где

$$m = \frac{\lg \alpha_h}{\lg \alpha_b} = \frac{1}{2} \left(\frac{\lg \alpha_d}{\lg \alpha_b} + 1 \right) = \frac{\lg \alpha_v}{\lg \alpha_b} = \frac{\lg \alpha_i}{\lg \alpha_b}.$$

Поскольку показатель m изменяется от 1 до 0,50, постольку горизонтальный масштаб должен быть меньше вертикального. Только на моделях горных рек показатель степени $m = 1$, следовательно здесь вертикальный масштаб модели можно принимать равным горизонтальному, т. е. $\alpha_b = \alpha_h$. На предгорных и равнинных участках рек, где $m < 1,0$, горизонтальный масштаб должен быть меньше вертикального. При предварительных расчетах размеров модели и гидравлических элементов значение показателя m можно брать по номограмме (рис. 17). В окончательных расчетах величина показателя степени m определяется по формуле (2).

Далее, задаваясь горизонтальным масштабным уменьшением α_b , находим вертикальное масштабное уменьшение α_h .

Масштаб скорости находим по формуле:

$$\alpha_v^2 = \frac{v_H^2}{v_M^2} = \frac{H_H q_H}{h_M q_M} = \alpha_h \quad (212)$$

или

$$\alpha_v = \alpha_h^{0.5}. \quad (213)$$

Другие гидравлические элементы потока моделируются по следующим формулам.

Длительность опыта:

$$t = \frac{T}{\alpha_t}, \quad (214)$$

где T — время в натуре, например длительность паводка;

t — длительность опыта;

α_t — масштабное уменьшение времени,

$$\alpha_t = \alpha_h^{0.5}. \quad (215)$$

Площади живых сечений с учетом формулы (210):

$$\alpha_\omega = \alpha_h \alpha_b. \quad (216)$$

Расход воды:

$$\alpha_q = \alpha_b \alpha_h^{1.5}. \quad (217)$$

Уклон водной поверхности:

$$\alpha_i = \alpha_h \alpha_b^{-1}. \quad (218)$$

Диаметр наносов:

$$\alpha_d = \alpha_b^{2m-1}. \quad (219)$$

Когда моделируется русло, состоящее из мелких наносов, а песок заменен более крупными частицами, не соответствующими масштабу, т. е. $\alpha_d < \alpha_b$, следовательно $m < 1,0$, модель искажена.

Коэффициент в формуле Шези:

$$\alpha_c = \alpha_b^{0.5} \alpha_h^{-0.5}. \quad (220)$$

Число Рейнольдса Re :

$$\alpha_{Re} = \alpha_h^{0.5}. \quad (221)$$

Лабораторные исследования русел и выправительных сооружений на них, а также сравнение их с данными полевых наблюдений показывают, что рекомендованная выше методика моделирования дает удовлетворительные совпадения с натурой как в части гидравлики, так и в отношении формирования русел под воздействием речных сооружений.

Установлено, что при моделировании равнинных участков рек, где русло сложено из очень мелкого песка, в качестве наносов при лабораторных исследованиях необходимо применять заменитель в виде паровозной изгари или порошка из специально приготовленной пластмассы. Удельный вес изгари $\gamma = 1,7 \div 1,8$ и крупность от 0,25 до 3,0 мм; удельный вес пластмассы 1,2—1,3 и крупность 0,5 ÷ 2,0 мм.

Для большего уяснения описанного выше метода приведем пример расчета модели размываемого русла в нижнем течении р. Сыр-Дарьи.

На указанном участке при руслоформирующем расходе воды с однопроцентной обеспеченностью река имеет следующие гидравлические элементы: $Q = 1200 \text{ м}^3/\text{сек}$; $H = 4 \text{ м}$; $v = 1,2 \text{ м}/\text{сек}$; $I = 0,00015$.

Крупность наносов, слагающих русло, представлена в следующей таблице.

$d, \text{ мм}$	1—0,5	0,5—0,25	0,25—0,10	0,10—0,05	0,05—0,01	< 0,01
%	0,20	13,25	61,20	25,25	0,02	0,08

Средний диаметр частиц смеси наносов $d_{\text{ср}} = 0,167 \text{ мм}$. Моделирование такой крупности частиц дает очень мелкие фракции, которые не обладают свойством песка. Поэтому в качестве размываемого материала русла примем паровозную изгарь с удельным весом $1,7 \div 1,8$.

Длина моделируемого участка 10 км , из них 8 км в верхнем и 2 км в нижнем бьефе.

На модели сначала исследовалось формирование русла в бытовых условиях и затем после возведения плотины были исследованы схема компоновки водозаборного узла, деление донных наносов по отводам и выправительные дамбы на подходе к плотине, промыв верхнего бьефа и другие вопросы.

Подставляя данные природы в формулу (3) И. Я. Орлова, получим значения φ и m :

$$\varphi = \frac{0,000167 \cdot 1,63}{4 \cdot 0,00015} = 0,46;$$

$$m = 0,72\varphi^{0,1} = 0,72 \cdot 0,46^{0,1} = 0,666.$$

Горизонтальный масштаб по условиям размеров лаборатории и удобства исследований был принят $1 : 200$ натуральной величины.

Далее по формуле (211) находим вертикальный масштаб $\lg \alpha_h = m \lg \alpha_b = 0,666 \cdot \lg 200 = 1,538$, откуда $\alpha_h = 34,5$. Следовательно, вертикальный масштаб модели должен быть больше горизонтального в 6 раз. Ширина модели $1,26 \text{ м}$, глубина $12,4 \text{ см}$. Средняя скорость $20,2 \text{ см}/\text{сек}$. Уклон $I = 0,00188$.

В последние годы советскими учеными были предложены и несколько другие методы моделирования элементов потока и русел, которые освещены в специальной литературе.

Глава III

РЕГУЛИРОВАНИЕ И ПЕРЕФОРМИРОВАНИЕ РУСЛА ПРИ ВОДОЗАБОРЕ

Забор воды (водозабор) может быть из различных водных источников (рек, озер, родников и т. п.) и для разных целей народного хозяйства. Здесь рассматривается только водозабор из рек для целей ирригации и гидроэнергетики.

Главная задача водозабора из рек (как и других видов водозабора) — обеспечение плановой водоподачи в каналы при минимальном поступлении в них крупных речных наносов (гальки, гравия, крупного песка и т. п.).

Выполнение этой задачи существенно зависит от условий водозабора, т. е. от условий протекания реки на участке водозабора (общие условия водозабора) и условий подхода потока к водозаборному сооружению или точке водозабора (частные условия водозабора).

Неудовлетворительность общих условий водозабора прежде всего связана с неустойчивостью речного русла на участке водозабора, т. е. блужданием потока, образующего мели и рукава, что характерно для большинства рек Средней Азии. Неудовлетворительность частных условий водозабора проявляется в неправильном выборе местоположения точки водозабора: на прямом участке или даже выпуклом берегу вместо вогнутого, на участке интенсивного размыва или отложения приносимых продуктов размыва, ниже выступа скальных пород, способных отжимать струи в сторону, противоположную точке водозабора, и т. п. Улучшение общих и частных условий водозабора в целях наиболее успешного выполнения главной задачи водозабора требует осуществления в речном русле на участке водозабора специального комплекса выправительно-регулирующих и защитных работ, получившего общее название регулирования русла при водозаборе.

Водозабор из рек возможен двумя способами: а) при бытовых, искусственно нерегулируемых горизонтах воды в реке (бесплотинный водозабор) и б) при подпертых, т. е. искусственно регулируемых горизонтах воды в реке (плотинный водозабор).

Бесплотинный водозабор возможен при сравнительно небольшом проценте водозабора (не превышающем $\varphi = 10-15\%$ для критического периода). Плотинный водозабор применяется, как правило, при большом проценте водозабора, достигающем в критический период до 75—90, а также в целях обеспечения командования или увеличения напора на ГЭС. Кроме того, плотинный водозабор позволяет более радикально решать вопрос борьбы с завлечением в каналы крупных гравелисто-галечниковых и песчаных наносов.

Необходимо отметить, что фактически резкой границы между бесплотинным и плотинным водозаборами не существует. Описываемые ниже водозахватные дамбы, особенно при так называемом полунинженерном водозаборе, позволяя искусственно регулировать горизонты воды в подводящем русле (перед точкой водозабора), приближают бесплотинный водозабор к плотинному, образуя между ними своеобразную переходную ступень.

Работы по регулированию русла при водозаборе имеют ряд специфических черт, различных для случая бесплотинного и плотинного водозаборов, поэтому ниже они рассматриваются отдельно.

§ 21. РЕГУЛИРОВАНИЕ РУСЛА ПРИ БЕСПЛОТИННОМ ВОДОЗАБОРЕ

При бесплотинном водозаборе регулирование русла, как указывает М. В. Потапов [27], решает следующие задачи:

- 1) поддерживает стрежень потока у водозаборного сооружения при соответствующем закреплении берега от размыва;
- 2) обеспечивает оросительные каналы необходимыми расходами воды путем создания в реке перед входом в канал соответствующих горизонтов;
- 3) защищает каналы от занесения донными наносами.

В указанных целях в головном участке канала возводят защитно-регулирующие сооружения. В некоторых случаях они используются временно. Такие сооружения строятся упрощенной конструкции из местных строительных материалов. В зависимости от горизонтов и расходов воды, а также направления течения реки эти сооружения можно нарастить в длину, сжать по ширине или разобрать совсем. Иногда их не разбирают, а предоставляют разрушающей силе паводка.

Стрежень потока поддерживается у водозаборного сооружения или срезкой выступа (рис. 132), или выправлением русла (рис. 133), или установкой струенаправляющих систем профессора М. В. Потапова (рис. 134).

Причиной отклонения стрежня часто является выступ берега (рис. 132); со срезкой этого выступа стрежень реки подойдет вплотную к водозаборному сооружению.

На рисунке 133 показано отклонение стрежня реки от левого вогнутого берега (пунктирная линия) и отход его (стрежня) от

водозаборного сооружения. Чтобы направить стрежень к водозабору (линия пунктир с точкой), нужно установить направляющие шпоры.

Прочное закрепление динамической оси лучше всего достигается полным выправлением русла на определенном участке

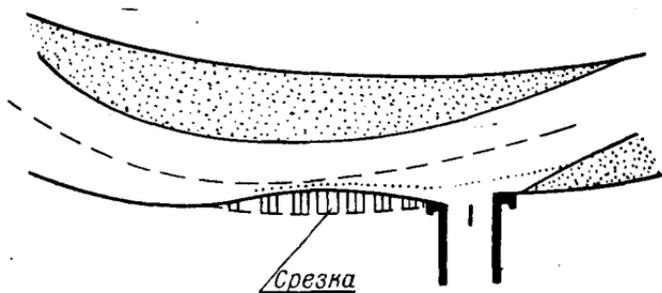


Рис. 132. Отход динамической оси потока от головного участка канала.

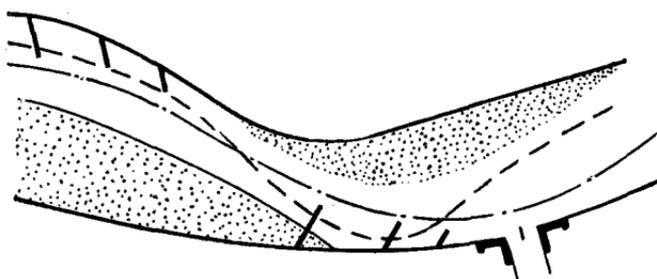


Рис. 133. Выправления стрежня потока.

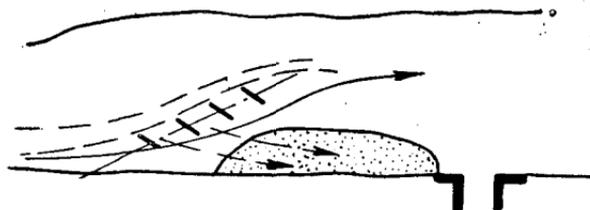


Рис. 134. Восстановление стрежня потока с помощью направляющей системы.

выше и несколько ниже водозаборного сооружения. При этом обычно оказывается достаточным устройство шпоры только на вогнутом берегу; на выпуклом берегу река отлагает мель, и поэтому здесь регулирования не требуется, лишь иногда приходится строить сооружения облегченной конструкции.

В реках с подвижным песчаным ложем отход стрежня часто является следствием общего смещения реки и отложения наносных

мелей. В этом случае можно восстановить нужное положение стрежня, отрегулировав русло, а в отдельных случаях установив струенаправляющие системы профессора М. В. Потапова.

Поддержание командных горизонтов и некоторое их повышение может быть достигнуто установкой коротких (струезахватных) шпор (рис. 135), которые действуют по принципу частичного преобразования кинетической энергии потока



Рис. 135. Короткие водозахватные шпоры.

в потенциальную. Создаваемый подпор определяется формулой:

$$z = \varphi \frac{v^2}{2g}, \quad (222)$$

где v — скорость течения воды;

φ — коэффициент скорости, меньшей единицы.

Величина подпора очень ограничена. С установкой шпоры (рис. 136) повышается горизонт воды у входа в канал за счет

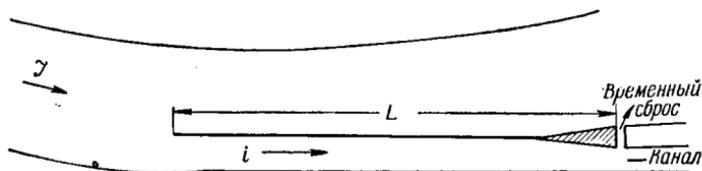


Рис. 136. Длинная водозахватная шпора.

разности уклонов в реке и в подводящем русле. Величина повышения будет:

$$\Delta H = (I - i) L. \quad (223)$$

Уменьшая среднюю скорость течения и гидравлические сопротивления в подводящем русле, можно уклон в нем сделать значительно меньше, чем уклон реки, особенно реки предгорного типа. Поэтому длинные водозахватные шпоры широко применяются в ирригации. В качестве примера на рисунке 137 показана длинная сипайная водозахватная шпора на р. Чирчике. Для защиты дамбы от размыва с речной стороны установлены короткие сипайные шпоры (траверсы). Для регулирования водозабора в канал на входе возводятся в паводок и разбираются в межень карабур-

ные устройства (рис. 138). Слабым местом таких устройств является большой местный размыв дна в нижнем бьефе, что приводит к проседанию крепления, а иногда к полному разрушению всего устройства. Для создания большей устойчивости необходимо увеличивать длину крепления в воронке.

Отклонение потока донных наносов от водозаборного сооружения представляет весьма существенную задачу, так как эти наносы забивают головной участок канала; удалять их приходится механическим путем. Основные приемы отклонения наносов сводятся к следующему.

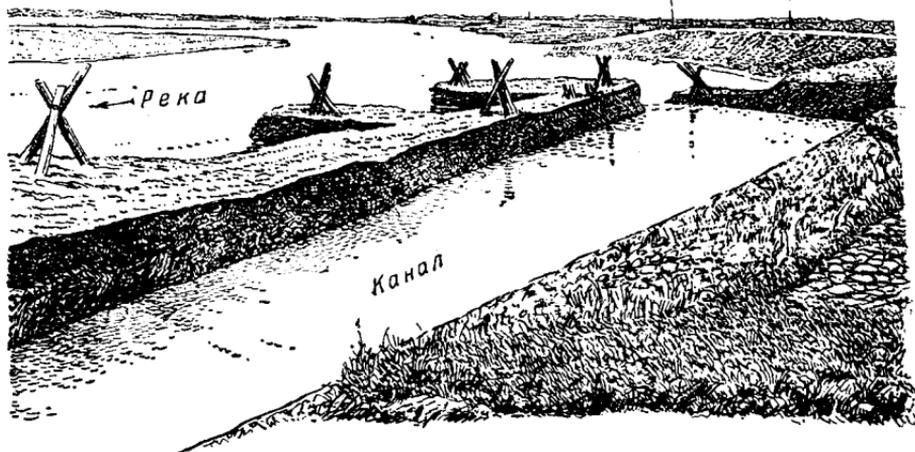


Рис. 137. Длинная водозахватная шпора из сипайной кладки на горной р. Чирчике.

1. Изгибающая подводящее русло с водозаборным сооружением, расположенным у вогнутого берега, можно добиться того, что донные и придонные наносы будут относиться к противоположному (выпуклому) берегу донными токами поперечной циркуляции. Лучшим местом для водозаборного сооружения является точка, отстоящая от вершины кривой на $0,2 \div 0,25$ всей длины излучины, где, согласно законам формирования русел, наблюдается наибольшая глубина плёса. Головное сооружение нужно располагать несколько ниже вершины кривой, на расстоянии $0,5 \div 1,0$ ширины устойчивого русла на кривой. В месте расположения сооружения должна быть наиболее интенсивная поперечная циркуляция струй, наибольшая глубина и наибольшие удельные расходы воды. На рисунке 139 показана криволинейная дамба, создающая перед сооружением изогнутое русло; стрелками показано направление донных токов.

2. Водозахватные шпоры (рис. 136) дают общее отклонение (изгиб) потока, если расход воды на ширине русла, перекрытом

шпорой, превышает расход, забираемый в канал. В этом случае донные токи отклоняются круче, чем весь поток в целом, и отходят донные и придонные наносы от входа в канал.

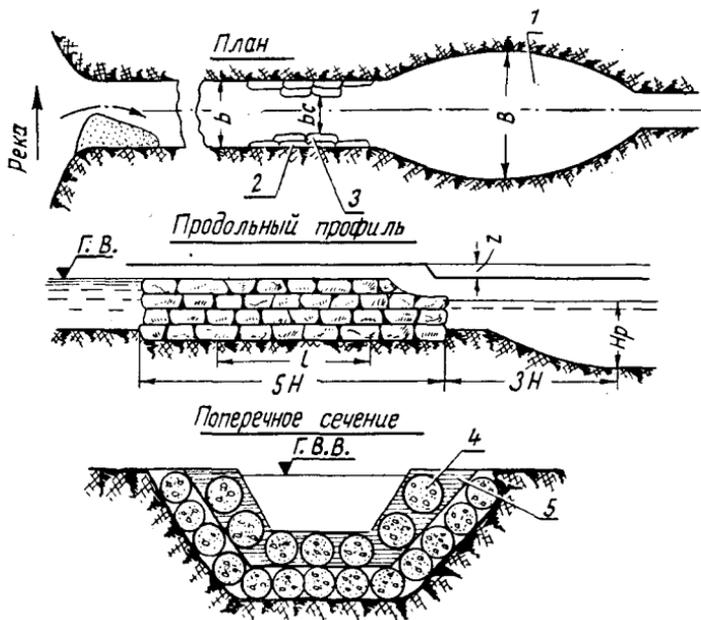


Рис. 138. Схема сужения русла карабурами в голове ирригационного канала на р. Аму-Дарье:

1 — размыв; 2 — карабуры ошейника; 3 — регулировочные карабуры; 4 — карабуры $d = 1,20$ м; 5 — кладка.

3. Струенаправляющая система (заградительная линия) позволяет полностью перехватить и отвести поток донных наносов от сооружений. Этот поток должен быть отклонен за линию край-

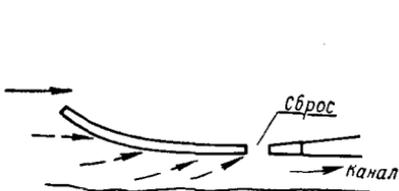


Рис. 139. Криволинейная водозахватная шпора.

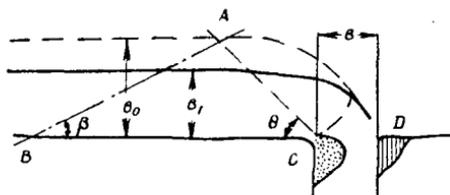


Рис. 140. Зона захвата поверхностных и донных струй.

него донного тока выше точки А (рис. 140), у которой эта линия начинает изгибаться к сооружению. Положение точки А определяется углом θ , который следует принимать равным $45-60^\circ$,

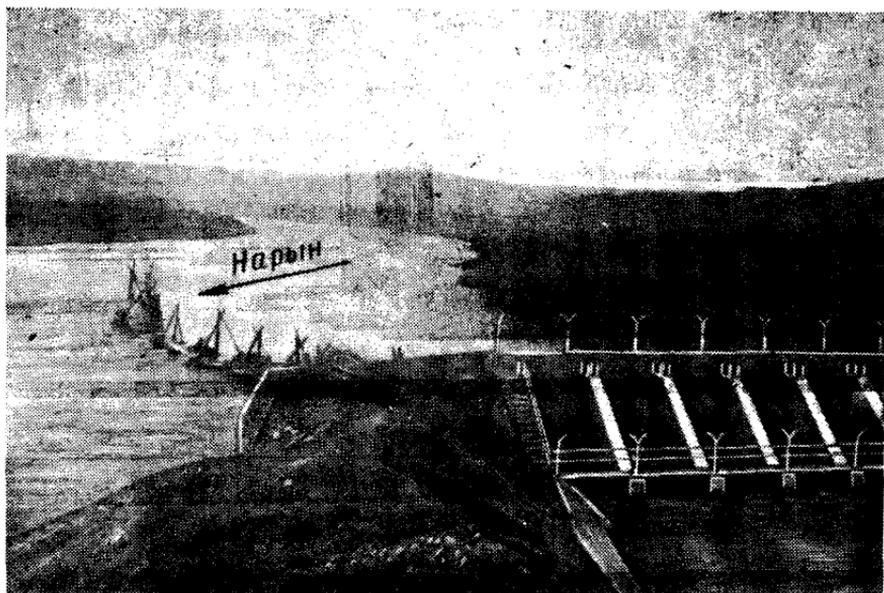


Рис. 141. Водозахватная сипайная шпора у головного сооружения на горной р. Нарыне.

и шириной захвата донных токов b_0 , определяемой по формуле В. А. Шаумяна [38]:

$$b_0 = 1,2(k + 0,4)b, \quad (224)$$

где $k = \frac{q_k}{q_p}$ — причем q_k и q_p — удельные расходы воды в канале и в реке (средний на ширине русла, с которой вода поступает в канал).

Положение направляющей системы определяется точкой A и углом оси системы с направлением течения. Направляющую систему можно сконструировать в виде косога донного порога или поверхностной (плавающей) установки.

Водозахватные дамбы являются основным средством регулирования расходов воды, забираемых в канал через бесплотинное водозаборное сооружение. При низких горизонтах воды в реке (в межень) дамбу удлиняют вверх по течению, при высоких (в паводок) — переднюю часть дамбы разбирают.

В случае необеспеченности горизонтов воды в реке для водозабора, особенно при меженных расходах, водозахватную дамбу располагают почти параллельно берегу; расстояние между дамбой и берегом должно обеспечивать захват необходимого расхода воды по возможности без больших регулировочных работ.

На рисунке 141 показана водозахватная сипайная дамба у головного сооружения на горной реке. Дамба возводилась навстречу течению.

Водозахватным дамбам придают в плане плавное криволинейное очертание с постепенным уширением подводящего русла к голове дамбы. Возводят дамбы и с выпуклостью в сторону подводящего русла в целях направления потока к точке водозабора и создания в потоке поперечной циркуляции с направлением донных струй к дамбе. При этой компоновке в дамбе делают ряд промывных сбросов, через которые донные наносы направляются обратно в реку, а в канал поступают верхние слои воды, почти не содержащие донных наносов (рис. 142). Полностью закрывать промывные сбросы для повышения водоподачи при низких меженных горизонтах крайне нежелательно, так как практика эксплуа-

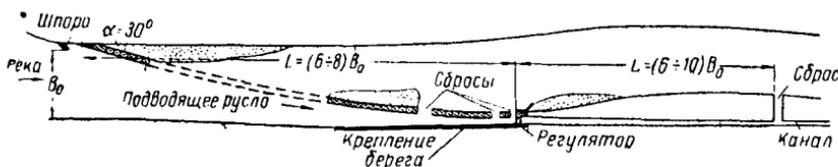


Рис. 142. План расположения водозахватной дамбы и сбросов при местном водозаборе на горных и предгорных участках рек.

тации оросительных систем показывает, что в результате закрытия сбросов головная часть магистрального канала быстро забрасывается донными наносами и в ряде случаев необходимо проводить внеочередную очистку канала на значительную длину, прерывая водоподачу в разгар вегетационных поливов.

Длина водозахватной дамбы определяется по формуле (223):

$$L = \frac{\Delta H}{I - I_{\Pi}},$$

где ΔH — необходимое повышение горизонта воды в голове канала для забора потребного расхода в канал, м;

I — средний уклон водной поверхности в реке;

I_{Π} — средний уклон водной поверхности подводящего русла.

Входящий в формулу (223) средний уклон подводящего русла следует определять по формуле:

$$I_{\Pi} = \frac{I_{1y} - I_{2y}}{2}, \quad (225)$$

где I_{1y} — уклон устойчивого протекания потока при головном расходе подводящего русла Q_1 , слагающийся из расхода воды в канале и суммы сбросных расходов ΣQ сброса, т. е. $Q_1 = Q_{\kappa} + \Sigma Q$ сброса;

I_{2y} — уклон в канале при расходе воды Q_{κ} .

Величина необходимого повышения горизонта воды в головном участке канала определяется непосредственно нивелировкой горизонтов воды в реке и в канале (взятых в одном створе) с поправкой горизонта воды в канале соответственно расходу.

При расположении водозахватной дамбы в плане расстояние ее от берега, т. е. ширина подводящего русла, определяется по выражению (7) при расходах воды и отвечающих им уклонах устойчивого протекания для следующих створов: выше первого сброса при $Q_1 = Q_k + Q_c$, выше второго сброса при $Q_2 = Q_k + \Sigma Q$ сброса, т. е. включая расход первого сброса.

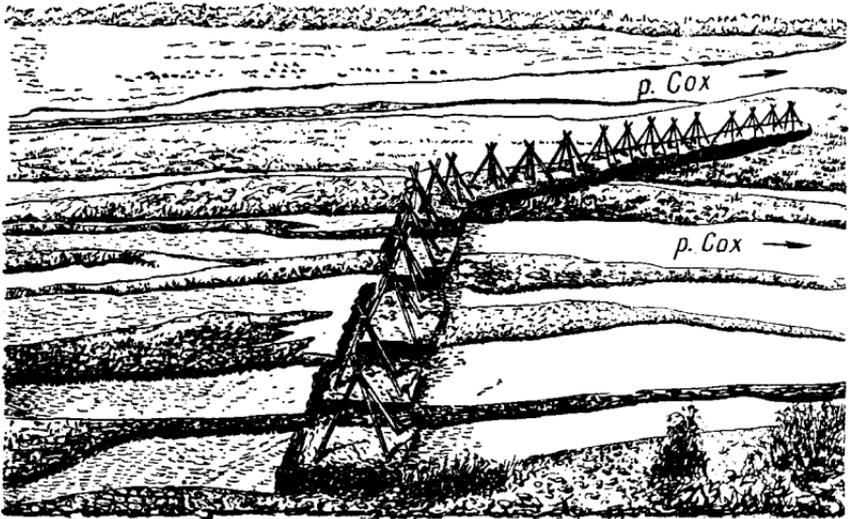


Рис. 143. Водозаборная сипайная дамба на горной р. Сохе со сборными отверстиями в ее теле.

Длина водозахватной дамбы зависит от процента водозабора, обеспеченности уровня воды в реке, ширины реки и местоположения головного участка канала.

При большом проценте водозабора в одной точке (больше 50% меженного расхода реки) и при блуждающем русле перед головным участком канала для создания устойчивого и обеспеченного водозабора водозахватной дамбой можно перекрывать все русло. Избыток воды в этом случае сбрасывается обратно в реку через специальные промывные сбросы, так называемые окна, в теле дамбы (рис. 143).

Иногда отдельные участки водозахватной дамбы делают менее прочными; например, участок дамбы, обозначенный на рисунке 142 пунктиром, менее капитальной конструкции, чем вся дамба; эта часть дамбы разбирается в паводок. Через отверстия-сбросы выпускается излишняя вода. Сбросы перед головой канала пред-

назначены для более точной регулировки расходов в межень и промывки наносов из подводящего русла.

Проекция длины всей дамбы на направление течения определяется по формуле:

$$L = (6 \div 8) B, \quad (226)$$

где B — ширина устойчивого русла для расчетных расходов воды.

На устойчивых участках русла или при расположении точки водозабора на вогнутой кривой, где сосредотачиваются большие удельные расходы воды, длина и разворот водозахватной дамбы, как правило, невелики и определяются в соответствии с приведенными выше соображениями.

Если средние скорости течения воды в реке в межень и средние глубины h_m известны, то ширина подводящего русла у головы водозахватной дамбы может определяться по формуле:

$$B = \frac{Q_k + \Sigma Q_c}{v_m h_m} \approx \frac{(1,5 \div 2,0) Q_k}{v_m h_m}, \quad (227)$$

где Q_k — максимальный расход воды в голове канала в период меженных расходов воды в реке;

ΣQ_c — суммарные расходы сброса.

Порог бокового сброса должен быть расположен ниже среднего дна подводящего русла или канала, чтобы погонный расход сброса был больше погонного расхода подводящего русла, т. е. чтобы соблюдалась зависимость

$$q_c = (1,5 \div 2,0) q, \quad (228)$$

где q_c — погонный расход сброса;

q — погонный расход отводящего русла или канала.

В этом случае в потоке возникает интенсивная поперечная циркуляция донных струй, с которыми значительное количество донных наносов направляется в сброс.

Если известно распределение расхода воды по ширине реки, то ширину входа в подводящее русло можно определять с расчетом, чтобы она обеспечивала поступление в подводящее русло таких расходов воды, которые бы в 1,5—2 раза превышали расчетные расходы в канале.

Это необходимо для обеспечения работы промывных сбросов (окон) в теле дамбы или в пределах головного участка магистрального канала. Работа промывных сбросов, представляющих собой боковые водосливы, в сочетании с криволинейным очертанием водозахватной дамбы в плане создает в потоке, протекающем по подводящему руслу, поперечную циркуляцию. Последняя направляет осветленные поверхностные струи дальше в канал, а донные струи и с ними основную массу донных наносов — обратно в реку, значительно уменьшая общее количество наносов,

завлекаемых в канал. Если по условиям командования можно постоянно или периодически промывать подводящее русло от осевших наносов со сбросом промывных расходов воды в реку, то в конце подводящего русла перед входом в канал устраивают специальный узел сооружений. В этот узел включают головной регулятор инженерного типа с донным порогом, работающий по принципу лобового водозабора, и боковой сброс (узкий, но глубокий), расположенный в месте примыкания водозахватной дамбы к речному устью регулятора (т. е. у корня дамбы).

При проектировании сбросов должно быть обращено серьезное внимание на обеспечение транспортирования всех поступающих в сброс донных наносов сбросными трактами. Так как в сбросы поступает вода, сильно перегруженная донными наносами, то уклоны сбросных трактов должны быть увеличены против бытовых уклонов реки. Потребный уклон сбросных трактов рекомендуется определять по формуле:

$$I_c = I_{пр} \left(\frac{Q_k + \Sigma Q_c}{\Sigma Q_c} \right)^{\frac{3}{4}} \frac{d_i}{d}, \quad (229)$$

- где I_c — продольный уклон сброса;
 $I_{пр}$ — продольный уклон подводящего русла или канала выше створа сбросного отверстия;
 Q_k — расход воды в канале на орошение;
 ΣQ_c — сумма расходов всех сбросов, лежащих ниже рассматриваемого створа, включая и донный водослив;
 d_i — средний диаметр частиц смеси в период формирования;
 d — средний диаметр наносов, слагающих русло.

Во избежание засорения сбросных трактов им должна быть придана ширина, отвечающая устойчивому протеканию потока на всей длине до места включения их в реку.

Для транспортирования донных наносов, обеспечения необходимой скорости и устойчивости потока величина продольного уклона сбросных трактов, определенная по формуле (229), должна быть близка к величине уклона устойчивого протекания.

Если величина $I_c > I_y$, то расход сброса должен быть уменьшен. Наоборот, если $I_c < I_y$, то расход рассматриваемого сброса должен быть увеличен.

Регулирование русел перед головными сооружениями позволяет улучшить водозабор и уменьшить завлечение донных наносов в каналы. Однако на головных участках каналов вследствие резкого уменьшения (в 2—3 раза) скорости течения по сравнению со скоростью в реке оседают взвешенные наносы, заилается канал и сокращается его пропускная способность. Наиболее значительное заиливание головных участков ирригационных каналов наблюдается в нижнем течении рек, что объясняется малыми скоростями течения воды в реке и большим содержанием в потоке песчаных нано-

сов. Так, в ирригационных системах в нижнем течении р. Амударьи на расход воды в $1 \text{ м}^3/\text{сек}$ за год в головной части канала оседает 5—6 тыс. м^3 наносов. Следовательно, при заборе в канал расхода воды в $50 \text{ м}^3/\text{сек}$ за год в нем осядет около 250—300 тыс. м^3 песчаных наносов.

§ 22. СХЕМЫ РЕГУЛИРОВАНИЯ РУСЕЛ ПРИ ПЛОТИННОМ ВОДОЗАБОРЕ

При плотинном водозаборе приходится регулировать русло как в верхнем, так и в нижнем бьефе плотины.

В верхнем бьефе регулируют русло, чтобы обеспечить подход реки к плотине и водоприемнику с надлежащей структурой потока, при которой донные наносы направляются в сброс, а поверхностные слои воды в водоприемник; регулировать русло в верхнем бьефе нужно и для того, чтобы предотвратить обход водозаборного узла рекой из-за размыва берегов и размыва русла в зоне кривой подпора.

В нижнем бьефе плотины необходимо обеспечить плавное его сопряжение с отводящим руслом, не допустить блуждания потока и тем самым размыва берега от местных свалов при маневрировании щитами, а также создать повышенную транспортирующую способность потока для удаления отложений донных наносов от плотины, предохраняя ее этим от занесения со стороны нижнего бьефа.

Особенность переформирования русел у водозаборных узлов состоит в том, что после возведения плотины уровень воды в верхнем бьефе повышается (создается подпор) и как следствие уменьшаются скорости течения, в результате чего откладываются наносы. Граница отложений постепенно продвигается вверх по течению; в пределе дно может подняться почти параллельно самому себе на высоту подпора.

Расположение выправительных сооружений в первую очередь должно быть согласовано с компоновкой водозаборного узла, очертанием реки в плане, высотой подпора и характером грунтов, слагающих ложе реки.

Рассмотрим основные приемы (схемы) компоновки узлов и регулирование русла при одностороннем и двустороннем водозаборе.

При одностороннем водозаборе в основу компоновки узла сооружений положен принцип использования поперечной циркуляции потока, которая создается в подводящем русле путем искусственного изгиба потока лобового водозабора и сброса излишней воды в нижний бьеф плотины.

Для примера на рисунке 144 показан общий вид, а на рисунке 145 — план Сарыкурганского водозаборного узла на горном участке р. Сохи. С левого берега к устью примыкает криволинейная струенаправляющая дамба для

регулирования русла в верхнем бьефе. Плотина и водоприемник расположены у правого неразмываемого берега. В правобережный канал вода забирается через открытый водоприемник, а на левый берег — через дюкер, распо-

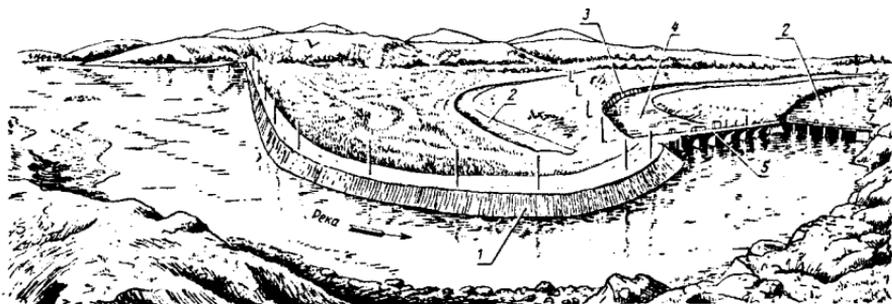


Рис. 144. Общий вид на левобережную струенаправляющую дамбу и водозаборный узел на горном участке р. Сохи:

1 — дамба; 2 — канал; 3 — крепление; 4 — сброс; 5 — плотина.

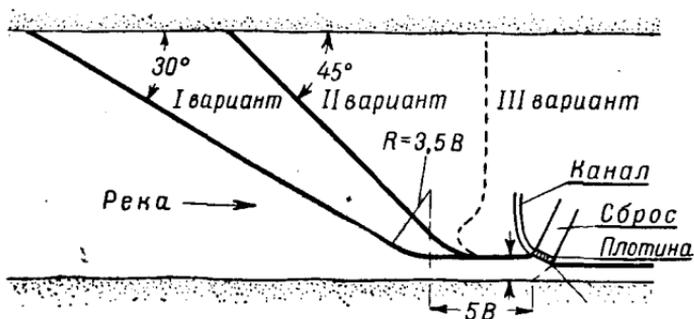


Рис. 145. Варианты расположения струенаправляющих дамб в широкой пойме. В натуре дамба построена по второму варианту с криволинейным подводным руслом (рис. 144).



Рис. 146. Водозаборный узел ферганского типа.

женный в теле плотины. Вода поступает в дюкер через одно из левых отверстий водоприемника. При такой схеме можно забрать из реки до 55% расхода воды без донных наносов.

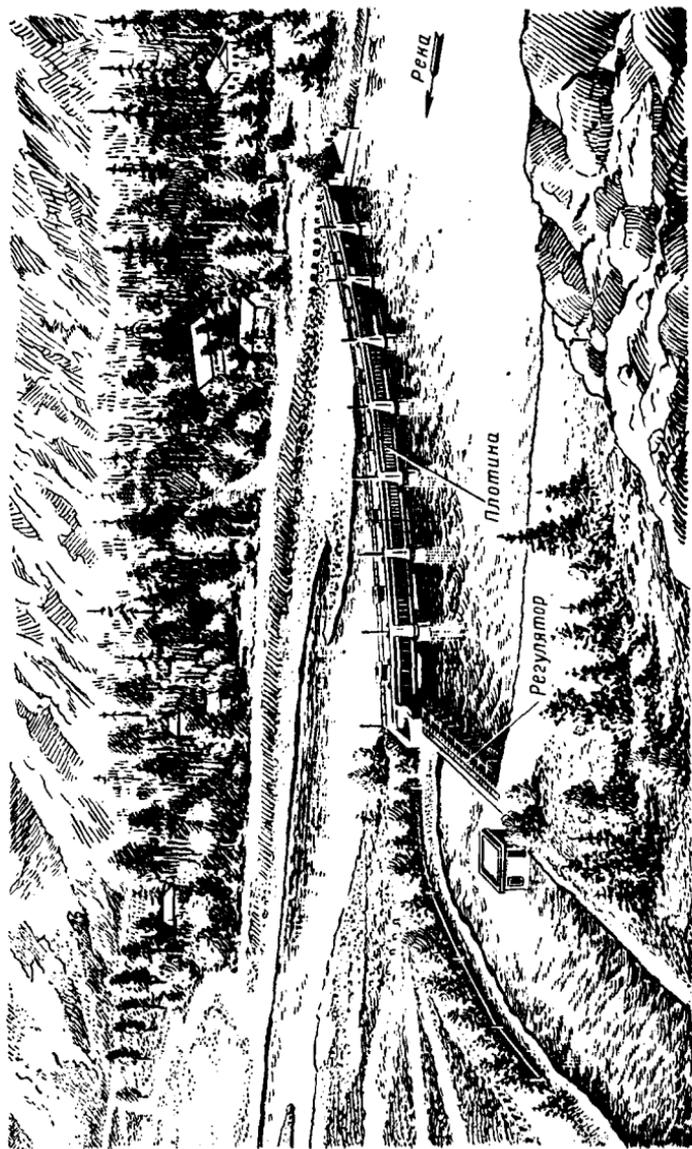


Рис. 147. Кампыр-Раватский водозаборный узел ферганского типа (фото Ю. Г. Федосова, 1953).

Для усиления поперечной циркуляции в потоке перед регулятором устроен донный порог высотой в $\frac{1}{3}$ глубины реки.

На рисунке 146 показан второй пример регулирования русла на подходе к плотине двумя дамбами. Правобережная струенаправляющая дамба расположена по плавной кривой, отвечающей очертанию левобережного возвышенного берега, сложенного в основе коренными породами, практически неразмываемыми. Выправительная правобережная дамба перед плотиной придает руслу криволинейное очертание, чем способствует образованию в потоке поперечных течений (циркуляции) с направлением донных струй, а следовательно и донных наносов к плотине, а поверхностных — к регулятору. Донные поперечные течения резко усиливаются вследствие бокового сброса воды через плотину и лобового забора воды в регулятор. На рисунке 147 показан Кампър-Раватский узел на р. Кара-Дарье. Для отвлечения донных наносов от регулятора перед ним устроен донный криволинейный порог. Маневрирование затворами плотины также служит отвлечению наносов от регулятора. Таким образом, при рассмотренной компоновке узла с криволинейным руслом на подходе лобовым забором воды в регулятор и боковым сбросом воды через плотину, а также в результате распределения расходов воды по отверстиям плотины донные наносы в регулятор практически не завлекаются. При максимальном расходе воды в реке и заборе в регулятор 21,4% воды завлечение донных наносов было не более 0,2%, а при среднепаводковом расходе в реке ($437 \text{ м}^3/\text{сек}$) и заборе в регулятор 76% воды донных наносов в регулятор завлекалось только 1,9%.

При проектировании зарегулированного русла при одностороннем водозаборе рекомендуется придерживаться следующих правил.

1. Зарегулированное русло как в верхнем, так и в нижнем бьефах проектируется криволинейным, что обеспечивает высокую транспортирующую способность его донных наносов, а также создание в потоке, на подходе к узлу, поперечной циркуляции нужного знака.

2. Криволинейное зарегулированное русло в верхнем и нижнем бьефах проектируется меандрической формы в плане по сопрягающимся кривым двух радиусов $r_1 = 7B$ и $r_2 = 3,5B$ согласно рисунку 148.

3. Ширина зарегулированного русла по урезу воды определяется по формуле устойчивой ширины исходя из величины руслоформирующего расхода воды, за которую принимается расход катастрофического паводка обеспеченностью 3—10% (чем больше неравномерность распределения расходов воды в году, тем на меньший расход паводка надо рассчитывать русло; при этом прохождение особо больших катастрофических расходов воды будет вызывать некоторое перенапряжение в работе узла).

Проектную ширину русла на кривых участках рекомендуется принимать равной ширине устойчивого русла на прямом участке.

Ширина зарегулированного русла в нижнем бьефе принимается меньше ширины русла в верхнем бьефе, так как величина расчетного расхода в нижнем бьефе уменьшается на величину водозабора.

4. Длина зарегулированного русла в верхнем бьефе рекомендуется не менее $5-6 B_v$, где B_v — ширина устойчивого русла на

прямом участке в верхнем бьефе при $B = B_B$. Длину зарегулированного русла в нижнем бьефе рекомендуется принимать не менее $4 \div 5B_H$, где B_H — ширина устойчивого русла на прямом участке в нижнем бьефе при $B = B_H = A \frac{(Q - Q_{забор})^{0.5}}{I^{0.2}}$.

В некоторых случаях, в зависимости от местных условий (расположение узла в ущелье, наличие в нижнем бьефе широкой поймы) длина зарегулированного русла может быть увеличена, что должно быть соответственным образом обосновано.

5. Проектирование зарегулированного русла в плане следует начинать с построения русла в нижнем бьефе (рис. 149) и прежде всего с построения очертания выпуклого берега по заданным ра-

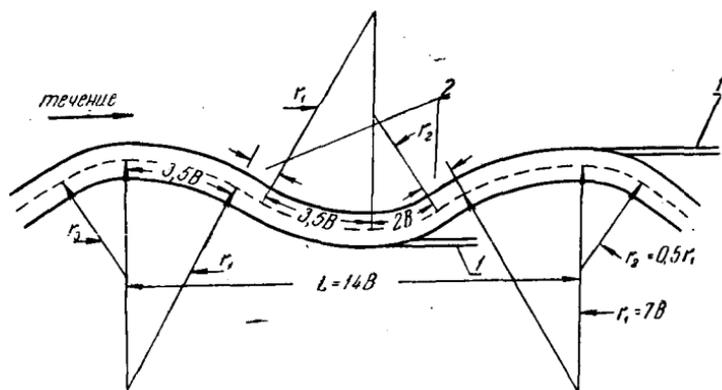


Рис. 148. Схема криволинейного зарегулированного русла:
1 — канал; 2 — прямая вставка.

диусам $r_1 = 7B_H$ и $r_2 = 3,5B_H$. Прибавляя к полученному контуру выпуклого берега расчетную ширину зарегулированного русла B_H , строят очертание вогнутого берега. Расположение построенного таким образом зарегулированного русла проверяют в целях удобства строительных работ (минимума срезок или максимального использования существующего контура берегов), а также в целях устранения опасных свалов к берегу и придания потоку на нижележащих участках плавного протекания. В случае неудачного расположения намеченного русла его необходимо перепроектировать, изменяя в ту или другую сторону расположение центров, из которых проведена кривая очертания выпуклого берега.

После выбора окончательного расположения зарегулированного русла в нижнем бьефе начинается построение русла с выпуклого берега в верхнем бьефе. Построение протекает против течения потока по радиусам $r_2 = 3,5B_B$ и $r_1 = 7B_B$. Контур вогнутого берега соответствует контуру выпуклого берега с прибавлением расчетной ширины зарегулированного русла в плане. В некоторых

случаях по условиям расположения сооружений узла возникает необходимость увеличить ширину зарегулированного русла на подходе к регулятору, выправляя контур вогнутого берега в пределах подходного участка. Окончательную конфигурацию и расположение зарегулированного русла выбирают на основе сопоставления вариантов с максимальным учетом особенностей местных условий. Предпочтение следует отдавать варианту, обеспечивающему наиболее плавный вход в зарегулированное русло и наиболее благоприятное протекание потока в нижнем бьефе за

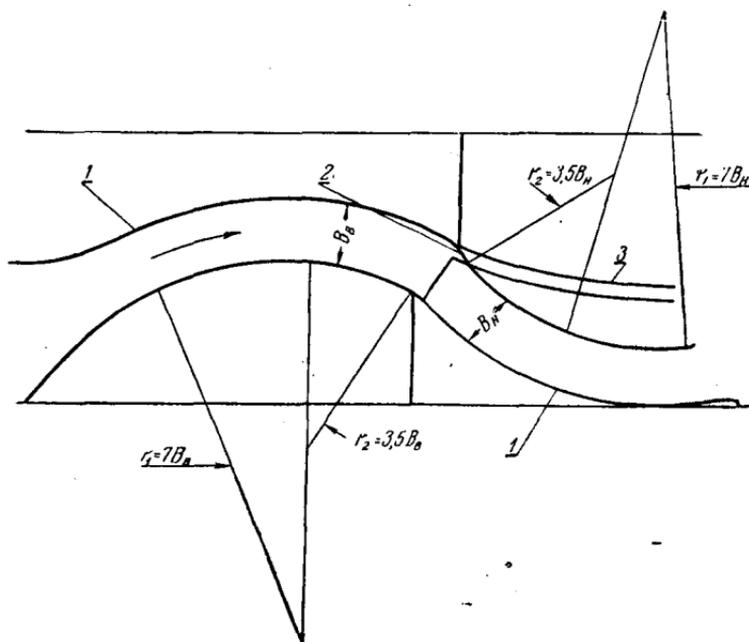


Рис. 149. Схема построения зарегулированного русла в верхнем и нижнем бьефах:

1 — дамба; 2 — водоприемник; 3 — канал.

пределами зарегулированного русла при возможном минимуме объема работ.

На рисунке 150 показан пример такого регулирования. Подводящее русло имеет в плане криволинейное очертание с вогнутостью в сторону правого берега, где расположен водоприемник, подающий воду в отстойник и далее в канал.

Плотина и водоприемник расположены нормально течению, т. е. осуществляется лобовой водозабор и лобовой сброс у выпуклого берега.

При двустороннем водозаборе зарегулированное русло в верхнем бьефе в большинстве случаев проектируется прямолинейным, чтобы обеспечить более равномерное распределение донных на-

носков по ширине русла и создать для обоих регуляторов примерно одинаковые условия. В нижнем бьефе зарегулированное русло может быть прямолинейным или криволинейным, в зависимости от местных условий и конструктивных особенностей узла.

Длина зарегулированного русла при двустороннем водозаборе принимается: в верхнем бьефе не менее $(6 \div 7) B_{\text{в}}$ и в нижнем $(3 \div 4) B_{\text{н}}$ (по местным условиям эти длины могут быть увеличены).

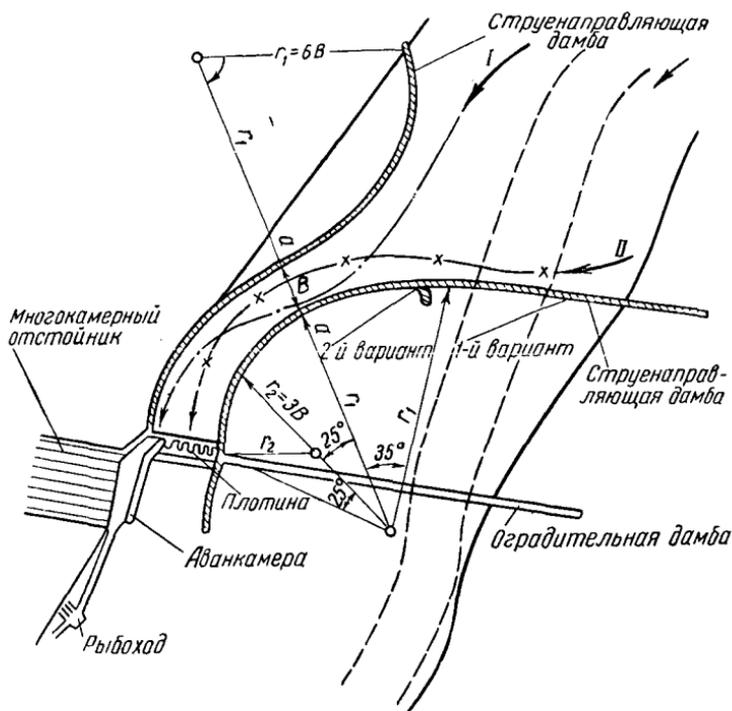


Рис. 150. План водозаборного узла и струенаправляющих дамб на предгорном участке реки при одностороннем водозаборе.

Построение зарегулированного русла в плане при двустороннем водозаборе так же, как и при одностороннем водозаборе, начинается с построения русла в нижнем бьефе, где должны быть строго выдержаны расчетные размеры (прежде всего ширина отводящего русла должна быть равна устойчивой ширине). Ширина зарегулированного русла в верхнем бьефе определяется длиной фронта плотины и водоприемника (рис. 151). В случае компоновки узла по принципу карманов с периодическим промывом ширина русла в верхнем бьефе оказывается избыточной (т. е. больше устойчивой), так как для успешной работы отстойников

(карманов) в процессе осаждения наносов погонные расходы воды в нем должны быть в 1,5—2 раза меньше, чем в реке. Эта избыточная ширина создает условия для блуждания потока в верхнем бьефе, что отражается на обеспеченности водозабора. С другой стороны, периодически действующие промывные шлюзы, находящиеся за пределами фронта плотины, существенно затрудняют конструктивное сопряжение зарегулированного русла с плотиной, так как сбрасываемые через шлюзы промывные расходы необходимо направлять в зарегулированное русло (рис. 151).

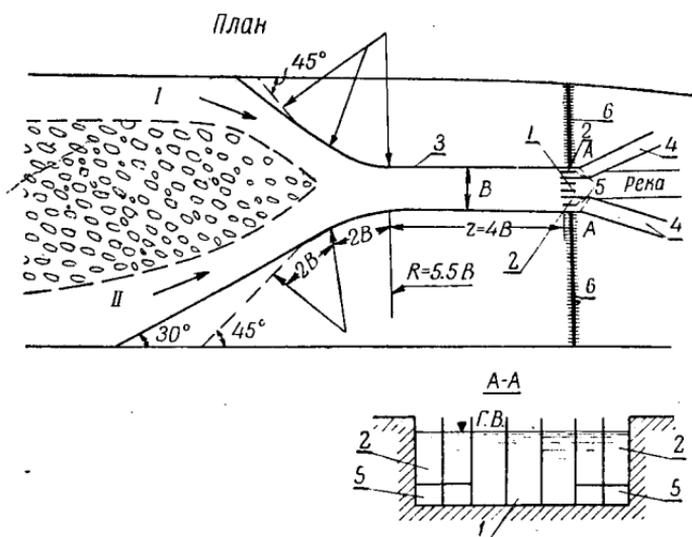


Рис. 151. Регулирование русла при двустороннем плотинном водозаборе европейского типа:

1 — плотина; 2 — водоприемник; 3 — струенаправляющая дамба; 4 — канал; 5 — галереи; 6 — перегородаживающая дамба.

Компоновка узла по принципу расслоения потока с устройством донных (промывных) галерей значительно упрощает регулирование русла в верхнем и нижнем бьефах, повышая его эффективность. Однако и здесь в ряде случаев отмечается избыточная ширина зарегулированного русла в верхнем бьефе, вызванная необходимостью расширить фронт водоприемника в целях уменьшения в его пролетах погонных расходов воды. Схема регулирования русла при двустороннем водозаборе индийского типа показана на рисунке 152. Этот узел построен в 1931 г.

Вода из реки поступает в карманы, где отлагаются наносы, а затем при закрытых сбросных шлюзах в регуляторы каналов. Здесь карманы выполняют роль отстойников (песколовок). При избыточной ширине подводящего русла (223 м вместо потребных по расчету 90 м) и двустороннем водозаборе на подходах к плотине поток сильно блуждал и на входах в карманы образовались отмели. С 1931 по 1954 г. бьеф оказался почти полностью занесенным;

блуждание потока увеличилось. Вследствие подъема дна и горизонта воды в верхнем бьефе пришлось нарастить дамбу и плотину в высоту.

Положение рукавов часто менялось. В отдельные годы река протекала по рукавам, перекрытым правобережной струенаправляющей дамбой, разрушала ее и затем создавала угрозу прорыва перегораживающей дамбы и обхода плотины справа (рис. 153). Для изучения условий протекания потока и формирования русла на подходе к плотине в лаборатории были испытаны длинная и короткая дамбы (рис. 154). Исследования проводились при самых неблагоприятных условиях протекания потока, т. е. вдоль правого берега.

Опыты показали, что при устройстве короткой дамбы весь поток протекает у правого берега, а затем направляется вдоль перегораживающей дамбы и струенаправляющей дамбы со стороны поймы и, наконец, резко отжимается от оголовка струенаправляющей дамбы в сторону левого берега. У струе-

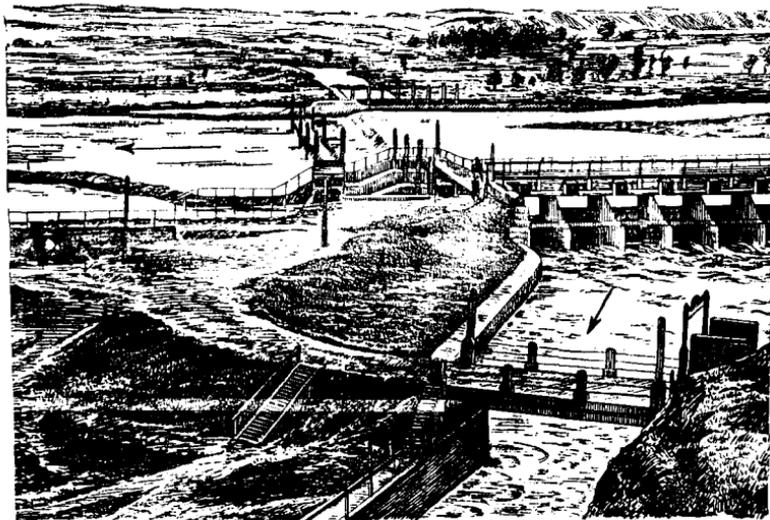


Рис. 152. Плотина индийского типа; вследствие избыточной ширины подводящего русла перед плотиной и водоприемниками образовалась отмель (1950 г.).

направляющей дамбы и перед правобережным водоприемником образовалась отмель (рис. 154, а).

Обрисовывавшееся на модели протекание реки вполне возможно и в натуре в тех случаях, когда блуждающая горная река разделяется на рукава, а низконапорная плотина (в данном случае напор 2,5 м) расположена в стороне от главного русла.

В результате опытов установлено, что в подобных случаях, кроме короткой струенаправляющей дамбы, необходимо выше по течению (у правого берега) построить шпоры или короткую дамбу треугольной в плане формы с большим заложением откоса для отклонения потока в сторону левого главного русла и недопущения свала реки к перегораживающим дамбам (рис. 154, б).

Более плавное протекание потока и меньшие глубины размыва наблюдались в опытах с длинной струенаправляющей дамбой (рис. 154, в). Однако для защиты от подмыва корня этой дамбы также нужна установка двух дополнительных шпор или короткой дамбы. При движении потока вдоль длинной дамбы подход воды к плотине и деление донных наносов по отводам были более равномерными.

Регулирование русла и объем очистки оросительных каналов в значительной мере зависят от методов борьбы со взвешенными и донными наносами, размеров водозабора в одном месте, а также топографии местности. В зависимости от этих условий при низкоплотинном водозаборе борьбу с наносами ведут в одну, две или три ступени. На первой ступени не допускают поступления донных

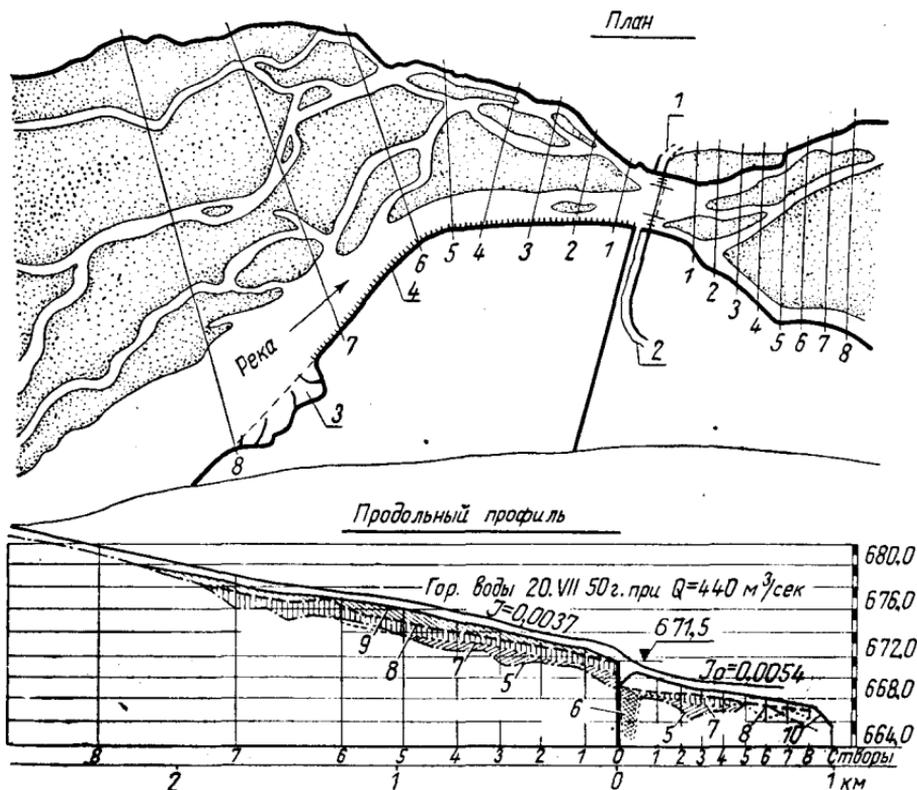


Рис. 153. План и продольный профиль русла в верхнем и нижнем бьефах плотины. План русла по съемке 1950 г. при расходе воды $450 \text{ м}^3/\text{сек}$:

1 — канал $Q = 70 \text{ м}^3/\text{сек}$; 2 — канал $Q = 41 \text{ м}^3/\text{сек}$; 3 — прорыв; 4 — струна направляющая дамба. Продольный профиль по средним отметкам дна за 1930 (5), 1932 (6) — (наибольший размыл), 1934 (7), 1937 (8), 1949 (9) и 1950 (10) гг.

наносов к головному сооружению. В двухступенчатой схеме предусмотрено, кроме того, устройство на головном участке канала отстойника (второй ступени) для осаждения взвешенных наносов. Последующее удаление из каналов осажженных наносов путем их промывки или очистки механизмами — третья ступень борьбы с наносами.

Одноступенчатые схемы применяют на горных и предгорных участках рек, где имеются достаточные уклоны местности и почти

все взвешенные наносы выносятся на поля. Гидротехнические узлы с отстойниками (две ступени) и гидравлическим смывом наносов устраивают на горных и предгорных участках рек преи-

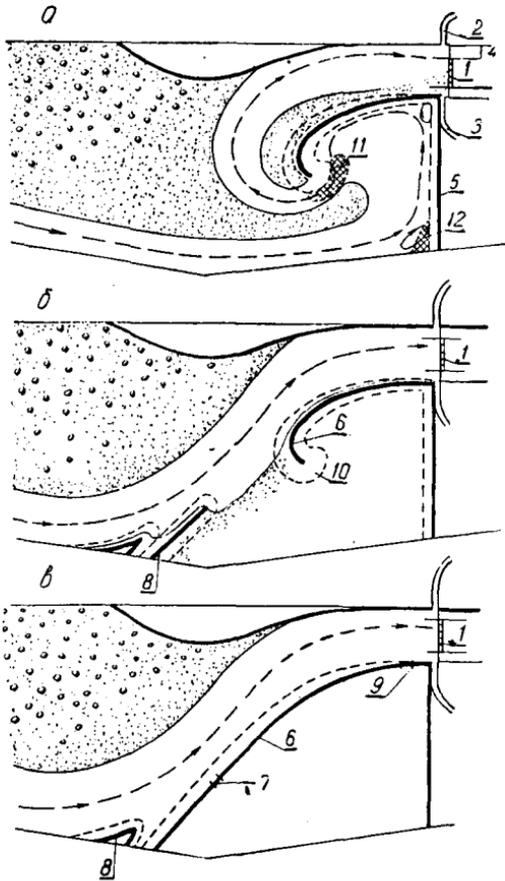


Рис. 154. Схемы правобережной струенаправляющей дамбы разной длины (испытание в лаборатории):

а — короткая дамба; б — короткая дамба со шпорой; в — длинная дамба; 1 — плотина; 2 — левобережный канал; 3 — правобережный канал; 4 — карман; 5 — перегораживающая дамба; 6 — струенаправляющая дамба; 7 — шлюз; 8 — шпора; 9 — сбросной шлюз; 10 — очертание крепления; 11 — воронка размыва; 12 — размыв.

мущественно для гидростанций. Все три ступени борьбы с наносами приходится применять на заиляемых ирригационных системах с малым уклоном каналов. В частности, такой метод борьбы с наносами осуществляется на ирригационных системах в нижних течениях рек Аму-Дарьи и Сыр-Дарьи.

Чтобы не допустить поступления наносов в водоприемник, в его пороге устраивают донные промывные галереи. Для осаждения песчаных фракций взвешенных наносов в головах каналов предусматривают самопромывающиеся отстойники, а также отстойники внутри оросительных систем.

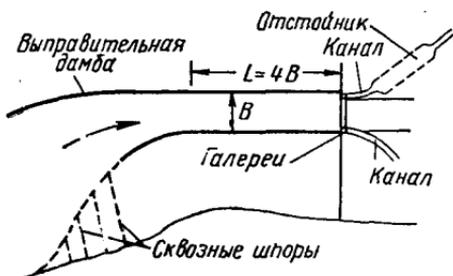


Рис. 155. Двусторонний водозабор с прямой вставкой на подходе к плотине.

В узле с отстойником и выправленным руслом возможно довести забор воды до 50% без заилиenia головной части канала. При этом на поля выносятся примерно 50% всех наносов, около 10% наносов (донные и придонные) отвлекается от входа в голову, около 20% задерживается в отстойнике и 20% наносов очищается из каналов.

В нижнем течении рек с обильным содержанием наносов, малыми уклонами и блуждающим руслом строительство плотин со значительным напором экономически нецелесообразно, так как здесь требуются значительные по длине и высоте дамбы обвалования и берегоукрепительные сооружения на всей длине подпора.

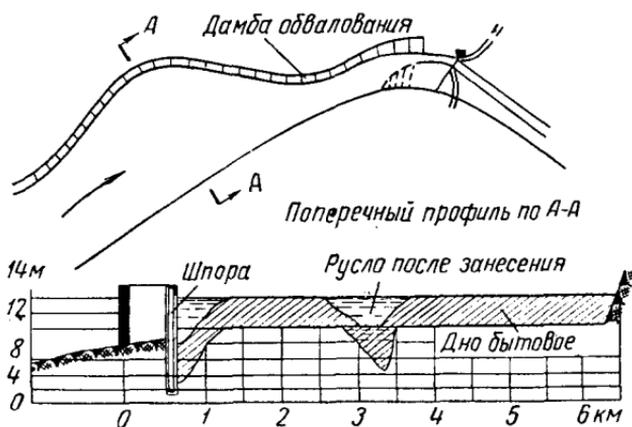


Рис. 156. Две линии дамб обвалования в верхнем бьефе гидроузла.

На рисунках 155—158 приведена компоновка водозаборного узла, дамб обвалования и берегоукрепительных сооружений при двустороннем водозаборе в нижнем течении блуждающей реки. Борьба с наносами осуществляется здесь в три ступени. В этом узле предусмотрен забор воды из реки в левый канал до $600 \text{ м}^3/\text{сек}$ и правый до $250 \text{ м}^3/\text{сек}$, что в сумме составляет около 40% среднего

расхода реки в вегетационный период. Здесь возможны как односторонний водозабор с переброской воды на правый берег дюкером, так и двусторонний водозабор без дюкера (рис. 155). На рисунке 156 показан план того же узла с прилегающим участком русла на всей длине кривой подпора (в данном случае 70 км) и защитными сквозными шпорами и дамбами обвалования вдоль левого затопляемого берега. Из поперечного профиля русла, на котором изображено расположение двух линий дамб обвалования и защитных

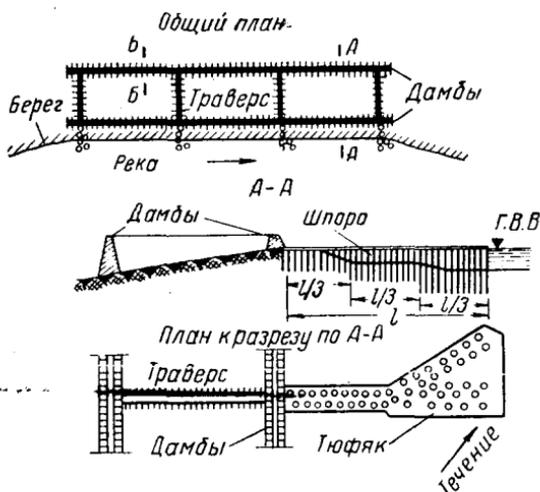


Рис. 157. Дамбы обвалования и свайные сквозные шпоры.

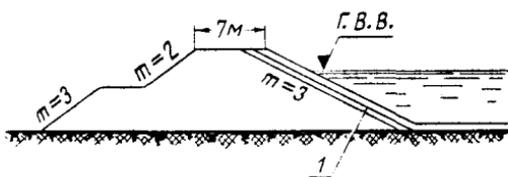


Рис. 158. Поперечный профиль дамб обвалования в разрезе по В—В (на рис. 157):

1 — асфальтобетонное крепление 15—17 см.

шпор, видно, что горизонт воды в реке значительно выше окружающих земель, а поперечный уклон местности больше продольного уклона реки. Первая линия дамб обвалования возведена из местного грунта с защитой напорного откоса от волнобоя асфальтобетонным тюфяком толщиной 15—17 см. Напор на эту дамбу почти постоянный. Для защиты дамб обвалования от продольных течений предусмотрены сквозные свайные шпоры с креплением основания тюфяками (рис. 157). Этим шпорам придана V-образная в плане форма, при которой уменьшается перепад в голове шпоры,

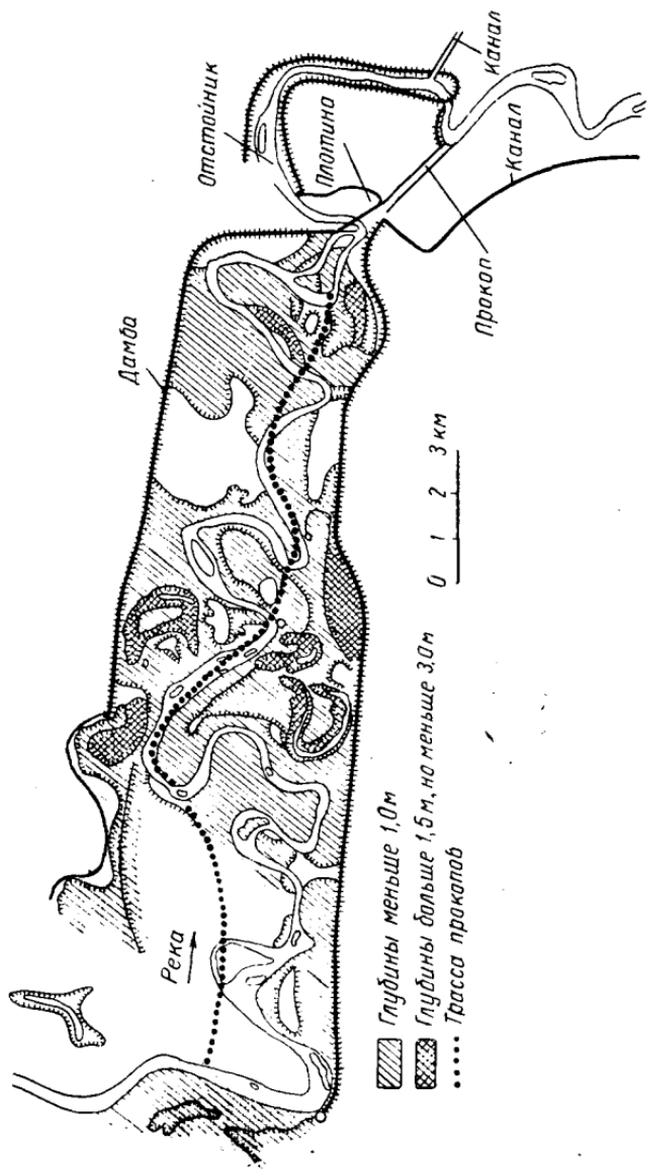


Рис. 159. План обвалования сильно извилистой реки у водозаборного узла.

а следовательно, и воздействие на туюфяк в основании шпоры. Профиль дамб показан на рисунке 158.

На равнинных реках применяют преимущественно прямолинейный подвод воды к фронтальному водозабору. Здесь избегают изгиба потока перед входом в водоприемник и взмучивания мелких донных наносов, которые затем будут попадать в канал и увеличивать его заиление.

На рисунке 159 приведен пример регулирования русла у Кзыл-Ординского водозаборного узла в нижнем течении р. Сыр-Дарьи, где коэффициент извилистости равен 2. Узел компонован по схеме, приведенной на рисунке 151. В зоне подпора от плотины с напором 5 м будут осаждаться наносы. Ввиду того что река имеет большие поперечные уклоны, а дамбы на излучинах удалены на значительное расстояние от берега, на многих излучинах создаются благоприятные условия для свала реки в пониженные места к дамбам обвалования и для образования там новых русел. По мере заиления и занесения верхнего бьефа скорости течения в верхнем бьефе увеличатся; река будет протекать по более прямому направлению, минуя крутые излучины. Вследствие

этого на ряде участков неизбежно потребуются крепление откосов дамб от размыва волнами и защита от продольных течений. В качестве выправительных мероприятий рекомендуется устройство прорезей для спрямления петель. Необходимы также крепление откосов дамб от волн, защита берега от размыва, искусственный кольматаж пониженных мест перед дамбами обвалования и разведение лесонасаждений по пойме для ослабления смыва. Окончательную компоновку сложных узлов, подобных изображенным на рисунках 155, 157 и 159, следует принимать на основе детальных технических и экономических расчетов и данных лабораторных исследований на моделях крупного масштаба с размываемым руслом.

При двустороннем последовательном водозаборе желательно регулировать русло на всем протяжении участка между верхней и нижней точками водозабора (если только они расположены в пределах одного меандра). В границах этого участка, а также в нижнем бьефе плотины зарегулированное русло проектируется криволинейным в плане по плавным сопрягающим кривым.

Длина зарегулированного русла в верхнем бьефе должна быть не менее $(8 \div 10)B_{в}$, в нижнем бьефе — $(4 \div 5) B_{н}$. В остальном проектировать зарегулированное русло при последовательном водозаборе следует так же, как при одностороннем водозаборе.

При двустороннем последовательном водозаборе желательно регулировать русло на всем протяжении участка между верхней и нижней точками водозабора (если только они расположены в пределах одного меандра). В границах этого участка, а также в нижнем бьефе плотины зарегулированное русло проектируется криволинейным в плане по плавным сопрягающим кривым.

Длина зарегулированного русла в верхнем бьефе должна быть не менее $(8 \div 10)B_{в}$, в нижнем бьефе — $(4 \div 5) B_{н}$. В остальном проектировать зарегулированное русло при последовательном водозаборе следует так же, как при одностороннем водозаборе.

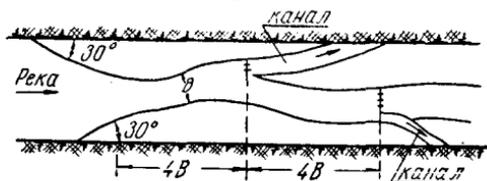


Рис. 160. Схема регулирования русла при двустороннем последовательном водозаборе.

Левый и правобережный водоприемники при двустороннем водозаборе смещены в направлении течения основного потока друг от друга с таким расчетом, чтобы перед каждым из регуляторов можно было создать необходимый изгиб потока для лобового водозабора с вогнутой кривой (рис. 160).

Недостаток подобной компоновки в том, что в результате водозабора в верхний (левобережный) регулятор осветленной воды поток на участке между лево- и правобережным регуляторами перегружается донными наносами. Это создает более тяжелые условия работы для нижнего (правобережного) регулятора и способствует заилению русла на подходе к нему.

§ 23. КОНСТРУКЦИИ СООРУЖЕНИЙ ДЛЯ РЕГУЛИРОВАНИЯ РУСЛА ПРИ ПЛОТИННОМ ВОДОЗАБОРЕ

Для регулирования русла в верхнем бьефе непосредственно на подходе к гидроузлу рекомендуется применять продольные дамбы из местного грунта с облицовкой напорного откоса креплением, предохраняющим от размыва продольным течением (бетонная облицовка, наброска из рваного камня и т. п.). Крепление откосов дамб, образующих выпуклый берег, а также дамб прямой линии русла закладывают на отметках наименьшего дна плавной кривой. Крепление откосов дамб, образующих вогнутый берег, заглубляют в дно реки на величину ожидаемого размыва дна в период прохождения паводка плюс гарантийный запас 0,5—1 м. Преимущественное применение продольных дамб на подходе к гидроузлу диктуется тем, что дамбы обеспечивают наиболее плавное протекание потока, не создающее интенсивное взмучивание, опасное в отношении завлечения песчаных наносов в водоприемник, что может иметь место в случае применения поперечных шпор.

Входная часть зарегулированного русла при устройстве продольных дамб в широкой пойме проектируется в плане плавно расширяющейся навстречу потоку (в виде раструба) с устройством грушевидных оголовков (рис. 150).

При необходимости удлинить зарегулированное русло в верхнем бьефе на значительном протяжении (по местным условиям и др.) рекомендуется применять сочетание продольных дамб с поперечными сооружениями (шпорами), что дает более экономичное решение (рис. 155).

В этом случае поперечные сооружения удаляются от фронта водозабора на расстояние не менее $(3,5 \div 4,0) B_v$, где B_v — ширина зарегулированного русла в верхнем бьефе.

Предпочтительнее применять сквозные конструкции в виде шпор из железобетонных тетраэдров и сборных конструкций из балок.

Для плавного направления потока в зарегулированное русло и предупреждения обхода узла рекой, при расположении водозаборного узла в пределах широкой поймы, можно применять:

- а) продольную струнаправляющую дамбу, располагаемую поперек поймы с некоторым наклоном в плане навстречу течению;
- б) систему коротких поперечных шпор с дамбой обвалования, сопрягающей их корни для защиты берега от размыва;
- в) двойные линии обвалования из местного грунта и систему укрепленных оголовков для защиты берега от размыва и затопления.

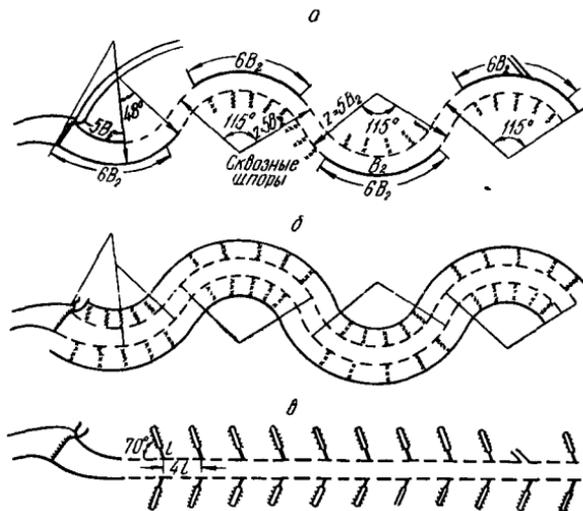


Рис. 161. Выправление русла в нижнем бьефе водозаборного узла.

Для регулирования русла в нижнем бьефе узла при небольшой длине зарегулированного русла лучше устраивать продольные дамбы.

Если необходимо удлинить зарегулированное русло в нижнем бьефе (например, для транспортировки наносов на возможно большее расстояние от плотины, для предотвращения свалов потока к размываемому берегу, вдоль которого располагается головная часть магистрального канала, отходящего от узла, и т. п.), можно применять следующие схемы:

а) меандрическое русло по типу сопрягающихся кривых различного радиуса с креплением вогнутого берега на кривых продольными дамбами (рис. 161, а). Длину дамб принимают порядка 0,75—0,8 от полной длины вогнутого берега. Со стороны выпуклого берега желательна установка поперечных сооружений из сквозных конструкций;

б) меандрическое русло по типу сопрягающихся кривых, зарегулированное поперечными шпорами в виде глухих или сквозных конструкций с дамбой обвалования, сопрягающей их корни (рис. 161, б), или поперечными траверсами, пересекающими всю пойму;

в) прямолинейное или слабоизогнутое русло, зарегулированное поперечными сооружениями — шпорами с дамбой обвалования (рис. 161, в) — или поперечными траверсами.

Рассмотренные схемы выправления русла относятся к периоду занесения плотины со стороны нижнего бьефа (к третьему периоду). В первый и второй периоды обычно ограничиваются выправлением русла только непосредственно ниже плотины, т. е. на длине $(2\div 3) B$.

На практике рационально и в третьем периоде (если нет опасности занесения плотины и сброса, а пойма имеет большую ширину) не выправлять русло в нижнем бьефе плотины сооружениями значительной длины, так как они также будут завалены наносами и потребуются их наращивание по высоте. Направление русла со временем должно меняться, т. е. после скопления наносов в одной части поймы их надо направлять в понижения на другой части поймы. Такое регулирование распределения донных наносов по пойме позволит уменьшить занесение плотины и удлинить срок ее службы без возведения капитальных сооружений. Там, где в нижнем бьефе плотин имеются крутые излучины, целесообразно спрямлять их, чтобы увеличить уклон и транспортирующую способность потока.

Наряду с регулированием русел в целях борьбы со скоплением наносов в отдельных случаях рекомендуется проводить отдельную периодическую промывку как верхнего, так и нижнего бьефа, в период паводков со сбросом всех расходов воды, т. е. с прекращением водозабора. Такая промывка эффективна в тот период работы узла, когда крупные донные наносы еще не подошли вплотную к плотине и промывкой удаляются более мелкие фракции наносов. Например, на горных и предгорных участках рек в смеси отложений мелкие фракции обычно составляют около 50—80%, поэтому многие паводки можно использовать для промывки.

В последнее время среди гидротехников Средней Азии возникло новое течение, которое отрицает необходимость специального регулирования русла в нижнем бьефе плотин. Так, инженер С. Н. Оболенский, автор ряда крупных плотинных гидроузлов, считает, что регулирование русла в нижнем бьефе не может существенно ослабить или изменить занесения нижнего бьефа. В целях борьбы с занесением нижних бьефов им предложена схема последовательного наращивания высоты порогов плотины и регуляторов. Эта схема позволяет по мере занесения наносами верхнего бьефа повышать отметку подпертого горизонта и получать в верхнем бьефе дополнительный объем для аккумуляции наносов. При правильном выборе момента наращивания можно избежать значительных размывов русла за сбросным сооружением, одновременно не давая отводящему руслу размывать свои борта, что и позво-

ляет исключить необходимость его регулирования. В крайнем случае при возникновении размывов защита может быть сосредоточена у важных объектов (каналы, постройки и т. п.). По мнению С. Н. Оболенского, наращение высоты порогов плотин и регуляторов в ряде случаев может быть экономически более эффективным, чем регулирование русла в нижнем бьефе (даже в случае, если потребуется устройство дополнительных защитных линий в нижнем бьефе).

§ 24. ПРОЦЕССЫ ПЕРЕФОРМИРОВАНИЯ РУСЛА В ВЕРХНЕМ И НИЖНЕМ БЬЕФАХ ПЛОТИНЫ И ИХ РАСЧЕТ

В результате постройки плотинных водозаборных узлов естественный режим жидкого и твердого стока в реке нарушается создавшимся подпором и изъятием части воды в каналы, забираемой без донных наносов. Поэтому в верхнем и нижнем бьефах узла протекают особые русловые процессы, получившие название процессов переформирования. Они оказывают большое влияние на последующую работу и организацию правильной эксплуатации плотинных гидроузлов, поэтому их изучение в целях возможности прогнозирования и даже известного искусственного регулирования очень важно. Сущность процессов переформирования заключается в следующем.

1. В верхнем бьефе узла вследствие уменьшения скоростей течения в зоне образуемого плотиной подпора откладываются несомые рекой наносы. Процесс этого отложения довольно сложный. Всю область отложений можно разбить на две основные зоны: зону занесения (отложения донных наносов) и зону заиления (отложения взвешенных наносов). При грядовом движении донных наносов спускающаяся вниз по течению гряда отложений постепенно покрывает заиленное дно, т. е. зона занесения надвигается на зону заиления. Одновременно зона занесения распространяется вверх по течению реки от створа первоначального выклинивания кривой подпора. Это приводит к удлинению кривой подпора и повышению отметок горизонта воды в зоне подпора.

Физической причиной описываемого процесса является уменьшение глубин воды и площадей живого сечения потока в поперечных створах зоны подпора под влиянием отложения наносов. Уменьшение площадей живого сечения потока в зоне подпора увеличивает средние скорости течения, что, с одной стороны, требует увеличения уклонов водной поверхности (т. е. удлинения кривой подпора и повышения отметок подпертых горизонтов воды на створах), а с другой — позволяет все большему количеству наносов и все более крупных фракций проходить вниз по течению. Таким образом, процесс переформирования верхнего бьефа характеризуется систематическим перемещением зоны выклинивания кривой подпора вверх по течению, расширением возможной зоны затопления (за счет удлинения кривой подпора и повышения отметок подпертых горизонтов в ее пределах) и непрерывным

увеличением количества наносов, проходящих через створы зоны подпора (включая и створ плотины).

2. В нижнем бьефе узла процессы перестроения могут иметь двойной характер в зависимости от степени занесенности верхнего бьефа. В первые моменты работы узла, когда основная масса наносов, несомых рекой, аккумулируется в верхнем бьефе, осветленные, не содержащие донных и даже значительной части взвешенных наносов расходы воды, сбрасываемые через плотину, размывают дно отводящего русла.

Причина этого размыва в недонасыщенности (недогрузке) потока наносами при высоких (размывающих) скоростях течения, характеризующих бытовые условия протекания речных потоков, несущих донные и взвешенные наносы*.

В результате размыва дна поток насыщается продуктами размыва до своей транспортирующей способности.

Дно в пределах длины участка размывается неравномерно. По мере насыщения потока наносами, т. е. к концу участка, размыв уменьшается, что приводит к неравномерному понижению горизонтов воды на участке размыва и уменьшению уклонов водной поверхности в его начальной части. В результате интенсивность размыва дна в глубину ослабевает, а длина участка размыва увеличивается. Увеличение количества наносов, поступающих в нижний бьеф плотины в результате занесения верхнего бьефа, также ослабляет размыв дна в начале участка размыва.

При большой насыщенности сбросных расходов воды наносами, превышающей транспортирующую способность потока, частицы наиболее крупных фракций откладываются.

Наносы откладываются прежде всего в начальной части участка размыва, где уклон, а следовательно, и транспортирующая способность потока меньше, поэтому наносы могут откладываться при насыщенности потока наносами значительно меньшей, чем бытовая.

Предельная глубина размыва дна в нижнем бьефе определяется моментом сброса через плотину расходов воды, насыщенных наносами в количестве, равном транспортирующей способности в начальной части размытого отводящего русла. Продолжительность же самого размыва и зависящая от нее длина участка размыва определяются моментом, когда длина участка отложения распространяется на всю зону размыва. В этом случае насыщенность сбрасываемых через плотину расходов воды донными наносами должна превышать транспортирующую способность отводящего русла за пределами участка размыва (т. е. бытовую), что отмечается в конечной стадии занесения верхнего бьефа, когда

* Расходы воды в отводящем русле обычно меньше расходов воды в реке на величину водозабора в каналы, что может уменьшить скорости течения воды до неразмывающих при очень большом проценте водозабора.

к створу плотины подходит почти весь годовой сток донных наносов.

Поскольку современные конструкции плотинных узлов обеспечивают сброс в нижний бьеф плотины почти всех подходящих донных наносов, сбросные расходы перегружаются донными наносами, если эти расходы уменьшены по сравнению с бытовыми за счет водозабора в каналы. Перегрузка сбросных расходов донными наносами приводит не только к прекращению размыва dna нижнего бьефа, но и вызывает его занесение за счет отложения излишков донных наносов. Так, количественные изменения (изменения нагрузки потока наносами) приводят к образованию нового качества.

Ввиду сосредоточения отложений наносов в начальной части отводящего русла дно и горизонты воды поднимаются неравномерно, вызывая наибольшее увеличение уклона в начале участка занесения. Это увеличивает транспортирующую способность потока и уменьшает интенсивность подъема dna в начале участка занесения с одновременным увеличением длины этого участка.

Таким образом, нижний бьеф в отличие от верхнего формируется в результате двух противоположных процессов: 1) размыв dna и понижение горизонта воды, имеющие место в начальный период работы узла; 2) занесение dna и повышение горизонта воды, накладывающимся на процесс размыва и заменяющим его полностью в конце занесения верхнего бьефа.

Интенсивность и характер процессов переформирования зависят от многих причин: уклона бытового русла, напора воды и конструкции плотины, водности года и расходов воды в отдельные периоды, характера и фракционного состава наносов и грунтов, слагающих ложе реки, хозяйственной деятельности человека и его вмешательства в естественный ход русловых процессов и т. п.

При больших уклонах бытового русла реки ($I > 0,002$) и напорах воды у плотин, не превышающих 2—3 м, зона заиления верхнего бьефа даже в первые периоды работы узла практически отсутствует, т. е. весь процесс переформирования верхнего бьефа можно рассматривать как процесс занесения донными наносами. Наоборот, при малых уклонах реки ($I < 0,0001$) зона заиления является основной составляющей частью области отложений, и влиянием занесения практически можно пренебречь или вводить его в расчет только после полного заиления верхнего бьефа.

Интенсивность процессов переформирования зависит также от водности года. На узлах с подпором $H > 6$ м или широким подпертым бьефом (плотины индийского типа) интенсивность занесения верхнего бьефа и размыва нижнего бьефа в многоводные годы больше, а нижнего бьефа — меньше. На узлах с малым подпором (до 2—3 м) при узком подпертом бьефе в условиях щитовых плотин, полностью открывающихся для пропуска паводка, наиболее интенсивно заносится и размывается верхний бьеф, а нижний

бьеф заносится в маловодные годы, когда на узле наибольший подпор воды и наибольший процент водозабора.

Большие паводковые расходы воды, проходящие через бьеф таких узлов, несмотря на большое количество влекомых наносов, смывают наносные отложения из верхнего и нижнего бьефов. Если же в нижнем бьефе до паводка происходил размыв, то в паводок образовавшиеся вымоины иногда заносятся.

Характер и фракционный состав наносов влияют в наибольшей степени на процессы переформирования нижнего бьефа.

При гравелисто-галечниковых грунтах разнородного состава, способных образовывать при вымыве мелких частиц естественную самоотмостку дна, выдерживающую высокие скорости течения, глубина размыва дна меньше, а длина участка размыва больше, чем при мелкозернистых песчаных грунтах. Нижний бьеф заносится исключительно за счет отложения донных наносов. Поэтому в реках, несущих мало донных наносов, процесс занесения нижнего бьефа крайне длителен.

Характер занесения верхнего и нижнего бьефов гравелисто-галечниковыми наносами существенно зависит от ступенчатости продольного профиля реки (т. е. соотношения уклонов плесов $I_{\text{п}}$ и перекатов $I_{\text{пер}}$ и среднего уклона поймы I). При малой ступенчатости профиля ($I_{\text{п}} \approx I$) продолжительность занесения верхнего бьефа может протекать бесконечно долго, причем к концу процесса формирующееся русло как бы поднимается параллельно самому себе на величину подпора на плотине. При большой ступенчатости профиля, т. е. при $I_{\text{п}} < 0,9I$, занесение верхнего бьефа распространяется на конечную длину и протекает ограниченное время.

Занесение нижнего бьефа опасно только в случае, если уклон, необходимый для транзита донных наносов уменьшенным (на величину водозабора) количеством воды $I_{\text{в}}$, превышает средний уклон поймы I , что имеет место при малой ступенчатости профиля или большом проценте водозабора. В этом случае нижний бьеф может заноситься теоретически бесконечно долго, и всякое наращение плотины после подъема горизонтов воды выше допустимых только несколько отдалает срок окончательного занесения. При большой ступенчатости профиля (при $I_{\text{п}} < 0,5I$) и малом проценте водозабора уклон $I_{\text{в}}$ может быть меньше среднего уклона поймы I . В этом случае занесение нижнего бьефа ограничивается повышением дна и увеличением уклона плёсовых участков до значений, обеспечивающих транзит донных наносов вниз по течению. Такое занесение нижнего бьефа не создает опасности для работы узла.

Если в проекте узла не учтены процессы переформирования верхнего бьефа, то служба эксплуатации вынуждена самостоятельно принимать меры защиты против непрерывно увеличивающегося затопления берегов: наращивать дамбы, удлинять линии

защиты берега от размыва в связи с возможным перемещением фронта размыва и т. п. Кроме того, при внезапном наступлении больших паводковых расходов воды после серии маловодных лет, способствующих интенсивному отложению наносов в верхнем бьефе, горизонты воды могут оказаться значительно выше максимальной отметки подпертого уровня, определяемой только пропускной способностью полностью открытого сооружения. Очевидно, что неучет этого обстоятельства в проекте может привести к значительному перенапряжению работы сооружения в паводок и даже к переливам воды через верховые дамбы, что может повлечь разрушение этих сооружений.

Когда же в проекте не учтена возможность ожидаемого размыва нижнего бьефа, то в процессе эксплуатации водобой и слив будут работать в значительно худших условиях, чем это предусмотрено проектом. При этом может образоваться отогнанный прыжок воды и возникнуть связанные с ним большие местные размывы сразу за сливной частью.

Время занесения нижнего бьефа, вызывающего подпор плотины со стороны нижнего бьефа, при котором плотина фактически выходит из строя и необходима ее реконструкция, определяет и срок службы сооружения.

По указанным причинам при проектировании плотинных водозаборных узлов должны быть сделаны расчеты процессов переформирования русла в верхнем и нижнем бьефах, которые к тому же сильно между собой связаны (переформирование нижнего бьефа нельзя рассчитывать без предварительного расчета переформирования верхнего бьефа).

Расчеты переформирования (занесения) верхнего бьефа сводятся к определению: длины кривой подпора, отметок кривой подпора и элементов сформировавшегося русла для выбранных створов, объема и продолжительности занесения верхнего бьефа.

Переформирование следует рассчитывать, начиная с определения длины и элементов кривой подпора в верхнем бьефе. Наиболее точный метод расчета — балансовый, при котором определяется состав и количество наносов, транспортирующихся через расчетные створы в определенные промежутки времени. Расчет тем точнее, чем больше число створов, меньше расстояние между ними и короче промежутки времени, на которые разбит расчетный период. Но такие условия делают этот метод крайне трудоемким. Причем точность результатов существенно зависит от выбранной расчетной формулы для определения транспортирующей способности потока и принятого закона распределения отложений по ширине. Профессор Леви предложил для расчета занесения совместно решать два уравнения, одно из которых выражает увеличение объема занесения в зависимости от пути продвижения гряды, а другое — обычное уравнение неравномерного движения в функции того же переменного.

Для решения нужно графически найти зависимости

$$WS = f(\Delta t) \quad (230)$$

по связи

$$\psi(S) = \frac{q_m \Delta t}{\gamma'}. \quad (231)$$

Однако принятая профессором Леви схема, по которой уклон водной поверхности принят параллельным дну, мало соответствует естественным условиям занесения. Обычно в процессе занесения отлагающиеся наносы сортируются по фракциям, причем более мелкие откладываются ближе к плотине, а более крупные — вблизи зоны выклинивания кривой подпора. Поэтому гидравлические элементы (глубины, уклоны свободной поверхности, ширина русла) в различных створах кривой подпора должны быть различны.

Ниже излагаются приближенные методы расчетов, в основу которых условно положено формирование русла некоторым постоянным расходом воды, определяемым путем осреднения части гидрографа среднего по водности года, взятой за период интенсивного движения донных наносов. При этом весь процесс занесения верхнего бьефа условно разделяется на три периода.

Первый период — заилиение (взвешенными) и занесение (донными) наносами. Из взвешенных наносов выпадают наиболее крупные частицы, а мелкие уносятся вниз по течению. Чем больше подпор и меньше скорости течения, тем больше выпадает взвешенных наносов. Донные наносы в основном задерживаются в верхнем бьефе. Конец первого периода определяется началом движения через плотину мелких фракций донных наносов.

Второй период — дальнейшее занесение верхнего бьефа. За конец периода принимается момент, когда при проектном подпоре в нижний бьеф начинает поступать такое количество донных наносов, которое соответствует транспортирующей способности потока в нижнем бьефе в бытовых условиях.

Третий период — полное занесение верхнего бьефа с восстановлением на подходе к плотине (к концу периода) транспортирующей способности потока, равной транспортирующей способности в бытовых условиях, т. е. до постройки плотины.

Длину кривой подпора L и призмы наносных отложений к концу каждого периода можно приближенно определять по формуле:

$$L = K \frac{\Delta H}{I_0}, \quad (232)$$

где ΔH — величина подпора над бытовым горизонтом воды;

I_0 — бытовой уклон;

K — некоторый коэффициент, величина которого для первого периода равна 1,2, второго — 5,5 и для третьего — 10,0.

В. Н. Шолохов, развивая эту мысль, предложил кривую подпора разделить на два участка: зону первоначального подпора и верхний участок.

Уклон водной поверхности в зоне первоначального подпора можно определить по выражениям В. Н. Шолохова (233, 234):

$$I_1 = KI \left(\frac{B_3}{B} \right)^{0,2}, \quad (233)$$

где I — бытовой уклон;

B_3 — ширина зарегулированного и B бытового русла по горизонту воды при среднем из максимальных наблюдаемых расходов.

Длина верхового участка может определяться по формуле:

$$L_в = (K_0 - 1) \frac{\Delta H}{I}. \quad (234)$$

Значения параметров K (в формуле 233) и K_0 (в формуле 234) можно принимать в зависимости от периода*.

Наименование	K	K ₀	
		для узких бьефов	для широких бьефов
Конец первого периода	0,35	1,8 — 2,0	2,0
» второго »	0,50	2 — 4	5,5
» третьего »	0,70	—	8 — 10

Длительность каждого периода можно определить по формуле:

$$T_i = \frac{w}{a_{cp} \beta_{cp} G_d}, \quad (235)$$

где $a_{cp} = 1,0 \div 2,0$ — доля участия взвешенных наносов в первый период формирования;

$\beta_{cp} = 0,31 \div 0,94$ — коэффициент накопления отложений в подпертом бьефе, зависящий от процента выноса наносов в нижний бьеф.

Для горных и предгорных участков рек с большими уклонами приближенно можно принимать, что кривую подпора можно найти по уравнению параболы вида:

$$y = ax^n + bx + c. \quad (236)$$

Это уравнение содержит три неизвестных параметра a , b и c , для определения которых могут быть использованы условия

* В отличие от приведенной выше характеристики В. Н. Шолохов принимает за конец второго периода момент, когда в нижний бьеф поступают донные наносы в количестве, соответствующем транспортирующей способности размытого, а не бытового русла.

касания параболы к фактической кривой подпора в двух точках: в створе плотины и в створе выклинивания кривой подпора. Эти условия необходимы и достаточны для определения четырех неизвестных величин: a , b , c и L .

Используя указанные условия, легко получить следующее выражение для определения длины кривой подпора:

$$L = \frac{n \Delta H}{nI - [I_{\Pi} + (n-1)I_B]}, \quad (237)$$

где ΔH — величина подпора у плотины над бытовым горизонтом до ее постройки;

I — средний уклон реки до постройки плотины;

I_B — уклон поверхности воды у плотины;

I_{Π} — уклон плеса до постройки плотины в верхнем бьефе;

n — рекомендуется принимать для узких бьефов $n = 2$, широких $n = 3$.

Считая, что кривая подпора может выклиниваться только на плесе, можно принимать $I_{\Pi} = I_B$; при этом при малой ступенчатости продольного профиля $I_{\Pi} = I$ и

$$L = \frac{n \Delta H}{(n-1)(I - I_B)}. \quad (238)$$

По мере заиления и занесения верхнего бьефа уклон поверхности воды у плотины увеличивается и кривая подпора удлиняется. Следовательно, формулы (237) и (238) связывают длину кривой подпора в верхнем бьефе с условиями формирования русла. При этом, учитывая периодический промыв некоторого участка верхнего бьефа в паводок, в качестве расчетного створа следует принимать створ конца зоны промыва.

Для конца первого периода перед плотинной установится такой уклон I'_B , при котором скорости течения будут отвечать предельным скоростям для мелких фракций донных наносов. Величину этого уклона можно определить из формулы (50):

$$I'_B = \left(\frac{av'_\phi}{KH_1^2 - a} \right)^{\frac{1}{\alpha}}, \quad (239)$$

где v'_ϕ — предельная скорость для мелких фракций.

Глубину потока H_1 можно определить из выражения:

$$H_1 = \left(\frac{Q}{Ba \cdot v_0} \right)^{\frac{1}{1+\alpha}}, \quad (240)$$

где Q — среднемноголетний расход воды за период интенсивного движения донных наносов.

Значения показателя степени α объяснены в формуле (48).

В конце второго периода устанавливается уклон I_B , при котором скорость течения обеспечивает транзит донных наносов в количестве, равном транспортирующей способности нижнего бьефа. Считая, что транспортирующая способность русла в нижнем бьефе равна таковой на плёсе нижнего бьефа, и вводя коэффициент уменьшения скорости, можно определить уклон перед плотиной, воспользовавшись уравнением (53).

В конце второго периода в верхнем бьефе будет формироваться устойчивое русло с шириной B_2 , определяемой по формуле (7) при $Q = Q_{см}$

$$I = I'_B \text{ и } A = \frac{1}{V v_\phi},$$

где v_ϕ — руслоформирующая скорость, различная в разных створах.

Глубину реки определяют выражением:

$$H_2 = \left(\frac{Q_{см}}{B_2 v_\phi} \right)^{\frac{1}{1+\alpha}}. \quad (241)$$

В конце третьего периода в верхнем бьефе (за участком периодического промыва русел) сформируется русло с уклоном, шириной и глубиной, равными бытовым условиям на плёсе. Длина участка периодического промыва русла перед плотиной при постоянных расходах воды зависит от величины колебания горизонта воды в верхнем бьефе и определяется по формуле:

$$L_i = K \frac{H_i}{I}, \quad (242)$$

где H_i — величина колебаний (сработка) горизонта в период промывки бьефа;

K — коэффициент, равный 1,2.

Величину уклона на участке периодического промыва в третий период можно принимать равной половине бытового уклона.

Значения уклонов I_B , зависящих при прочих одинаковых данных (Q ; K ; A) только от руслоформирующей скорости v_ϕ , согласно выражению (52), можно выразить через уклоны плёсового участка:

$$I_B = K \cdot I_p, \quad (243)$$

где $K = \frac{2(1+z)}{\eta}$ — коэффициент уменьшения руслоформирующей скорости.

Тогда формула (237) получит вид:

$$L = \frac{n \Delta H}{nI - [1 + (n-1)K] I_p}. \quad (244)$$

Значения коэффициента K для первого периода при $\alpha = 1/4$ могут быть приняты:

$$K = 0,19 \left(\frac{Q_{\Pi}}{Q_{y.p.}} \right)^{0,268}, \quad (245)$$

где Q_{Π} — расход плёса,

$Q_{y.p.}$ — расход устойчивого рукава; при $Q_{y.p.} < Q_{\Pi}$ $K = 0,19$.

Значения коэффициента K_2 для второго периода могут быть приняты в зависимости от процента водозабора по таблице 17.

В этой же таблице даны коэффициенты A_{ϕ} , K_{Π} и K_B , которые могут быть использованы для определения значений A_2 , H_2 и B_2 (т. е. элементов русла в конце второго периода).

Т а б л и ц а 17

Коэффициент водозабора ϕ	K_2	A_{ϕ}	$K_{\Pi} = \frac{H}{H_{\Pi}}$	$K_B = \frac{B}{B_{\Pi}}$
0,15	0,891	1,020	1,010	1,050
0,20	0,853	1,030	1,015	1,062
0,25	0,815	1,035	1,020	1,074
0,30	0,771	1,040	1,025	1,096
0,35	0,739	1,050	1,030	1,110
0,40	0,698	1,055	1,035	1,135
0,45	0,652	1,065	1,040	1,165
0,50	0,606	1,075	1,045	1,192
0,55	0,565	1,095	1,050	1,224
0,60	0,517	1,102	1,060	1,260
0,65	0,472	1,128	1,070	1,304
0,70	0,417	1,148	1,080	1,366
0,75	0,366	1,172	1,090	1,432
0,80	0,309	1,204	1,108	1,520
0,85	0,247	1,245	1,130	1,640
0,90	0,197	1,306	1,160	1,840
0,95	0,091	1,450	1,230	2,350

Для третьего периода принимается $K_3 = 1,0$, а элементы русла — равными элементам плёса.

Величину ΔH , входящую в формулу (244), следует для низконапорных плотин со щитовой частью определять для створа конца зоны эффективного промыва верхнего бьефа в паводок (из условия пропуска паводка при полном открытии щитов), а к длине кривой подпора, определенной по формуле (244), прибавлять длину зоны промыва, которая может быть найдена по формуле (242).

Длину этой зоны можно определять по формуле:

$$L_{\text{пр}} = \frac{H_{\text{пав}} - H_{\Pi} - (\nabla_{\text{м.п.г.}} - \nabla_{\text{н.п.г.}})}{I_{\text{пав}} - \frac{1}{2} K I_{\Pi}}. \quad (246)$$

Здесь $H_{\text{пав}}$ и $I_{\text{пав}}$ — средняя расчетная глубина и уклон при пропуске паводка в зарегулированном (устойчивом) русле при расходе паводка Q_3 при обеспеченности 10%. $H_{\text{п}}$ и $I_{\text{п}}$ — расчетные глубины и уклон плёса; K — коэффициент, входящий в формулу (244) и зависящий от периода.

Значение ΔH можно определить по формуле:

$$\Delta H = \nabla_{\text{н. п. г.}} - \nabla_{\text{дна}} - H - L_{\text{пр}} \left(I - \frac{1}{2} K I_{\text{п}} \right), \quad (247)$$

где $\nabla_{\text{м. п. г.}}$, $\nabla_{\text{н. п. г.}}$, и $\nabla_{\text{дна}}$ — отметки максимального и нормального подпертых горизонтов и среднего дна; H — средняя глубина воды при уклоне I (т. е. глубина устойчивого рукава, или глубина плёса при $Q_{\text{у.р.}} > Q_{\text{п}}$).

Уклон кривой подпора на любом расстоянии x от створа промыва можно определить по выражению:

$$I_x = \frac{dy}{dx} = I_{\text{п}} \left[(1 - K) \left(\frac{x}{L} \right)^{n-1} + K \right]. \quad (248)$$

Здесь $I_{\text{п}}$ — уклон плёса; L — длина кривой подпора в конце данного периода; K — значение коэффициента в формуле (244) для этого периода.

Ширина и глубина русла в створе x могут быть определены в зависимости от уклона I_x по формуле:

$$B_x = B_{\text{п}} \left(\frac{I_{\text{п}}}{I_x} \right)^{0.2} \quad (249)$$

и

$$H_x = H_{\text{п}} \left(\frac{I_{\text{п}}}{I_x} \right)^{\frac{x - 0.2}{x + 1}} \quad (250)$$

Эти формулы действительны для условий устойчивого протекания потока одним руслом.

Площади занесения верхнего бьефа по периодам, а затем и объемы отложения W_x можно определить путем нанесения на продольный профиль кривых подпора, а на поперечные профили элементов сформировавшегося русла.

Для приближенных расчетов площади занесения можно определять по выражению:

$$\omega = B_0 (\Delta H_i - \Delta H_{i-1}), \quad (251)$$

где B_0 — ширина затопляемой поймы в рассматриваемом створе; ΔH_i — величина подпора в конце рассматриваемого периода; ΔH_{i-1} — то же, в конце предыдущего периода; для первого периода $\Delta H_i = 1$ и $\Delta H_{i-1} = 0$.

Продолжительность периодов формирования верхнего бьефа определяют по выражению:

$$t = \frac{W_i}{\Delta W_i}, \quad (252)$$

где W_i — объем отложений за рассматриваемый период;
 ΔW_i — вероятный среднегодовой объем отложений наносов.

Вероятный среднегодовой объем отложений в первый период может быть принят равным среднегодовому стоку донных наносов в бытовых условиях. В тех случаях, когда выпадают взвешенные наносы, их учитывают дополнительно. Во второй период среднегодовой объем отложений можно принимать равным $2/3$ объема среднегодового стока донных наносов плюс разность между среднегодовым стоком в верхнем и нижнем бьефах (среднегодовой объем отложений в конце периода). Введение в расчет коэффициента $2/3$

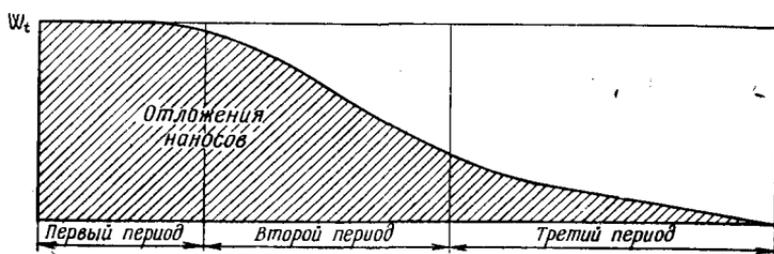


Рис. 162. Схема заилиenia и занесения в верхнем бьефе плотины и размыва и занесения в нижнем бьефе по трем периодам.

вместо $1/2$ для среднего положения объясняется слабым затуханием занесения (рис. 162).

Объем отложений третьего периода равен половине разницы между среднегодовыми стоками донных наносов в верхнем и нижнем бьефах.

Более точно расчет можно делать по этапам, принимая, что к концу того или иного этапа через створ промыва или плотины проходит фракционный состав наносов меньше определенной предельной крупности. Такой расчет особенно удобен в случае заилиenia верхнего бьефа. Тогда уклон перед плотиной можно определять по формуле:

$$I_{II} = \eta^{0,71} I_{II}, \quad (253)$$

где I_{II} — уклон плёса.

$$\eta = \frac{\rho \bar{W}_{\text{сброс}}}{\rho \bar{W}_{\text{бытов}}} \text{ — отношение сбросной нагрузки на поток к бытовой.}$$

Длина кривой подпора в этом случае может быть определена по формуле (244), а количество отлагающихся наносов с помощью кривой $\rho = f(\rho \bar{W})$.

При выборе отметок верха дамб зарегулированного русла в верхнем бьефе необходимо определить ожидаемое повышение горизонта воды при пропуске катастрофического паводкового расхода в условиях заиленного верхнего бьефа. Для этого делают гидравлический расчет в характерных сечениях русла в предположении, что оно сформировано среднесголетним расходом воды $Q_{см}$ за период интенсивного движения донных наносов в конце второго периода (расход паводка не вмещается в сформированное русло и разливается по отмелям).

Процессы перестроения нижнего бьефа следует рассчитывать отдельно для размыва и занесения.

Ввиду сложности точного решения ниже излагается только приближенный метод, использованный нами для практических расчетов ряда узлов Средней Азии.

При расчете размыва в целях упрощения продолжительность его может быть принята равной суммарной продолжительности первых двух периодов занесения верхнего бьефа, а объем размыва за время T_p , учитывая затухание размыва по мере возрастания количества сбрасываемых наносов в конце второго периода:

$$W_p = \frac{1}{\gamma_n} \sum G_n \Delta t \left(t_1 + \frac{2}{3} t_2 \right), \quad (254)$$

где γ_n — объемный вес наносов;

$\sum G_n \Delta t$ — годовой сток реки (для плёса в нижнем бьефе);

t_1 и t_2 — продолжительности первого и второго периодов занесения верхнего бьефа.

Глубину размыва следует определять, учитывая вымыв мелких частиц и заполнение поверхности размываемого дна крупными фракциями, которые не перемещаются при расчетных расходах воды.

Рассчитывают, начиная с определения уклона поверхности воды в начале участка размыва:

$$I_p = K_p I, \quad (255)$$

где K_p — опытный коэффициент, равный для нижнего и среднего течений рек, где дно сложено из песка размером зерен 0,50; для средних и предгорных участков рек, где русло сложено из гравия и песка, — 0,60—0,70 и для предгорных и горных участков рек, где дно сложено из гальки и булыг, — 0,75—0,90.

Глубину в размываемом русле H_p определяем по формуле:

$$H_p = \left(\frac{nq'}{I^x} \right)^{\frac{1}{z+1}}, \quad (256)$$

где $q' = \frac{Q(1-\varphi)}{B_3}$ — удельный расход в зарегулированном, а следовательно, в устойчивом русле нижнего бьефа (Q — паводковый расход, на который рассчитано зарегулированное русло);

B_3 — ширина зарегулированного русла в нижнем бьефе;

φ — коэффициент водозабора при прохождении расхода Q .

Предельная неподвижная скорость v_0 для определения минимального диаметра камня D_i , остающегося несмытым на поверхности дна, выражается формулой:

$$v_0 = \frac{q'}{aH_p^1 + \alpha} \quad (257)$$

При среднемноголетнем расходе воды $Q_{см}$ за период интенсивного движения наносов величина неподвижной скорости определяется по формуле:

$$v'_0 = v_\Phi \left(\frac{I_1}{I_\Pi} \right)^{\frac{2x\eta(1+\alpha)+0,4}{2\eta(1+z)}}, \quad (258)$$

где I_Π — уклон плёсового участка в нижнем бьефе;

v_Φ — расчетная скорость формирования нижнего бьефа.

Наименьший диаметр камней, остающихся несмытыми в русле при скорости v'_Φ , принимают по нормам.

Толщину слоя смыва дна ΔH_p можно определить по формуле И. А. Бузунова [3]:

$$\Delta H_p = \frac{\pi}{2k(1-p) \sum_{D_i} \frac{g_e}{d_e}} - 0,01D_i, \quad (259)$$

где k — коэффициент неравномерности расположения крупных камней в отстойке, равный 0,75–0,90;

p — порозность размываемых грунтов;

d_e — средние диаметры фракций, остающихся несмытыми;

g_e — содержание этих фракций в %;

D и D_i — наибольший и наименьший диаметры камня, см.

Для приближенных расчетов выражение (259) можно упростить:

$$\Delta H_p = \frac{\pi(D+D_i)}{4k(1-p)\Sigma g_e} - 0,01D_i, \quad (260)$$

где g_e — суммарный процент содержания всех фракций диаметром $d_e > D_i$.

Если распределение фракционного состава приближенно принять по уравнению параболы, то суммарный процент содержания

фракций диаметром более D_i можно определить по формуле:

$$g_e = 100 \left[1 - \left(\frac{D_i}{D} \right)^{\frac{1}{m}} \right]. \quad (261)$$

Здесь показатель степени m равен:

$$m = \frac{D}{d_{cp}} - 1. \quad (262)$$

Эта формула дает достаточную для практики точность при $D_i \leq 0,9 D$.

Понижение горизонта воды в нижнем бьефе после размыва находят из выражения:

$$\Delta H_B = \Delta H_p + (H - H_p), \quad (263)$$

где H — глубина реки до размыва;

H_p — глубина размытого русла.

Глубину русла, размываемого паводковым расходом (H_p), можно определить по формуле (256).

Величину H находят по уравнению:

$$H = H_p \left(\frac{I_p}{I} \right)^{\frac{x}{z+1}}. \quad (264)$$

Для случая размыва русла среднемноголетним расходом Q_{cm} величина H_p выражается формулой (47) при значении $v_\phi = v_0$ и $I = I_p$. Значение H можно определить по формуле (264) при равенстве скоростей течения воды и уклонов, т. е. $v_\phi = v'_\phi$ и $I_p = I$.

Длину участка размыва можно вычислить приближенно, приняв очертание кривой спада, так же как и кривой подпора в верхнем бьефе, по следующему выражению $y = ax^n + bx + c$.

Соответственно длина участка размыва будет:

$$L_{II} = \frac{n \Delta H_B}{nI - [I_K + (n-1)I_p]}, \quad (265)$$

где I_K, I_p — уклоны в конце и начале зоны размыва;

ΔH_B — понижение горизонта воды в начале участка размыва за период размыва.

При необходимости уточнить принятое значение K_p в формуле (255) следует задаться рядом значений и определить соответствующее им значение I ; v_0 ; D_i ; ΔH_p ; ΔH_B и L_p . После этого подсчитывают объемы смыва и, зная ежегодный сток донных наносов в нижнем бьефе, находят продолжительность периода размыва*.

* Описание такой методики дано в примере расчета.

Для определения продолжительности (периода занесения) русла в нижнем бьефе необходимо прежде всего выбрать величину допустимого подъема уровня воды в нижнем бьефе над бытовыми уровнями. Эту величину следует выбирать исходя из пропускной способности плотины, условий промывок верхнего бьефа или других соображений. При этом, учитывая большую промывную способность катастрофических паводков, расчет следует вести по средне-годовалному расходу ($Q_{см}$).

Для кривой спада в заносимом русле может быть принято приближенно уравнение следующего вида:

$$x = ay^n + by + c. \quad (266)$$

Для определения параметров этого уравнения (266) могут быть использованы условия при $x = 0$, $y = 0$:

$$x = L_3, \quad y = \Delta H_3 \frac{dy}{dx} = I_3.$$

Уклон водного потока в начале заносимого русла I_3 следует определять исходя из перегрузки сбросного потока донными наносами. Предполагая, что в третий период переформирования все донные наносы поступают в нижний бьеф, значение I_3 может быть определено по формуле:

$$I_3 = \frac{\varepsilon^{3,21}}{(1 - \varphi)^{0,268}} I_{II} = K_\varepsilon I_{II}. \quad (267)$$

Значение I_3 приближенно может быть определено по формуле:

$$I_3 = \frac{1}{K_2} I_{II}, \quad (268)$$

где K_2 — коэффициент уменьшения уклона I_{II} в конце второго периода занесения верхнего бьефа, значение которого можно определять по таблице 17 в зависимости от коэффициента водозабора φ (коэффициент K_2 в данном случае входит в знаменатель, так как явление занесения нижнего бьефа по своей сущности обратное явлению формирования русла в верхнем бьефе плотины в конце второго периода занесения).

При этих предположениях длина участка занесения, а следовательно, и призмы отложений определится по формуле:

$$L_3 = \frac{1 + (n-1) K_2}{n I_{II} - I [1 + (n-1) K_2]} \Delta H_3. \quad (269)$$

Входящая в эту формулу величина ΔH_3 будет найдена по допустимому подъему горизонта воды в нижнем бьефе. Параметр n можно принять равным 2÷3.

При малых значениях I_3 длина участка занесения по формуле (269) может получать отрицательные значения. В этом случае, если $I_3 > I$, расчет следует вести по формуле:

$$L = \frac{2\Delta H_3}{I_3 - I}. \quad (270)$$

При $I_3 < I$ занесение ограничивается подъемом дна плёсовых участков (о чем было указано выше).

Элементы сформировавшегося русла в створе начала занесения можно определить по формулам:

$$H_3 = \frac{1}{K_H} H_{\text{пн}}; \quad B_3 = \frac{1}{K_B} B_{\text{пн}},$$

где K_H и K_B — коэффициенты, определяемые в зависимости от коэффициента водозабора ϕ по таблице 17;

$H_{\text{пн}}$, $B_{\text{пн}}$ — глубина и ширина плёса в нижнем бьефе.

Объем наносных отложений в нижнем бьефе определяется так же, как и объем отложений в верхнем бьефе, исходя из планового очертания поймы и расположения расчетных створов. Толщина слоя отложений в пределах створа принимается равной величине подъема горизонта воды в результате занесения нижнего бьефа плюс величина понижения дна в результате размыва за предыдущие периоды. Эти величины удобно определить графически, откладывая на продольном профиле нижнего бьефа ΔH_3 и L_3 ; ΔH_p и L_p и применяя линейную интерполяцию.

Продолжительность периода занесения нижнего бьефа определяется формулой:

$$t_3 = \frac{W_3}{\Delta W_3}, \quad (271)$$

где ΔW_3 — вероятный среднегодовой объем отложений в нижнем бьефе.

Величину ΔW_3 с некоторым преувеличением можно принять равной половине разницы между среднегодовыми стоками донных наносов в верхнем и нижнем бьефах.

При необходимости уточнить полученные результаты следует исходить из продолжительности третьего периода формирования верхнего бьефа, определить вероятное количество донных наносов, сбрасываемых в нижний бьеф в конце расчетного периода занесения нижнего бьефа, и поправить результаты расчетов. Задача решается подбором.

Если $t_3 < t_3$ (где t_3 — продолжительность третьего периода занесения верхнего бьефа), то принимая, что количество сбрасываемых в нижний бьеф донных наносов увеличивается пропорционально t_3 , продолжительность занесения нижнего бьефа можно

найти по формуле:

$$t_3 = \sqrt{\frac{W_3 t_3}{\Delta W_3}}, \quad (272)$$

где W_3 — объем занесения;

ΔW_3 — объем среднегодовых отложений в третьем периоде в верхнем бьефе;

t_3 — продолжительность занесения в третьем периоде в верхнем бьефе.

При большой величине t_3 рекомендуется формула:

$$t_3 = \sqrt{\frac{W_3 t_3}{\Delta W_1 - \Delta W_2}}. \quad (273)$$

Зная продолжительность отдельных периодов переформирования верхнего бьефа и занесения нижнего бьефа, можно определить срок службы водозаборного узла T по следующей зависимости:

$$T = t_1 + t_2 + t_3, \quad (274)$$

где t_1 и t_2 — продолжительность первого и второго периодов переформирования верхнего бьефа;

t_3 — продолжительность периода занесения нижнего бьефа.

В каждом проекте плотинного водозаборного узла на основе расчетов процессов переформирования должен быть дан анализ возможных затоплений и размывов с выявлением их опасности для расположенных вблизи народнохозяйственных объектов и ориентировочных сроков возникновения этой опасности. В результате анализа должна быть составлена схема мероприятий для устранения или ослабления возможного вредного действия.

Так как объемы работ, предусматриваемые этими мероприятиями, зависят от продолжительности того или иного руслового процесса, рекомендуется при их проектировании выделять объемы, которые должны полностью выполняться в период строительства узла, и объемы, которые могут выполняться в процессе эксплуатации, по мере необходимости их выполнения.

На объемы работ, которые должны выполняться в период строительства, должна быть составлена полная проектно-сметная документация; объемы работ, отнесенные на период эксплуатации, могут предусматриваться в составе эксплуатационных мероприятий, причем допускается ориентировочное определение объемов и стоимостей этих работ, имея в виду, что в дальнейшем они должны уточняться соответствующими проектными проработками.

В процессе эксплуатации могут быть применены следующие мероприятия:

а) удлинение и наращение дамб обвалования в верхнем бьефе;

б) возведение линий защиты берегов от размыва в зоне выклинивания кривой подпора;

в) удлинение зарегулированного русла в нижнем бьефе;

г) возведение дамб обвалования и линий защиты берегов от размыва в нижнем бьефе;

д) спрямление излучин сформировавшегося русла в верхнем и нижнем бьефах.

В проекте должна быть указана очередность этих мероприятий в зависимости от объема работ и продолжительности периодов (этапов) формирования русла. Ориентировочные сроки работ, определенные расчетом, должны уточняться в процессе эксплуатации путем организации систематических наблюдений за ходом русловых процессов и сопоставления их с проектными предположениями.

Потребность в устройстве дамб обвалования в верхнем бьефе, необходимость удлинения и наращивания их в высоту устанавливаются на основании сопоставления определенных расчетом отметок катастрофических горизонтов воды в реке с отметками местности на плане или с отметками верха существующей дамбы.

Очевидно, что, если в течение первых этапов занесения верхнего бьефа угроза затопления берегов паводковыми и зажорными горизонтами отсутствует, возведение дамб обвалования должно быть перенесено на момент, когда они действительно потребуются. При малых же объемах работ, а также если процесс полного занесения верхнего бьефа продолжается менее 10 лет, дамбы обвалования в верхнем бьефе следует возводить сразу на всю длину и полный профиль в процессе строительства самого узла.

Во всех остальных случаях границы обвалования и отметку верха дамб нужно намечать исходя из вероятного увеличения объема занесения верхнего бьефа и удлинения кривой подпора в течение 5—7 лет.

Если проектом узла предусмотрено наращение порогов, периоды удлинения и наращивания дамб обвалования в верхнем бьефе следует привязывать к периодам наращивания порогов.

Потребность в возведении линий защиты берегов от размыва в зоне выклинивания кривой подпора, а также необходимость продолжения этих линий вверх по течению по мере удлинения кривой подпора устанавливается на основе анализа скоростей течения, размываемости грунтов, слагающих берега, и фактических данных о наблюдаемых размывах (в бытовых условиях или за прошедший период эксплуатации узла).

Удлинение линий защиты берегов от размыва следует проектировать очередями в соответствии с удлинением кривой подпора за 3—5 лет.

При проектировании линий защиты ее начало следует выносить на расстояние $2 \div 3 B$ выше створа выклинивания кривой подпора, а конец (для первого положения) опускать на ту же величину ниже створа выклинивания первоначальной кривой подпора. В проекте

также должно быть предусмотрено наращивание верха защитных сооружений по мере повышения горизонтов воды в пределах кривой подпора, а если проектом узла предусматривается наращивание порогов, периоды удлинения линий защиты следует привязывать к периодам наращивания порогов.

Зарегулированное русло в нижнем бьефе необходимо удлинять в случаях: занесения нижнего бьефа, подпора существующего зарегулированного русла конусом отложений, образующихся в пойме реки за пределами зарегулированного русла, а также если образуются нежелательные свалы реки к берегам, которые могут вызвать размыв берегов.

Очередность работ по удлинению линий защиты и регулированию русла должна определяться расчетом исходя из размещения объема отложений в широкой пойме за 5—10 лет.

Потребность в устройстве дамб обвалования и проведении специальных мероприятий по защите берегов от размыва в нижнем бьефе может быть установлена на основании анализа формирования конуса отложений в нижнем бьефе с построением графика направлений возможного свала к берегам или по натурным данным и опыту эксплуатации. При проектировании вариант обвалования и защитных работ должен быть сопоставлен по технико-экономическим показателям с вариантом удлинения зарегулированного русла.

Излучины сформировавшегося русла в верхнем и нижнем бьефах можно спрямлять при условии сильной извилистости сформировавшегося русла и сравнительно высокой его устойчивости.

Спрявление излучин в верхнем бьефе плотин при низких берегах поймы имеет цель уменьшить напор на дамбы обвалования, а при сильной засоренности русла — ослабить возможность образования заторов льда, шуги и зажоров. В нижнем бьефе плотины спрявление излучин позволяет увеличить транспортирующую способность потока за счет увеличения уклона.

Такие спрявления следует предусматривать в проекте узла при сильной извилистости русла реки, в которое включается отводящее русло плотины.

§ 25. ПРИМЕР РАСЧЕТА РЕГУЛИРОВАНИЯ И ПЕРЕФОРМИРОВАНИЯ РУСЛА

Состав проекта по регулированию русла у плотинного узла. При проектировании регулирования русла прорабатываются следующие вопросы.

1. Русловые расчеты (в бытовых условиях и зарегулированного русла в верхнем и нижнем бьефах плотины).

2. Компонировка планового расположения выправительных сооружений в верхнем и нижнем бьефах плотины.

3. Выбор типов и конструкции выправительных сооружений применительно к местным условиям (тип реки, наличие местных стройматериалов, условия транспорта для привозных материалов и т. д.).

4. Определение глубин местного размыва русла у возводимых выправительных сооружений и необходимых размеров конструкций.

5. Расчеты процессов перестроения русла в верхнем и нижнем бьефах плотины и определение срока службы узла (относительно занесения наносами).

6. Определение объемов и стоимости работ по вариантам.

Для проектирования необходимо иметь следующие материалы*.

1. Народнохозяйственное значение регулирования русла у гидроузла.

2. Топографические условия; план участка русла в месте постройки узла сооружений в масштабе $1 : 1000 \div 1 : 3000$, но не мельче $1 : 10\,000$ (в зависимости от размеров сооружений); поперечные профили русла в нескольких створах выше и ниже узла. Эти данные получают на основании имеющихся плановых материалов или специально проводимых съемок.

3. Гидрологические данные о расходах воды для среднего, максимального и минимального по водности годов; кривые потребления воды в канал; кривую обеспеченности максимальных расходов воды; данные о расходах донных и взвешенных наносов, о фракционном составе донных наносов.

Все эти данные получают соответствующей обработкой имеющихся материалов наблюдений на гидрологической станции. При отсутствии наблюдений необходимые материалы могут быть получены методами, освещаемыми в курсе гидрологии.

4. Геологические данные о составе грунтов, слагающих дно и берега, и характере их залегания могут быть взяты из имеющихся геологических отчетов или в результате специальных исследований.

5. Данные о местных строительных материалах, имеющих в районе проектируемого узла.

6. Схему компоновки водозаборного узла с данными о величине подпора, коэффициентах водозабора и коэффициентах транзита донных наносов через плотину (при проектировании нового узла вопросы компоновки должны прорабатываться одновременно).

7. Экономические данные, необходимые для составления смет и сметно-финансовых расчетов: стоимость строительных материалов, транспорта, производства работ (берутся по укрупненным измерителям).

Методику русловых расчетов применительно к курсовому проектированию рассмотрим на примере Газалкентского гидроузла на р. Чирчике.

Цели регулирования и исходные данные для проектирования. В рассматриваемом случае русло регулируется для следующих целей.

1. Обеспечить устойчивое протекание потока без образования мелей и разделения реки на рукава на подходе к узлу в верхнем бьефе и одновременно защитить левый берег от размыва.

2. Создать в потоке на подходе к водоприемнику такую структуру, которая способствовала бы максимально возможному уменьшению завлечения донных наносов в камеры отстойника при одновременном обеспечении планового водозабора.

3. Ослабить размыв русла в нижнем бьефе плотины в первый период и обеспечить транзит донных наносов, сбрасываемых в нижний бьеф, на возможно большее расстояние от узла во второй и третий периоды занесения верхнего бьефа.

4. Защитить берега и расположенные на них сооружения от размыва в нижнем бьефе плотины (в частности, деривационный канал и автодорогу, расположенных в непосредственной близости от р. Чирчик).

План и продольный профиль русла в районе узла показаны на рисунке 163.

Из приведенных на рисунке данных следует, что за период работы узла, т. е. с 1939 по 1955 г., подпертый бьеф оказался почти полностью занесен, а в верхнем бьефе река разделена на три рукава.

В нижнем бьефе русло заглублено ниже бегового дна и происходит размыв правого берега.

* При курсовом проектировании данные приведены в задании.

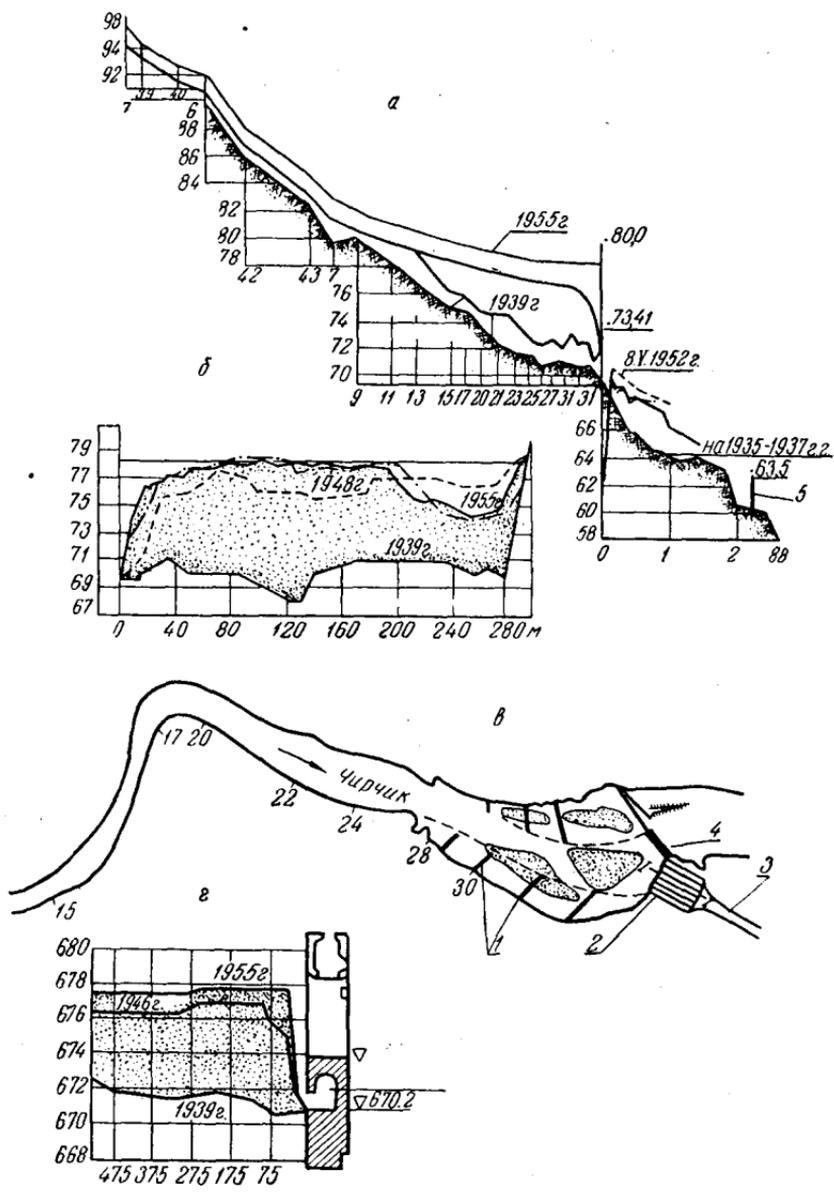


Рис. 163. Продольный *a* и поперечный *б* профили русла; *в* — план русла с указанием шпор; *г* — разрез по водоприемнику:
 1 — шпоры; 2 — отстойник; 3 — канал; 4 — плотина.

Для составления проекта регулирования русла в указанных выше целях и расчета переформирования имеются следующие данные.

1. План, продольный и поперечные профили участка реки в районе узла; в данном случае в верхнем бьефе на длине 2000 м и в нижнем бьефе на длине 1000 м.

2. Средний уклон поймы $I = 0,0029$ и гранулометрический состав наносов, слагающих русло.

3. Среднемноголетний расход воды в реке $Q_0 = 210 \text{ м}^3/\text{сек.}$

4. Распределение жидкого и твердого (донные наносы) стока для среднего по водности года в процентах (от годового стока) по месяцам.

Элемент расчета	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
Жидкий сток, %	0,9	1,0	3,9	9,4	17,2	24,0	18,3	10,3	5,3	3,7	3,2	2,8
Донные наносы, %	0	0	0	10,8	16,8	43,0	17,7	10,7	0	0	0	0

5. Расчетные расходы паводка.

Процент обеспеченности	10	5	3	1	0,1
Расход, $\text{м}^3/\text{сек.}$	1100	1230	1300	1450	1750

6. Водозабор в период вегетации.

Элемент расчета	IV	V	VI	VII	VIII	IX	В паводок	Средний за вегетацию
Водозабор в канал, $\text{м}^3/\text{сек.}$							220	180

7. Основные отметки.

Средняя отметка дна, м	Средняя отметка земли, м	Н. п. г.	М. п. г.
100,0	107,5	103,0	108,5

8. Предельно-минимальный перепад на плотине, допускаемый соответственно пропускной способности при средних расходах $z = 0,5 \text{ м.}$

Средний диаметр $d = 42 \text{ мм.}$

Максимальный диаметр $D = 128 \text{ мм.}$

Результаты обработки исходных данных сведены в таблицу 18.

В этой таблице для паводка принят расход воды с обеспеченностью 3% округленно $Q_p = 1300 \text{ м}^3/\text{сек.}$

Средний расход принят как средневзвешенный за период интенсивного движения донных наносов (с мая по июль продолжительность периода $t = 90$ дней). В нашем случае он равен:

$$Q_c = \frac{\sum P_v P_n}{\sum P_n} \cdot \frac{12 Q_0}{100} = \frac{17,2 \cdot 16,8 + 24,0 \cdot 43,0 + 18,3 \cdot 17,7}{16,8 + 43,0 + 17,7} \cdot \frac{12 \cdot 210}{100} = 536 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

Расходы воды, м ³ /сек	Руслоформирующая скорость течения, м/сек	Коэффициент устойчивой ширины	α	Диаметр движущихся наносов d , мм.
$Q_p = 1300$ (паводок)	$v_{фр} = 2,20$	$A_p = 1,0$	$1/5$	128
$Q_c = 536$ (средний расход)	$v_{фс} = 1,84$	$A_c = 1,09$	$1/4$	42
$Q_m = 65,2$ (межень)	$v_{фм} = 0,79$	$A_m = 1,67$	$1/8$	—

Меженный расход принят как средний за период межени (с октября по март $t_{\text{меж}} = 180$ дней) и оказался равным

$$Q_m = \frac{3,7 + 3,2 + 2,8 + 0,9 + 1,0 + 3,9}{6} \cdot \frac{12 \cdot 210}{100} = 65,2 \text{ м}^3/\text{сек.}$$

Коэффициент устойчивой ширины русла в паводок принят $A_p = 1,0$ по классификации, приведенной в таблице 1, для предгорных участков рек с гравелистым руслом — профиль типа б.

Показатели степени α приняты исходя из средних глубин: в паводок $H = 3$ м, при средних расходах $H = 2$ м и в межень $H = 1,0$ м.

Расчет бытового русла выполнен для условий прохождения среднего расхода. Расчет составлен для устойчивого рукава плёсового участка ниже плотины (после изъятия воды и определения стока донных наносов).

Устойчивый рукав рассчитан по схеме первой задачи (табл. 6) при $v_{фс} = 1,84$ м/сек; $A_c = 1,09$; уклон рукава принят равным среднему уклону поймы $I = 0,0029$. Общее число рукавов определяется отношением

$$N = \frac{Q_c}{Q_{ур}}$$

Если $N < 1$, то принятые условия формирования русла (значение $v_{фс} = 1,84$ м/сек) при средних расходах воды выбраны неверно, что нужно учесть при последующих расчетах. ($v_{фс}$ должно быть меньше, так как при уклоне I в реке не хватает воды для развития скорости 1,84 м/сек.)

Расчет плёсового участка выполнен по схеме второй задачи (табл. 6) при $v_{фс} = 1,84$ м/сек $A = 1,09$, принимая $Q_{п} = Q_c = 536$ м³/сек (плёсовый участок рассматривается как результат слияния нескольких отдельных рукавов в одно русло). Уклон плёса при $\alpha = \frac{1}{4}$ можно определять по формуле:

$$I_{п} = I \left(\frac{Q_{ур}}{Q_c} \right)^{0,268} \quad (275)$$

Так как уклон плёса $I_{п}$ не может быть больше среднего уклона поймы I , то в случае $N < 1$ плёс следует рассчитывать по схеме третьей задачи, принимая $I_{п} = I$ и вычисляя значение $v_{ф}$ (при $\alpha = \frac{1}{4}$) по формуле:

$$v_{фх} = v_{фс} \left(\frac{Q_c}{Q_{ур}} \right)^{0,083} \quad (276)$$

Плѣсовый участок ниже плотины отличается от плѣсового участка реки меньшим расходом воды (за счет водозабора), причем в первые периоды уклоны таких участков приближенно равны уклонам бытовых плѣсов.

Расчет выполнен по схеме третьей задачи таблицы 6 при $Q_{\text{пн}} = Q_{\text{с}} - Q_{\text{в}} = 536 - 180 = 356 \text{ м}^3/\text{сек}$; $A_{\text{с}} = 1,09$, причем значение руслоформирующей скорости можно определять (при $\alpha = \frac{1}{4}$) по упрощенной формуле (276):

$$v_{\text{фк}} = v_{\text{фс}} \left(\frac{Q_{\text{пн}}}{Q_{\text{с}}} \right)^{0,083}$$

В случае $N < 1,0$ при расчете следует учесть уменьшение руслоформирующей скорости бытового плѣса, вводя вместо величины $v_{\text{фс}}$ вычисленную величину $v_{\text{фс}}$ для плѣса в верхнем бьефе.

Сток донных наносов определяют отдельно для бытового плѣса и плѣса в нижнем бьефе исходя из транспортирующей способности. В процессе расчета находят следующие данные.

1. Погонные расходы донных наносов по формуле В. Н. Гончарова [8]:

$$g_t = 2,08 v_{\text{н}} d \left(\frac{d}{H} \right)^{2/2}; \quad \Gamma \left(\frac{v}{v_{\text{н}}} \right) \text{ кг/м.сек}, \quad (277)$$

где $\Gamma \left(\frac{v}{v_{\text{н}}} \right) = \left(\frac{v}{v_{\text{н}}} \right)^3 \left(\frac{v}{v_{\text{н}}} - 1 \right)$. Значения $\Gamma \left(\frac{v}{v_{\text{н}}} \right)$ даны в таблице 19.

Таблица 19

$\frac{v}{v_{\text{н}}}$	$\Gamma \left(\frac{v}{v_{\text{н}}} \right)$	$\frac{v}{v_{\text{н}}}$	$\Gamma \left(\frac{v}{v_{\text{н}}} \right)$	$\frac{v}{v_{\text{н}}}$	$\Gamma \left(\frac{v}{v_{\text{н}}} \right)$
1,00	0	1,38	1,00	1,76	4,15
1,02	0,0212	1,40	1,100	1,78	4,41
1,04	0,0448	1,42	1,200	1,80	4,67
1,06	0,0715	1,44	1,310	1,82	4,95
1,08	0,101	1,46	1,430	1,84	5,24
1,10	0,133	1,48	1,560	1,86	5,55
1,12	0,169	1,50	1,690	1,88	5,86
1,14	0,207	1,52	1,820	1,90	6,17
1,16	0,249	1,54	1,970	1,92	6,51
1,18	0,295	1,56	2,125	1,94	6,86
1,20	0,345	1,58	2,290	1,96	7,25
1,22	0,400	1,60	2,455	1,98	7,60
1,24	0,458	1,62	2,63	2,00	8,00
1,26	0,520	1,64	2,83		
1,28	0,587	1,66	3,02		
1,30	0,659	1,68	3,22		
1,32	0,735	1,70	3,44		
1,34	0,817	1,72	3,66		
1,36	0,906	1,74	3,90		

$v_{\text{н}} = v_{\text{ф}} \left(\frac{d}{L} \right)^{\alpha} N^{\alpha}$ — передвигающая скорость для самых мелких фракций смеси, скорость $v_{\text{ф}}$ принимается по среднему диаметру наносов d , согласно данным таблицы 7.
 H — глубина потока.

Значения $\left(\frac{d}{H}\right)^{\alpha/2}$ при $\alpha = 1/3$ и $1/4$ можно определять по таблице 20.

Т а б л и ц а 20

$\frac{d}{H}$	0,10	0,09	0,08	0,070	0,060	0,050	0,040	0,030	0,020	0,015	0,010
$\left(\frac{d}{H}\right)^{\frac{1}{8}}$	0,75	0,74	0,73	0,715	0,705	0,690	0,670	0,645	0,615	0,590	0,565
$\left(\frac{d}{H}\right)^{\frac{1}{6}}$	0,680	0,67	0,655	0,640	0,625	0,605	0,585	0,560	0,520	0,495	0,465

2. Секундный расход донных наносов (в кг/сек):

$$G = k_{\Pi} B g t,$$

где k_{Π} — коэффициент полосы движения донных наносов для устойчивых прямолинейных участков рек $k_{\Pi} \approx 0,8$.

3. Годовой сток наносов (в тыс. м):

$$\Sigma G \Delta t = 8,64 \frac{G t}{\Sigma P_{\Pi}},$$

где t — продолжительность периода интенсивного движения донных наносов в сутках (период паводка);

ΣP_{Π} — общий суммарный процент наносов (от годового стока), проходящий за период t .

Результаты всех расчетов сводят в таблицу 21.

Расчеты выполняют непосредственно в таблице 22.

Расчет зарегулированного русла произведен для условий прохождения паводка. Расчет составлен для зарегулированного русла в верхнем бьефе на прямом участке и в нижнем бьефе на таком же участке, а также для определения элементов кривого русла (в процессе проектирования регулирования русла при одностороннем водозаборе).

Зарегулированное русло в верхнем бьефе на прямом участке рассчитано по схеме второй задачи при $v_{\text{Фр}} = 2,2$ м/сек; $A_p = 1,0$ на принятую величину расчетного расхода $Q_p = 1300$ м³/сек.

Если определенный расчетом устойчивый уклон зарегулированного русла больше среднего уклона поймы ($I_y > I$), чего не может быть в условиях верхнего бьефа, то расчет следует вести по схеме третьей задачи, принимая $I_y = I$.

Расчет зарегулированного русла в нижнем бьефе на прямом участке выполнен по схеме третьей задачи при $I_{\text{ун}} = k_{\xi} I_y$ и расчетном расходе $Q = Q_p - Q_b = 1300 - 220 = 1080$ м³/сек. Коэффициент k_{ξ} — это поправка, увеличивающая уклон в нижнем бьефе по сравнению с уклоном в верхнем бьефе для того, чтобы уменьшенные (за счет водозабора) расходы воды могли транспортировать то же количество донных наносов, что и в верхнем бьефе. Значение k_{ξ} определяется по таблице 23

в зависимости от коэффициента водозабора $\varphi_p = \frac{Q_b}{Q_p}$ и параметра $\mu = 0,61 \frac{v_{\text{Фс}}}{v_{\text{Фр}}}$.

* Коэффициент $0,61 = \left(\frac{d}{D}\right)^{\frac{1}{5}}$ 0,75 при $\frac{d}{D} = \frac{1}{3}$; 0,75 = $\frac{1}{1,34}$.

Элементы бытового русла и расчет стока донных наносов
(по исходным данным таблицы 18)

Наименование участка	Элемент русла							Расчет стока донных наносов									
	$v_{фс}$	A	I	H	v	q	B _y	Q	v_H	$\frac{v}{v_H}$	$\Gamma\left(\frac{v}{v_H}\right)$	$\frac{d}{H}$	$\left(\frac{d}{H}\right)^{\frac{1}{6}}$	ϵ_t	G	ΣGAI	
Устойчивый рукав	1,84	1,09	0,0029	1,89	2,16	4,09	50,1	205									
Плёс в верхнем бьефе . .	1,84	1,09	0,00226	2,67	2,37	6,32	84,8	536	1,34	1,77	4,28	0,0158	0,593	0,404	24,4	274	
Плёс в нижнем бьефе . .	1,78	1,09	0,00226	2,35	2,21	5,16	69,3	356	1,30	1,70	3,44	0,0176	0,605	0,321	17,75	178	

Расчет устойчивого рукава, 1-я задача	Расчет плёса в верхнем бьефе, 2-я задача	Расчет плёса в нижнем бьефе, 3-я задача	Расчет стока донных наносов
$H = 0,685 \frac{11,45}{4,14} = 1,89 \text{ м}$	$I_y = 0,00163 \frac{1,05 \cdot 7,12}{5,38} = 0,00226$	$v_{\text{пл}} = 1,84 \sqrt[3]{\frac{356 \cdot 0,083}{536}} = 1,78 \text{ м/сек}$	$v_H = 0,57^* \cdot 1,84 H^{\frac{1}{4}} = 1,05 H^{\frac{1}{4}}$
$v = 1,84 \sqrt[4]{1,89} = 2,16 \text{ м/сек}$	$B_y = 1,09 \frac{23,2}{0,297} = 84,8 \text{ м}$	$B_y = 84,8 \sqrt[3]{\frac{356}{536}} = 69,3 \text{ м}$	$g_t = 2,08 \cdot 0,042 v_H \times \Gamma \left(\frac{v}{v_H} \right) = \left(\frac{d}{H} \right)^{\frac{1}{6}} = 0,0875 v_H \Gamma \left(\frac{v}{v_H} \right) \left(\frac{d}{H} \right)^{\frac{1}{6}}$
$B_y = 1,09 \frac{4,09}{0,097} = 50,1 \text{ м}$	$H = \left(\frac{6,32}{1,84} \right)^{\frac{4}{5}} = 2,67 \text{ м}$	$H = \left(\frac{5,16}{1,78} \right)^{\frac{4}{5}} = 2,35 \text{ м}$	$G = 0,8 g_t B$
Проверка: $I_y = 0,0029 \left(\frac{205}{536} \right)^{0,288} = 0,00226$;	$H = 2,67 \sqrt[3]{\frac{356}{536}}$;	$\sum G \Delta t = 8,64 \frac{G \cdot 9,0}{77,6} = 10 G \text{ тыс. м}$	

* $0,57 = 0,75 \left(\frac{d}{D} \right)^{\frac{1}{4}}$ при $\frac{d}{D} = \frac{1}{3}$. Это переводной коэффициент от скорости сплошного влечения к скорости трогания самых малых фракций.

При решении третьей задачи руслоформирующую скорость удобно определять по формуле $v_{\text{фх}} = v_{\text{фр}} \xi$, где значение ξ берут из таблицы 23.

Элементы кривого русла (ширина, средняя и максимальная глубина и др.) определяют умножением соответствующих элементов прямого русла (H и B) на эмпирические коэффициенты k_r , ϵ , значения которых могут быть приняты по данным автора в зависимости от радиусов кривизны русла и отношения $\frac{r}{B}$, приведенных в таблице 24.

Таблица 23

φ	ξ			$K\xi$		
	$\mu = 0,4$	$\mu = 0,5$	$\mu = 0,6$	$\mu = 0,4$	$\mu = 0,5$	$\mu = 0,6$
0,04	1,008	1,0075	1,007	1,040	1,036	1,034
0,06	1,011	1,0105	1,010	1,061	1,057	1,055
0,08	1,015	1,0135	1,012	1,076	1,070	1,066
0,10	1,019	1,0165	1,014	1,098	1,089	1,082
0,12	1,023	1,0205	1,018	1,118	1,110	1,104
0,14	1,027	1,0445	1,022	1,147	1,132	1,122
0,16	1,032	1,0290	1,026	1,169	1,155	1,144
0,18	1,037	1,0335	1,030	1,198	1,182	1,170
0,20	1,042	1,0375	1,033	1,225	1,207	1,193
0,22	1,047	1,035	1,037	1,251	1,234	1,216
0,24	1,051	1,046	1,041	1,255	1,260	1,242
0,26	1,055	1,030	1,045	1,312	1,290	1,270
0,28	1,062	1,056	1,050	1,350	1,320	1,300
0,30	1,070	1,062	1,054	1,386	1,358	1,330
0,35	1,074	1,071	1,068	1,490	1,460	1,430

Таблица 24

r/B	6	5	4	3	2	1,5
τ	0,60	0,60	0,65	0,75	0,85	2,0
ϵ	1,48	1,84	2,20	2,57	3,00	—
k_r	1,24	1,27	1,33	1,43	1,60	2,69

Результаты всех расчетов сводят в таблицу 25.

Расчет местного размыва и заложения низа крепления у защитных сооружений. Расчет глубины размыва у поперечных шпор и продольных дамб выполняют по формуле (99):

$$H_p = CH,$$

где H — глубина на подходе;

C — коэффициент размыва для глухих шпор; значение его определяют по таблицам 6, 7, 8 в зависимости от отношения $\frac{l_p}{H}$ и угла атаки α (см. приложения).

Наименование участка	Элемент прямого русла						Элемент кривого русла										
	А	В	Г	Д	Е	Ж	З	И	К	Л	М	Н	О	П			
Зарегулированное русло в верхнем бьефе	2,2	1,0	1300	0,00243	120	10,82	3,78	2,87	840	120	1,24	4,08	1,48	5,6	—	—	3,7
								420	90	1,38	5,22	2,38	9,0	0,42	37,3	4,7	
Зарегулированное русло в нижнем бьефе	2,27	1,0	1080	0,00284	106	10,98	3,49	2,92	371	79	1,38	4,81	2,38	8,3	0,42	37,2	3,75
								742	106	1,24	4,33	1,48	5,16	—	—	—	2,96

Порядок расчета:

а) зарегулированного русла в верхнем бьефе

$$1) I_y = 0,00192 \frac{13,1}{10,35} = 0,00243$$

$$2) B_y = \frac{\sqrt{1300}}{0,301} = 120 \text{ м (с округлением)}$$

$$3) H = \left(\frac{10,82}{2,20} \right)^{\frac{5}{6}} = 3,78 \text{ м}$$

б) зарегулированного русла в нижнем бьефе

$$\varphi = \frac{220}{1300} = 0,169; \quad \mu = 0,61 \frac{1,84}{2,20} = 0,51;$$

$$k_{\xi} = 1,164; \quad \xi = 1,03$$

$$1) I_y = 0,00243 \cdot 1,164 = 0,00284$$

$$2) B_y = \frac{\sqrt{1080}}{0,311} = 106 \text{ (с округлением)}$$

$$3) v_{\Phi} = 2,2 \sqrt[3,2]{\frac{1,101}{1,101}} = 2,27$$

$$4) H = \left(\frac{10,18}{2,27} \right)^{\frac{5}{6}} = 3,49$$

Низ крепления закладывают на 1 м ниже отметки ожидаемого размыва. Для сквозных шпор значение C_p определяют в зависимости от конструкции и коэффициента застройки P . При определении высоты сквозных конструкций из тетраэдров следует установить возможное погружение их в дно в зависимости от грунта.

Результаты расчета местного размыва и заложения виаз крепления у защитных сооружений приведены в таблице 26.

Т а б л и ц а 26

Наименование дамбы или шпоры	Угол атаки α	Рабочая длина шпоры или ширина сваи	Глубина на подходе H_M	$\frac{l_p}{H}$	Коэффициент размыва C	Глубина размыва H_p	Глубина заложения крепления, или погружение в грунт
Глухие шпоры с облицовкой рваным камнем в верхнем бьефе	60	50	3,78	13,2	3,02	11,40	12,50
Сквозные шпоры из тетраэдров в нижнем бьефе . . .	90	50	3,49	14,3	2,50	8,72	10,0

Расчеты процессов переформирования русла у Газалкентского узла. Процессы переформирования являются следствием нарушений режима жидкого и твердого стоков реки в результате подпора плотиной и забора в каналы воды, не содержащей донных наносов. Расчетам подвергаются: занесение и заиление верхнего бьефа, размыв и занесение нижнего бьефа.

В процессе расчетов определяют: длину участка занесения или размыва, элементы сформировавшегося русла, объемы и продолжительность занесения или размыва. Все расчеты выполняют на основании условий прохождения расходов Q_c (для нижнего бьефа с учетом водозабора $Q_c - Q_b$), поэтому в реальных условиях ход процесса переформирования может сильно искажаться фактической водностью одного года или серии лет. При расчетах используется приближенный суммарный метод, осредняющий расходы гидрографа для каждого периода переформирования.

Занесение и заиление верхнего бьефа играют большую роль в процессе переформирования верхнего бьефа плотин среднего и высокого напора. При расчете бьефов плотин с напором менее 10 м и уклонах $I > 0,002$ заиление ввиду больших скоростей течения в верхнем бьефе можно не учитывать.

Процесс занесения верхнего бьефа делится на три периода, различающиеся условиями формирования и объемами возможных среднегодовых отложений. Характеристика периодов дана в таблице 27.

При пользовании этой характеристикой нужно иметь в виду следующее:

коэффициент $\xi = \frac{v_{фх}}{v_{фс}}$ вводится только в случае, если при расчетах бытового русла $N < 1,0$; если же $N > 1$, то $\xi = 1,0$; значение коэффициентов $K_2 = f_1(\varphi)$ и $A_\varphi = f_2(\varphi)$ можно определить по таблице 17; γ_n — объемный вес наносов; $\Sigma G \Delta t$ и $\Sigma G_n \Delta t$ — среднегодовые стоки донных наносов бытового русла и плёса в нижнем бьефе.

Период	Характеристика формирования	$K = \frac{I_B}{I_H}$	A	Объем средних годовых отложений ΔW , тыс. м ³
1-й	Отложение в верхнем бьефе всех донных наносов и части взвешенных; в конце периода донные наносы достигают створа начала эффективного промыва	$K_1 = \frac{0,19}{\xi^3}$	$A_1 = \frac{1,32A_2}{\xi^2}$	$\Delta W_1 = \frac{1}{\gamma_H} \Sigma G \Delta t$
2-й	Дальнейшее занесение верхнего бьефа в конце периода в створе начала зоны эффективного промыва происходит столько наносов, сколько поток может их транспортировать в нижнем бьефе плотин	$K_2 = f(\varphi)$	$A_2 = \frac{A_p}{\xi^2}$	$\Delta W_2 = \frac{1}{\gamma_H} \left(\Sigma G \Delta t - \frac{1}{3} \Sigma G_H \Delta t \right)$
3-й	Окончательное занесение верхнего бьефа; в конце периода в верхнем бьефе формируется бытовое русло	$K_3 = 1,0$	$A_3 = \bar{A}_c$	$\Delta W_3 = \frac{1}{2\gamma_H} (\Sigma G \Delta t - \Sigma G_H \Delta t)$

Период	Исходные величины I	$I_{\text{п}}$	n	K	$L_{\text{пр}}$	ΔH	$1+(n-1)K$	nI	$[1+(n-1)KI_{\text{п}}]$	$nI-[1+(n-1)KI_{\text{п}}]$	$n\Delta H$	L	ΔW
1-й	0,0029	0,00226	2	0,19	276	5,37	1,19	0,0058	0,00269	0,00311	10,74	3450	350,0
2-й	0,0029	0,00226	2	0,748	385	5,32	1,748	0,0058	0,00395	0,00185	10,64	5750	126,5
3-й	0,0029	0,00226	2	1,0	470	5,22	2,0	0,0058	0,00452	0,00128	10,44	8250	28,2

Величины подпора:

$$\Delta H = 108,00 - 100,00 - 1,89 - L_{\text{пр}} (0,0029 - 0,00113K) = 6,11 - 0,00113L_{\text{пр}} (2,56 - K);$$

$$\Delta W_1 = \frac{1}{\gamma_{\text{п}}} \Sigma G \Delta t = \frac{1}{1,7} 274 = 161 \text{ тыс. м}^3 \text{ с учетом песчаных фракций (190 тыс. м}^3);$$

$$\Delta W_1 = 350 \text{ тыс. м}^3;$$

$$\Delta W_2 = \frac{1}{\gamma_{\text{п}}} \left(\Sigma G \Delta t - \frac{1}{3} \Sigma G_{\text{п}} \Delta t \right) = \frac{1}{1,7} \left(274 - \frac{1}{3} \times 178 \right) = 126,5 \text{ тыс. м}^3;$$

$$\Delta W_3 = \frac{1}{2\gamma_{\text{п}}} (\Sigma G \Delta t - \varepsilon G_{\text{п}} \Delta t) = \frac{1}{2 \times 1,7} (274 - 178) = 28,2 \text{ тыс. м}^3.$$

Длину кривой подпора определяют по формуле:

$$L = \frac{n\Delta H}{nI - [1 + (n-1)K] I_{\Pi}}$$

Для плотин с зарегулированным (устойчивым) верхним бьефом $n = 2$; для плотин с широким верхним бьефом, т. е. когда ширина русла превосходит устойчивую ширину в два раза и более, значение n равно 3.

ΔH — величина подпора в створе начала зоны действенного промыва

$$\Delta H = \nabla_{\text{н.п.г.}} - \nabla_{\text{дна}} - H - L_{\text{пр}} \left(I - \frac{1}{2} K I_{\Pi} \right),$$

здесь $\nabla_{\text{дна}}$ — берется в створе промыва;

H — глубина русла при среднем уклоне поймы I ;

$L_{\text{пр}}$ — длина зоны эффективного промыва верхнего бьефа в паводок;

I — средний уклон поймы;

I_{Π} — уклон плёса;

K — коэффициент, отражающий условия формирования (из табл. 28).

Длина зоны промыва в паводок составляет для плотин с малым напором на больших уклонах $L_{\text{пр}} = 200-300$ м, для плотин со средним напором 600—800 м. Предельная величина

$$L_{\text{пр}} \leq \frac{H_{\text{пав}} - H_{\Pi} - (\nabla_{\text{м. п. г.}} - \nabla_{\text{н. п. г.}})}{I_{\text{пав}} - \frac{1}{2} K I_{\Pi}}$$

В данном случае

$$L_{\text{пр}} = \frac{3,78 - 2,67 - (108,5 - 108,0)}{0,00243 - \frac{1}{2} K \cdot 0,00226} = \frac{0,61}{0,00243 - 0,00113K} = 276$$

Результаты расчетов сведены в таблицу 30.

Элементы сформированного русла могут определяться по схеме третьей задачи. Расчет для створа начала зоны промыва в условиях примера приведен в таблице 29.

Т а б л и ц а 29

Период	Элемент прямого русла	
	средняя глубина H	ширина B
1-й	$H_1 = 0,965 H_{\Pi} = 2,57$	$B_1 = 1,84 B_{\Pi} = 157$
2-й	$H_2 = K_{\Pi} H_{\Pi} = 2,77$	$B_2 = K_B B_{\Pi} = 99,4$
3-й	$H_3 = H_{\Pi} = 2,67$	$B_3 = B_{\Pi} = 84,8$

Значения $K_{\Pi} = f_3(\varphi)$ и $K_B = f_4(\varphi)$ определяются по таблице 17.

Объемы отложений за период определены в таблице 32 исходя из планового очертания поймы и расположения расчетных створов. Толщина слоя отложений в пределах створа за период принимается равной подъему кривой подпора на этом створе в течение периода.

Расчетные створы выбраны на основании кривых подпора, построенных для каждого периода прямыми линиями, соединившими следующие точки: $\nabla_{\text{н. п. г.}}$ в створе плотины, подъем на величину ΔH в створе промыва и конец выклинивания кривой подпора.

Таблица подсчета объемов занесения верхнего бьефа

Створ	Ширина створа $B, м$	Толщина слоя отложений $\Delta h, м$	Площадь $\omega = B\Delta h, м^2$	Средняя площадь $\omega_{ср}, м^2$	Расстояние между створами $\Delta L, м$	Объем $W = \omega_{ср}\Delta L$
1-й период $L_{пр} = 276 м; L_1 = 3450$						
Плотина	—	—	0	805,5	276,0	222,0
Створ промыва	300	5,37	1611,0	805,5	3450,0	2770,0
К. к. п. (конец кривой подпора)	—	—	0			
					3726,0	2992,0
2-й период $L_{пр} = 385 м; L_2 = 5750$						
Плотина	—	—	0			
Створ промыва 1-го периода	300	0,16	48	24	276	6,65
Створ промыва 2-го периода	265	0,12	32	40	109	4,35
К. к. п. 1-го периода	120	1,95	230	131	3331	435,0
К. к. п. 2-го периода	—	—	0	115,0	2469	270,0
					6185	716,0
3-й период $L_{пр} = 470 м; L_3 = 8250$						
Плотина	—	—	0			
Створ промыва 2-го периода	265	0,13	30,0	15,0	385	5,8
Створ промыва 3-го периода	250	0,06	15,0	22,5	85	1,9
К. к. п. 2-го периода	120	1,50	180,0	97,5	5665	560,0
К. к. п. 3-го периода	—	—	0	90,0	2585	232,0
					8720	799,7

Таблица 31

Период	Объем отложений за период W , тыс. $м^3$	Объем среднегодовых отложений ΔW , тыс. $м^3$	$t = \frac{W}{\Delta W}$
1-й	2992	350,0	8,45
2-й	716	126,5	5,63
3-й	799	28,2	28,2

Общая длительность переформирования равна $T = 42,30$ года.

В расчет введены следующие створы.

Для первого периода: створ плотины, створ промыва и конец выклинивания кривой подпора; для второго и третьего периодов: створ плотины,

створы промыва данного и предыдущего периодов и створы конца выклинивания кривой подпора данного и предыдущего периодов.

Ширина створов определена по плану масштаба 1 : 5000; Высота отложений (подъем горизонта) на створе за период взята с продольного профиля.

Причиной размыва нижнего бьефа является сброс в него (в течение первых двух периодов занесения верхнего бьефа) расходов воды, недогруженных донными наносами, которые нагружаются до транспортирующей способности за счет продуктов размыва. Продолжительность периода размыва равна $t_p = t_1 + t_2$, а возможный объем размыва за этот период:

$$W_p = \frac{1}{\gamma} \sum G_n \Delta t \left(t_1 + \frac{2}{3} t_2 \right) = \\ = \frac{1}{1,7} 178 \left(8,45 + \frac{2}{3} \times 5,65 \right) = 1285 \text{ тыс. м}^3.$$

Уклон размытого русла в нижнем бьефе находят по формуле:

$$I_p = K_i I_n.$$

Коэффициент K_i для большинства низконапорных плотин можно принимать с запасом $K_i = 1,0$. Элементы сформировавшегося размытого русла можно принимать равными элементам плёса в нижнем бьефе (при $K_i < 1,0$ элементы сформировавшегося русла можно определять по схеме третьей задачи).

Глубину размыва дна и понижение горизонта воды находят с учетом естественной самоотмостки дна крупными фракциями.

Диаметр наименьшего камня самоотмостки D_{\min} определяем из условия, что для него скорость формирования плёса в нижнем бьефе (v_{ϕ}) является скоростью начала трогания, в данном случае имеем $v_{\phi} = 1,78 \text{ м/сек}$; $D_{\min} = 79 \text{ мм}$.

Для определения величины размыва дна можно использовать приближенную формулу:

$$\Delta h_p = K_p \frac{D_{\max} + D_{\min}}{10 g_e} = 0,895 \frac{128 + 79}{10 \cdot 21,5} = 0,86 \text{ м};$$

$K_p = \frac{\pi}{6K(1-p)} = 0,895$ (в среднем при $K = 0,75$ $p = 0,22$, здесь p — порозность);

$$g_e = 100 \left(1 - \sqrt{\frac{D_{\min}}{D_{\max}}} \right) = 100 \left(1 - \sqrt{\frac{79}{128}} \right) = 21,5 \% (g_e - \text{процентное}$$

содержание фракций крупнее D_{\min});

$$m = \frac{D}{d} - 1 = \frac{128}{43} - 1 \approx 2.$$

Понижение горизонта воды после размыва $\Delta H_b = \Delta h_p = 0,86 \text{ м}$.

Длина участка размыва:

$$L_p = \frac{2W_p}{(B_p + 2H_p) \Delta h_p} = \frac{2 \times 1285}{(69,3 + 2 \times 2,35) \times 0,86} = 40,5 \text{ км}.$$

Если глубины размыва, определенные рассмотренным способом, превышают $\Delta h_p = 1,0 \div 1,5 \text{ м}$, то желательно провести уточнение, учитывающее,

что фактически уклон размытого русла у плотины

$$I_p < I_n \text{ (т. е. } K_i < 1,0\text{)}.$$

Для этого уточнения рекомендуется следующий прием, излагаемый на основе самостоятельного конкретного примера. Весь расчет сводится к заполнению таблицы 32.

В таблице 32 графы 1, 2, 3, 5 и 7 стандартные и содержат исходные величины, отвечающие предположению, что дно воронки размыва выстилается фракциями той или иной крупности D_{\min} . Величины в графах 4, 6 и 8 находят умножением величин граф 3, 5 и 7 на соответствующие коэффициенты, вычисляемые по формулам:

$$K_i = 0,00163 \frac{A_c^{0,563}}{Q_n^{0,268}} = \frac{I_n}{v_\phi^{3,21}};$$

$$K_n = 0,358 \frac{Q_n^{0,355}}{A_e^{0,752}} = H_n v_\phi^{0,38};$$

$$K_b = \frac{Q_n}{K_n^{5/4}} = B_n v_\phi^{0,65},$$

здесь Q_n ; H_n ; B_n и v_ϕ — расход, глубина, ширина и руслоформирующая скорость для плёсового участка нижнего бьефа.

Таблицу 32 заполняют начиная с графы 4 снизу вверх (со строки $D_{\min} = 40$ мм) и заканчивают сразу после получения значения $I_p > I_n$. При дальнейшем заполнении таблицы вышележащие строки оставляют пустыми.

Формулы, по которым заполняются графы 9, 10, 11, 12, 14, 15, 16 и 17, выписаны непосредственно в таблице 32. Показатель степени m (графа 9) вычисляют по формуле $m = \frac{D}{d} - 1$; коэффициент K_p (графа 12) — по фор-

муле $K_p = \frac{\pi}{6K(1-p)}$ при $K = 0,75$, $p = 22\%$, $K_p = 0,895$.

Таблица заполнена для условий $Q_n = 380$ м³/сек;

$H_n = 2,35$ м; $B_n = 70,8$ м; $v_\phi = 1,84$ м/сек; $I = 0,0034$; $I_n = 0,00247$;

$d = 45$ мм; $D = 135$ мм; $A = 1,10$; $W_{\text{фак}} = \frac{1}{v_n} \Sigma G_n \Delta t (t + \frac{2}{3}t_2) = 40$ тыс. м³;

при этом

$$K_i = 0,00163 \frac{1,1^{0,563}}{380^{0,268}} = 0,000348; K_b = \frac{380}{2,79^{5/4}} = 105,2;$$

$$K_n = 0,358 \frac{380^{0,355}}{1,1^{0,752}} = 2,79; m = \frac{135}{45} - 1 = 2; K_p = 0,895.$$

По данным таблицы строят кривые (рис. 164):

$$W_p = f_1(D_{\min}); H_p = f_2(D_{\min}); B_p = f_3(D_{\min}); \Delta H_p = f_4(D_{\min}); \\ L_p = f_5(D_{\min}); \Delta H_b = f_6(D_{\min}).$$

На этот график наносят фактический объем размыва, определенный по вы-

ражению $W_{\text{фак}} = \frac{1}{v_n} \Sigma G_1 \Delta t (t_1 + \frac{2}{3}t_2)$;

По кривой $W_p = f_1(D_{\min})$ определяют диаметр отстойки D_{\min} , по которому, пользуясь остальными кривыми, находим искомые I_p , H_p , B_p , Δh_p и L_p .

Пользуясь кривыми рисунка 164 для $W_{\text{фак}} = 40$ тыс. м^3 , определяем

$$D_{\min} = 83 \text{ мм}; \quad \Delta H_B = 0,72 \text{ м}; \quad H_p = 2,15 \text{ м}; \quad B_p = 72 \text{ м}; \\ \Delta h_p = 1,2 \text{ м}; \quad L_p = 480 \text{ м}.$$

Занесение нижнего бьефа вызывается перегрузкой потока донными наносами вследствие водозабора в каналы

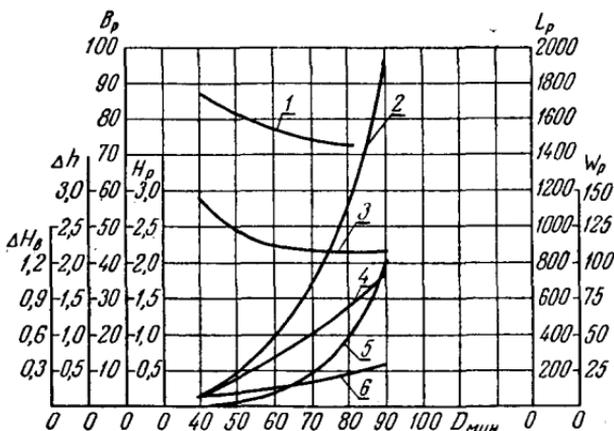


Рис. 164. График зависимостей: Δh , B_p , H_p , H_B , L_p , W_p от D_{\min} :

1 — $\Delta h = f_1(D_{\min})$; 2 — $B_p = f_2(D_{\min})$; 3 — $H_p = f_3(D_{\min})$;
4 — $H_B = f_4(D_{\min})$; 5 — $L_p = f_5(D_{\min})$; 6 — $W_p = f_6(D_{\min})$.

воды без донных наносов. Предельное занесение определяют из допустимого подъема горизонта воды в нижнем бьефе.

Занесение рассчитывают на величину среднего расхода воды:

$$Q_n = 356 \text{ м}^3/\text{сек}.$$

Уклон занесенного русла:

$$I_3 = \frac{I_{II}}{K_2} = \frac{0,00226}{0,748} = 0,00302 > 0,0029.$$

Ввиду приближения уклона I_3 к среднему уклону поймы длину участка занесения определяем по формуле:

$$L_3 = \frac{2\Delta H_B}{I_3 - I} = \frac{2 \times 5,61}{0,00302 - 0,0029} = 93,6 \text{ км},$$

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17
D_{min}	$v\Phi$	$(v\Phi)_{3,21}$	$I_p = K_i (v\Phi)_{3,21}$	$(v\Phi)_{0,28}$	$H_p = \frac{(v\Phi)_{0,28}}{KH}$	$(v\Phi)_{0,66}$	$B_p = K_B (v\Phi)_{0,66}$	$\frac{D_{min}}{m}$	$\varepsilon_e = 100 \left[1 - \left(\frac{D_{min}}{D_{max}} \right)^{\frac{1}{m}} \right]$	$D_{max} + D_{min}$	$\Delta h_p = K_p \left(\frac{D_{max} + D_{min}}{10^6} \right)$	$H_p - H_n$	$\Delta H_B = \Delta h_p - (H_p - H_n)$	$2I - (I_n + I_p)$	$L_p = \frac{2\Delta H_B}{2I - (I_n + I_p)}$	$W_p = \frac{3}{2} \Delta h_p B L_p$
200	2,54	20,0	0,00257	1,30	2,34	1,84	70,2	0,82	18,0	225	1,12	-0,01	1,13	0,00117	1,93	102,0
180	2,44	18,5	0,00226	1,29	2,36	1,81	72,0	0,74	23,0	215	0,84	0,01	0,83	0,00147	1,13	45,5
160	2,43	17,5	0,00198	1,28	2,40	1,78	74,0	0,72	28,0	205	0,66	0,05	0,61	0,00175	0,7	22,8
140	2,31	14,8	0,0017	1,26	2,42	1,72	76,3	0,67	33,0	195	0,53	0,07	0,46	0,00203	0,453	12,2
120	2,19	11,2	0,00125	1,22	2,49	1,63	81,0	0,61	39,0	185	0,427	0,14	0,287	0,00248	0,231	5,35
110	2,01	9,4	0,000905	1,215	2,56	1,575	86,2	0,545	55,5	175	0,284	0,21	0,074	0,00283	0,052	0,85
105	1,96	8,85		1,21		1,56										
100	1,94	8,4		1,20		1,54										
90	1,87	7,4		1,19		1,50										
80	1,79	6,5		1,18		1,46										
70	1,72	5,7		1,16		1,42										
60	1,64	4,9		1,15		1,38										
50	1,50	3,6		1,12		1,30										
40	1,35	2,6		1,09		1,22										

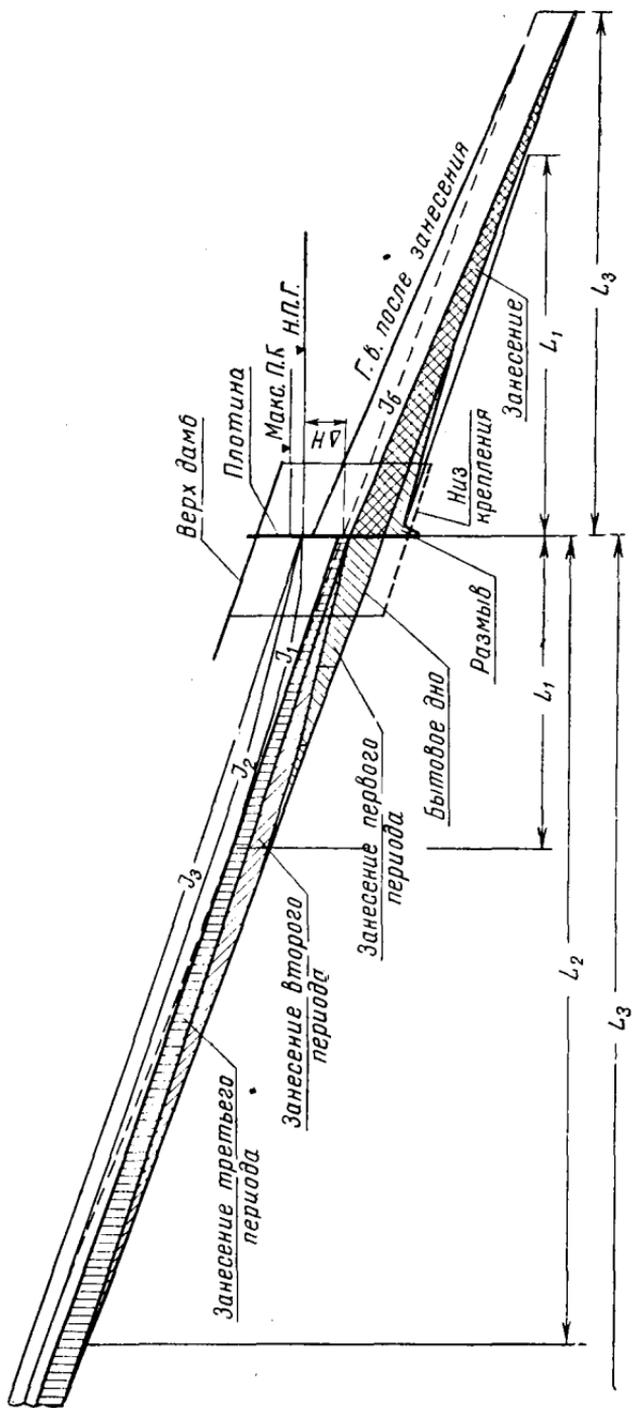


Рис. 165. Продольный профиль реки у водозаборного узла с указанием занесения и размыва русла по периодам.

где $\Delta H_s = 108 - 100 - 1,89 - 0,5 = 5,61$ м (здесь 1,89 — глубина устойчивого рукава, соответствующая уклону $I = 0,0029$; $z = 0,5$ — предельно допустимый перепад на плотине, при котором нижний бьеф не подпирает плотины).

Объем занесения $W_s = \frac{1}{2} \Delta H_s \times B_s \times L_s = \frac{1}{2} \times$
 $\times 5,61 \times 150 \times 93,6 = 39,4$ млн. м³.

Ввиду неравномерного отложения донных наносов вычисленный объем их среднегодового отложения ΔW_s увеличиваем в два раза:

$$\Delta W_s = 2\Delta W.$$

Продолжительность занесения

$$t_s = \frac{39,4 \times 1000}{28,2 \times 2} = 700 \text{ лет.}$$

При такой большой продолжительности занесения срок службы узла определяют долговечностью материалов, из которых построены его сооружения (или моральным износом).

На рисунке 165 приведены чертежи к указанному в настоящем параграфе примеру расчета.

РЕГУЛИРОВАНИЕ СЕЛЕВЫХ ПОТОКОВ

§ 26. ФОРМИРОВАНИЕ СЕЛЕВЫХ ПОТОКОВ

Селевыми потоками (селями) называют потоки, формирующиеся в горной и предгорной местностях, преимущественно при выпадении ливневых осадков, и насыщенные твердым материалом — мелкоземом, песком, щебнем, галькой, обломками горных пород.

Обычно сели кратковременны, продолжительность их редко бывает более 3—5 часов, но они обладают огромной разрушительной силой вследствие больших скоростей течения и большого удельного веса селевой массы. Особая структура селевых потоков по сравнению с обычными водными потоками обуславливает способность селевого потока взвешивать и транспортировать отдельные крупные включения. Отмечается при этом некоторое уменьшение скорости влечения наносов того или иного размера.

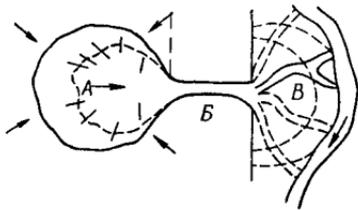


Рис. 166. План горного бассейна.

В зоне формирования селевого потока интенсивно размываются склоны, образуются рытвины, овраги, которые быстро расширяются в так называемую чашу размыва А (рис. 166). Селевой поток, протекающий в русле, размывает его до тех пор, пока русло не приобретет уклона, соответствующего неразмываемым скоростям. Тогда на этом участке В селевой поток, обогащенный наносами, идет транзитом, не производя значительного размыва или отложений наносов. При выходе на равнину в результате растекания и уменьшения скорости образуется зона аккумуляции, называемая конусом выноса В, где поток откладывает основную часть наносов. Освобожденный от наносов поток, не вмещающийся в заваленное наносами русло, сваливается в сторону по поперечным скатам конуса выноса, заливая водой большие территории.

Возникновение селевых потоков обуславливается многочисленными факторами — метеорологическими, геологическими, гидрологическими, топографическими и др. Можно отметить следующие основные причины образования селей:

1) выпадение осадков значительной интенсивности или продолжительности (чаще всего при общей бедности осадками);

2) местность с крутыми склонами, по которым осадки быстро стекают;

3) характерное дочвенно-геологическое строение водосборного бассейна: наличие водонепроницаемых коренных пород, значительная разрыхленность и разрушенность их поверхностных слоев и большая смываемость почв бассейна;

4) разреженность лесов, кустарников и травяного покрова.

При ливнях, продолжающихся обычно не более часа, а чаще 10—15 мин, на земную поверхность выпадает большое количество воды, которая, не успевая впитываться в почву, стекает, что и создает поток большой силы. Селевые потоки образуются от таяния снега только в том случае, если наступает резкое потепление или же в случае выпадения теплых весенних дождей, когда селя формируется и от дождя и от таяния снега. Состав и количество твердого материала в селевом потоке зависят от геологического строения и состояния горных пород, а также почв данного водосборного бассейна. Поэтому и наблюдается большое разнообразие селевых потоков в различных районах страны.

По составу селевой массы и ее качественным свойствам, по характеру протекания селевые потоки разделяются на текущие (турбулентные) и связные (структурные). Такое разделение селевых потоков было принято на Третьей Всесоюзной селевой конференции в 1952 г.

В текущих селевых потоках движущей силой является вода, насыщенная иногда в очень большой степени мелкоземистым грунтом и влекущая донные наносы, которые отлагаются на конусе выноса со следами сортировки. В связных селевых потоках вода не является движущей силой, а входит в селевую массу как одна из составляющих; такая масса представляет собой структурное целое; на конусе выноса она не распадается на составные части, а медленно застывает.

Селевые потоки широко распространены в горных и предгорных районах Советского Союза. Это грозное явление природы, приносящее крупные бедствия населению и большие убытки народному хозяйству.

Так, в июле 1921 г. селевой поток, шедший 80-ю волнами (валами), с интервалом 0,5—1 мин, снес в г. Алма-Ате 182 жилых дома и веерообразно разлился по полям за пределами города, произведя колоссальные опустошения. В июне 1949 г. селевыми потоками в Ферганской долине Узбекской ССР было прорвано два ирригационных канала, разрушены плотина и пять мостов, занесено несколько тысяч гектаров посевов хлопчатника и смыто полотно железной дороги. В 1953 г. на одной горной реке Киргизии были

занесены камнями, принесенными селевым потоком, водозаборное сооружение и подводящий канал. Объем каменных отложений достигал около 6000 м с крупностью камней до 50 см. Уклон реки в этом месте 0,045, а расход воды в период селя достигал 75 м³/сек. Водозабор в канал составлял 5 м³/сек; поступление воды прекратилось вследствие занесения головной части.

Селевые потоки необходимо регулировать, ослаблять их разрушающее действие, и, если возможно, то и совсем предотвращать путем проведения агролесокультурных мероприятий на склонах и устройства регулирующих сооружений в руслах.

§ 27. РАСЧЕТ ЭЛЕМЕНТОВ СЕЛЕВОГО ПОТОКА

Для проектирования противоселевых мероприятий необходимо иметь расчетные элементы селевого потока — максимальный расход, скорость и насыщенность.

Непосредственное натурное изучение селевых потоков еще не дало нужных результатов, поэтому определяют элементы селевых потоков по существующим формулам для водного потока с поправкой на селеносность (введением теоретических или эмпирических коэффициентов). Так, до настоящего времени расход селевого потока определяют по формулам максимального ливневого стока; последние, как известно, отражают баланс только ливневого (жидкого) стока. Для потоков с большим количеством твердого стока формулы ливневого стока также следует соответственно исправить.

Приведем наиболее часто употребляемую для селевых расходов формулу профессора Д. Л. Соколовского для определения расхода любой повторяемости:

$$Q = \frac{0,28H_t \alpha F}{t} f, \quad (278)$$

$$f = \frac{12}{4 + 3\gamma}; \quad (279)$$

где H_t — количество осадков за время t , мм;

α — коэффициент стока;

f — коэффициент формы гидрографа;

t — время добегания;

γ — соотношение продолжительности подъема и спада паводка.

Количество осадков равно:

$$H_t = S (60T)^{\frac{1}{3}}; \quad (280)$$

расчетная продолжительность ливня в часах $T = \mu t$, где $\mu = (t + 1)^{-0,20}$; время добегания $t = \frac{L}{3,5v}$.

Ливневой параметр района (сила ливня).

$$S = A + B \lg N, \quad (281)$$

где N — число лет периода превышения расчетного дождя,
 L — длина русла от истока до расчетного створа;
 v — наибольшая средняя скорость по сечению потока;
 A и B — ливневые параметры для данного района.

Профессор М. Ф. Срибный предложил аналитический метод расчета максимальных селевых расходов, в котором факторы «ливневые» и «грязекаменные» органически между собой связаны [33]. Он вводит понятие интенсивности смыва C , равное количеству твердых частиц в селевом потоке, поступивших с единицы площади в единицу времени. Тогда формула жидкого и твердого стока выразится зависимостью:

$$Q = 16,7a\varphi F = 16,7(a - r + C)F, \quad (282)$$

где Q — расход селевого потока;
 a — интенсивность ливня;
 r — интенсивность потерь;
 C — интенсивность смыва;
 F — площадь бассейна.

После замены $r = \gamma a$ и $C = \varphi a$, где γ — коэффициент потерь, а φ — коэффициент селеносности, и после введения коэффициента неравномерности осадков η величину расхода можно определить по формуле:

$$Q = 16,7\eta(\psi + \varphi)aF + q, \quad (283)$$

где q — дополнительный расход от таяния снега; $a\psi = 1 - \gamma$.
 Входящие в формулу (283) величины η , ψ и φ определяют так же, как и в расчете водного стока.

Расчетную интенсивность ливня a для селевого бассейна находят по формуле:

$$a = \sqrt{\frac{1}{n} \cdot 0,086 s^{\frac{1}{n}} \eta^{\frac{1}{4}} (\psi + \varphi)^{\frac{1}{4}} m^{\frac{3}{4}} \frac{\alpha^{\frac{1}{4}}}{\delta\beta} \cdot \frac{(I^2 F)^{\frac{1}{4}}}{\alpha}}, \quad (284)$$

где s — сила одноминутного ливня;
 n — показатель редукции ливня с ростом его продолжительности, значение $n = 4$;
 ψ — коэффициент стока; для селевых потоков рекомендуется $\psi = 1,0$;
 φ — коэффициент селеносности;
 m — русловой коэффициент, учитывающий шероховатость;
 α — коэффициент формы живого сечения лога;
 δ — коэффициент извилистости русла;
 β — коэффициент формы бассейна и распределения по нему русловой сети;
 I — расчетный уклон главного русла;

F — расчетная площадь селевого бассейна;
 η — коэффициент неравномерности осадков.
 Руслевой коэффициент определяют по формуле:

$$m = \frac{6,5}{I^{\frac{1}{4}} (\varphi\gamma_H + 1)^{\frac{1}{2}}}. \quad (285)$$

Коэффициент селеносности φ определяется по таблице, составленной М. Ф. Срибным, в зависимости от уклона бассейна, разрыхленности пород и интенсивности осадков.

Как видно из формул (282) и (284), определение расчетной интенсивности для селевого бассейна очень сложно; здесь требуется найти ряд коэффициентов по внешним признакам, а зачастую просто условно, что может привести к необоснованной величине a .

При отсутствии данных о ливневых параметрах для селевого бассейна чаще всего максимальные расходы селевого потока находят по следам уровней высоких вод (метод Покровского).

Найденный таким способом расход селевого потока, отнесенный к периоду повторяемости в N лет, необходимо пересчитать на расчетную повторяемость в n лет по формуле, предложенной М. Ф. Срибным:

$$Q_n = Q_N \left(\frac{M_n}{M_N} \right)^{\frac{6}{5}}, \quad (286)$$

где Q_n — максимальный расход расчетной повторяемости;
 Q_N — расход, определенный по следам, отнесенный к повторяемости в N лет;
 M_n — модульный коэффициент, вычисленный по таблице Фостера-Рыбкина, соответствующей расчетной повторяемости;
 M_N — модульный коэффициент, соответствующий повторяемости один раз в N лет.

Среднюю скорость движения селевого потока, при котором не будут осаждаться наносы, рассчитывают по формуле М. Ф. Срибного (287):

$$v = \frac{m^0}{a} R^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{4}}, \quad (287)$$

где v — средняя скорость, м/сек;
 R — гидравлический радиус, м;
 I — продольный уклон;
 m^0 — коэффициент для горных потоков с землисто-каменистым незаросшим руслом; рекомендуется $m^0 = 6,5$;

$a = (\varphi\gamma_n + 1)^{1/2}$ — коэффициент внутреннего сопротивления в потоке жидкости, насыщенной наносами;

γ_n — удельный вес наносов; обычно $\gamma_n = 2,4$;
 $\varphi = \frac{\gamma_c - 1}{\gamma_n - \gamma_c}$ — коэффициент удельного веса;
 γ_c — удельный (объемный) вес селевой массы, определяемый измерениями в природе или по специальным таблицам.

Сопоставляя выражения (287) с формулой Шези $v = C\sqrt{RI}$, получим для коэффициента C по М. Ф. Срибному для селевых потоков:

$$C = \frac{6,5 R^{\frac{1}{6}}}{I^{\frac{1}{4}} (\varphi\gamma_n + 1)^{\frac{1}{2}}}; \quad (288)$$

для неселевых потоков при $\varphi = 0$

$$C = \frac{6,5 R^{\frac{1}{6}}}{I^{\frac{1}{4}}}. \quad (289)$$

Значения коэффициента шероховатости n в формуле Маннинга $C = \frac{1}{n} R^{1/6}$ для селевых потоков:

$$\frac{1}{n} = \frac{6,5}{I^{\frac{1}{4}} (\varphi\gamma_n + 1)^{\frac{1}{2}}}. \quad (290)$$

Значение коэффициента n принимают по М. Ф. Срибному.

На основании лабораторных и полевых исследований, проведенных Е. К. Рабковой [30] под руководством автора, рекомендуется среднюю скорость течения текучих (турбулентных) селевых потоков определять по формуле:

$$v = 25 \left(\frac{R}{k} \right)_{\text{сел}}^{0,16} \sqrt{RI}, \quad (291)$$

где R — гидравлический радиус, м;

k — коэффициент физической шероховатости, определяемый по формуле В. Н. Гончарова и равный $k = 0,35D + 0,5$ мм (здесь D — максимальный диаметр частиц, слагающих дно).

Формула (291) учитывает фактическое сопротивление движению за счет наличия в селевом потоке большого количества мелкоземистого грунта через изменение величины относительной шероховатости $\left(\frac{R}{K} \right)$.

Возрастание отношения гидравлического радиуса потока к величине выступов физической шероховатости по мере увеличения γ_c , создаваемого насыщением мелкоземом, Е. К. Рабкова рекомендует определять по формуле:

$$\left(\frac{R}{K}\right)_{\text{сел}} = \left(\frac{R}{K}\right) e^{7,4 \left(\frac{\gamma_c}{\gamma_B} - 1\right)}, \quad (292)$$

где: $e^{7,4 \left(\frac{\gamma_c}{\gamma_B} - 1\right)} > 1$, что соответствует увеличению скорости селевого потока по сравнению со скоростью водного потока в $e^{1,18 \left(\frac{\gamma_c}{\gamma_B} - 1\right)}$ раз.

Объемный вес селя γ_c определяют по натурным пробам или по аналогии с известными значениями объемных весов других потоков путем сравнения геологолитологических условий водосбора.

Формула (292) пригодна для определения скорости селевого турбулентного потока. Что же касается транспортирующей способности селевых потоков и стока наносов, то таких формул пока не имеется, поэтому приходится пользоваться данными натурных наблюдений. На практике обычно ведется борьба с крупными (донными) наносами, а взвешенные транспортируются вниз по течению. Сток донных наносов можно определять по формуле В. Н. Гончарова (277) или на основании специальных приемов, разработанных для этой цели [43].

§ 28. РЕГУЛИРУЮЩИЕ МЕРОПРИЯТИЯ НА СКЛОНАХ

Мероприятия по борьбе с селевыми потоками на склонах и в руслах должны обеспечивать:

а) уменьшение величины селевого расхода путем задержания поверхностного стока или распластывания его по времени;

б) уменьшение размывающей способности селевых потоков путем смягчения больших уклонов или укрепления русла и берегов против возможного размыва;

в) предотвращение блуждания селевого потока в пределах конуса выноса и затопления им прилегающих культурных земель и населенных пунктов;

г) предотвращение поступления в ирригационные каналы значительных селевых расходов, опасных как в отношении повреждения дамб канала и других гидротехнических сооружений, так и в отношении заиления канала наносами.

Для борьбы с селевыми потоками проводят следующие работы:

1) регулируют первичный сток на водосборной площади;

2) укрепляют склоны чаши размыва или отдельные тальвеги (рытвины), на которых преимущественно сосредоточивается сток или где наблюдается наиболее интенсивный размыв;

3) смягчают продольный уклон выводного русла при помощи порогов или запруд, рассчитанных на уменьшение скорости течения до неразмывающей;

4) предупреждают блуждание водотока на конусе выноса и придают ему правильные очертания в плане и профиле путем обвалования и защиты склонов от размыва;

5) предупреждают повреждения каналов и дорог в местах пересечения их с селевым руслом.

Все эти мероприятия проводят как в полном комплексе, так и раздельно, причем эффективность их несколько различна.

Регулирование первичного стока на водосборной площади должно быть направлено на уменьшение объема поверхностного стока за счет усиления фильтрации в грунт, на замедление стока во времени вплоть до полного его прекращения и на закрепление поверхности водосбора от смыва.

По методике и способам решения поставленных задач перечисленные мероприятия можно подразделить на агролесокультурные и технические.

К агролесокультурным мероприятиям относятся: создание и поддержание структурности почвы, увеличивающей ее фильтрационные свойства, соответствующей обработкой с пахотой поперек склонов (вдоль горизонталей); задержание и замедление поверхностного стока; охрана растительного покрова склонов от уничтожения; залужение и облесение обнаженных склонов и закрепление их от смыва.

Технические мероприятия — это террасирование склонов с устройством ряда горизонтальных канав и посадкой деревьев (рис. 167 и 168) и другие мероприятия, способствующие замедлению поверхностного стока и предотвращающие интенсивный размыв склонов. Влияние террасирования на замедление поверхностного стока изучалось, например, на одной из рек Чаткальского хребта на высоте до 3500 м над уровнем моря. Террасы оказались вполне устойчивыми, и результаты работ подтвердили эффективность террасирования склонов.

При скоростях течения более 1,2 м/сек необходимо крепить откосы мостовой.

На практике наибольшее распространение получили гребневые и ступенчатые террасы. При этом первые применяются на склонах не круче 9°, а вторые — на более крутых. П. Е. Непорожный [22], рекомендует для гребневидных террас ширину вала до 3 м, высоту вала 0,25÷0,42 м, высоту террас 0,4÷1,5 м, ширину основания 1÷10 м.

А. Н. Костяков [15] рекомендует следующие средние размеры вала террас: высоту 0,11÷0,30 м, ширину 0,5÷0,70 м.

Заложение откоса валов принимают в зависимости от характера грунтов.

Для крутых склонов рекомендуются ступенчатые террасы с валами и без них. Террасы следует размещать на склоне так, чтобы

стекающая с них вода находилась в углублении, образованном валом, немного не заполняя его. Различные виды ступенчатых террас показаны на рисунке 169,

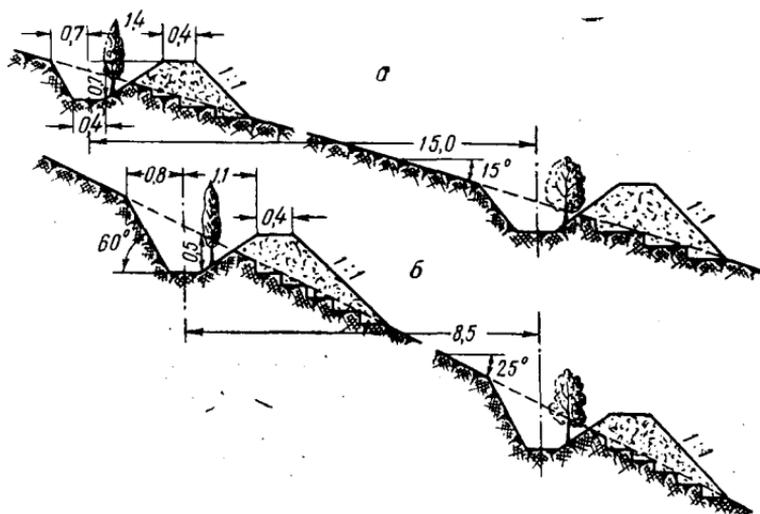


Рис. 167. Нагорные горизонтальные каналы с посадками деревьев и кустарников:

а — при уклоне 15°, б — при уклоне 25°.

Для укрепления селевого русла и прекращения его размыва и заглубления применяют различные запруды поперек русла в виде плетневых заборов с закреплением их в берега и загрузкой в виде каменно-хворостяной или каменной кладки. При достаточных за-

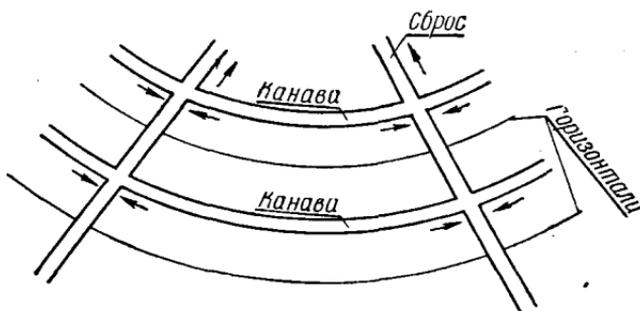


Рис. 168. Собирающие и сбросные каналы на склоне.

пасах рваного камня может применяться также ступенчатая отделка русла камнем с повышенной шероховатостью и устройством порогов из сухой кладки (рис. 170).

Вода из нагорных канав сбрасывается в русло реки через концевое сооружение.

Чтобы камни не попадали в канал, перед селевпускным сооружением устраивают камнеудерживающие плотины.

Описанные мероприятия, направленные на борьбу с селевыми потоками, в основном рассчитаны на ослабление размыва склонов и уменьшение насыщенности образующего селевого потока влекомыми наносами, что ослабляет селевой сток, рассредоточивает его и растягивает во времени.

В результате длительного изучения природы структурных селевых потоков в Закавказье М. С. Гагопидзе пришел к заключению, что для борьбы с их разрушительной деятельностью нужно максимально увеличить в них содержание воды. В результате селевой поток

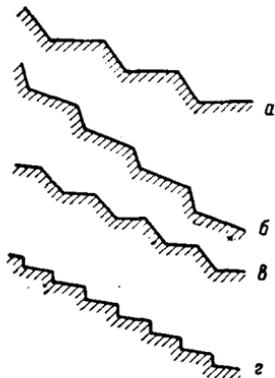


Рис. 169. Профили ступенчатых террас:

а — площадка с обратным уклоном; б — площадки наклонные; в — горизонтальные площадки; г — ступенчатый профиль.

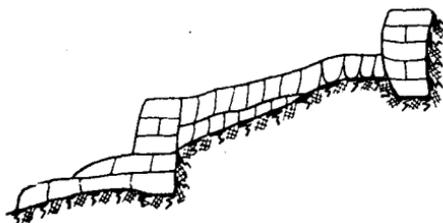


Рис. 170. Каменная шероховатая кладка дна водотока.

почти мгновенно теряет свои свойства вязкости и крупные частицы выпадают на дно. Это предложение в своей технической сущности сводится к тому, чтобы по пути следования селя впускать в него 2—3 неселевых притока. Для этого должен быть создан запасной объем воды, который в момент прохождения селя впускается в него в виде искусственного паводка, разжижая селя и превращая его в обычный горный паводок, не обладающий разрушительной силой. Пока это предложение практически не проверено.

§ 29. РЕГУЛИРУЮЩИЕ СООРУЖЕНИЯ В РУСЛАХ

Основными регулирующими сооружениями в руслах селевых потоков являются: *запруды* для уменьшения продольного уклона русла и задержания крупных наносов, *береговые опояски* и *шпоры* для защиты берегов от размыва, *плотины* и *осадочные бассейны* для задержания наносов.

Рассмотрим устройство запруд, плотин и осадочных бассейнов (берегозащитные сооружения нами рассмотрены ранее).

При небольших селевых расходах (меньше $1 \text{ м}^3/\text{сек}$) закрепить выводное русло можно плетневыми заборами с заполнением промежутка камнем. При средних селевых расходах ($1 \div 10 \text{ м}^3/\text{сек}$) применяют сооружения из каменной кладки насухо или из каменной наброски. При больших селевых расходах, выражаемых десятками и даже сотнями кубических метров в секунду, следует применять

достаточно прочные конструкции из каменной кладки на растворе, бетонной и железобетонной кладки и т. п. Если есть подходящий лес, можно применять и ряжевые конструкции с заполнением ряжей камнем, но ввиду подверженности лесоматериала гниению такие сооружения нуждаются в периодическом ремонте.

В процессе проектирования перечисленных сооружений особенно серьезное внимание должно быть обращено на закрепление их подошвы (водобоя).

При обрывистых скальных берегах для закрепления выводных русел с успехом применяют фильтрующие плотины из грубой каменной наброски. Подобные плотины предназначаются для задержания крупного обломочного материала, влекомого селевым потоком; вода и мелкие частицы проходят через тело плотины с меньшим подпором, чем на глухих плотинах. После заполнения верхнего бьефа наносными отложениями плотина или наращивается в высоту, или строится заново.

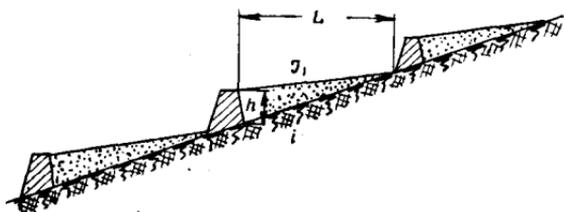


Рис. 171. Расположение запруд на участке регулирования.

Многолетняя практика противоселевого строительства выработала некоторые общие правила, которыми рекомендуется пользоваться при проектировании и возведении плотин. Например, для уменьшения уклона и задержания крупных наносов запруды размещают так, чтобы поверхность отложившихся наносов проходила от верха водослива нижней запруды к обрезу фундаментов следующей верхней запруды (рис. 171). Уклоны этих поверхностей вычисляют для заданной крупности наносов, которая должна транспортироваться в нижний бьеф запруды. При строительстве запруд из каменной кладки высота их не должна быть более 2—3 м. Сливные отверстия запруд следует располагать в самом глубоком месте, т. е. отверстия должны (по возможности) совпадать с главным руслом.

Необходимо стремиться возводить запруды на скальном основании, делая врезку в дно и берега примерно на 1 м. На рыхлых основаниях в сейсмических районах запруды следует возводить из смешанной кладки: тело запруды из кладки насухо, а гребень и поверхность откоса толщиной до 0,5 м из грубоколотых камней с тщательной укладкой их на растворе. Нужно предусматривать

отложение наносов в верхнем бьефе, размыв русла в нижнем бьефе и движение наносов через запруды.

В запрудах из сухой каменной кладки нужно переднюю часть делать наклонной для уменьшения гидродинамического давления. Следует также достаточно заглублять зуб и делать надежное укрепление водобойной части. Переднюю часть запруд можно отсыпать из селевых отложений.

Профиль запруды из сухой каменной кладки показан на рисунке 172, а. На работах по регулированию селевых потоков в Ферганской долине распространен тип запруды, показанный на ри-

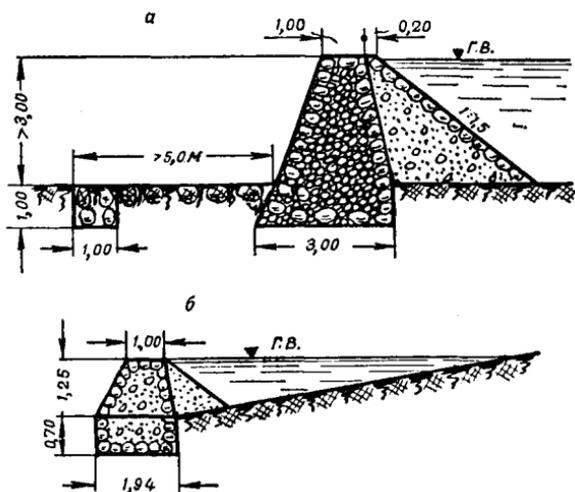


Рис. 172. Запруды:

а — из сухой каменной кладки; б — ферганского типа.

сунке 172, б; здесь кладка из крупных камней выполнена по контуру, а тело запруды заполнено обычным грунтом. Отсыпка спереди запруды — из лёсса или мелких фракций селевых отложений. Запруды из сухой каменной кладки можно рекомендовать возводить, если есть поблизости крупные камни размером 40—50 см.

Заслуживает внимания вопрос о применимости фильтрующих запруд с наброской камня непосредственно в воду. Но этот тип сооружений в производственных условиях еще не испытан. Следует иметь также в виду, что фильтрующие запруды иногда быстро забиваются наносами и превращаются в глухие.

Наиболее устойчивы против истирания влекомыми наносами запруды из каменной кладки на цементном растворе. Поскольку камень всегда есть в русле, строительство таких запруд обходится дешевле и не требует высококвалифицированных рабочих. Кроме того, их можно делать большей высоты, чем запруды из каменной

кладки насухо. Представляют интерес запруды из габионной кладки (рис. 173). Расстояние между запрудами принимают в зависимости от уклона местности. Подобные запруды можно рекомендовать для тех мест, где в русле имеется булыжный камень.

В местах пересечения железных дорог с селевыми руслами часто применяют металлические запруды из старых рельсов, которые по своему устройству весьма просты. Обычно забивают один или два ряда рельсов, которые схватывают между собой металлическими болтами. Между рельсами закладывают брусья с просветами между ними. Таким образом, запруда представляет собой решетчатую

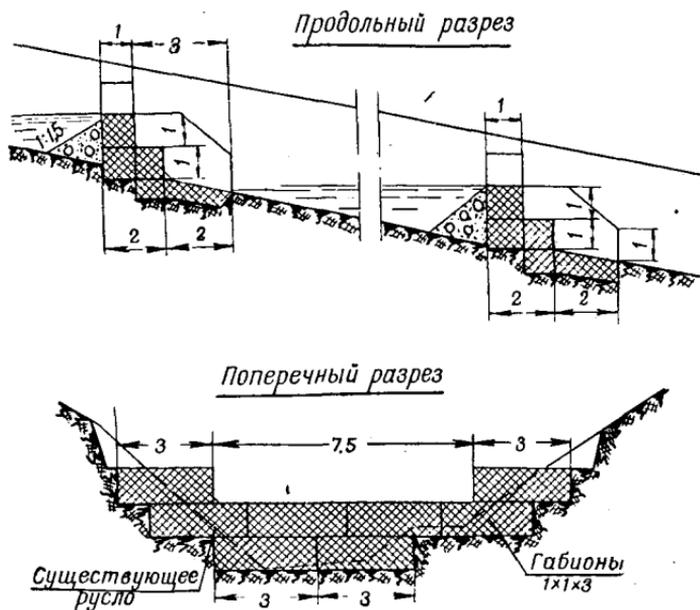


Рис. 173. Камнезадерживающие запруды из габионной кладки.

стенку. Вода проходит между отверстиями в стенке, а крупные камни отлагаются перед запрудой. Такие запруды позволяют задерживать в верхнем бьефе лишь крупные фракции донных наносов, а мелкие фракции донных и все взвешенные наносы проходят через запруду и транспортируются вниз по течению.

В верхних бьефах сквозных полузапруд скорость течения обычно уменьшается на первой верхней запруде в 1,5 раза и на второй в 2,5 раза, что и приводит к выпадению крупных донных наносов. Для большей надежности следует устраивать систему запруд с увеличивающимся коэффициентом застройки вниз по течению.

Применение запруд из железобетонных балок позволяет механизировать производство работ. В некоторых местах может оказаться рациональным строительство полузапруд из железобе-

тонных ряжей, которые имеют большой вес и поэтому не требуют большой пригрузки.

Расчет гидростатического воздействия на запруду ведут в предположении отложения насыщенных водой наносов на полную высоту запруды. В этом случае, по Г. М. Шахуняц [36], полное давление E (на единицу длины) на запруду высотой h будет равно:

$$E = \frac{1}{2} \Delta h^2 \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right), \quad (293)$$

где φ — угол трения внутри селя;

Δ — объемный вес селя.

В ряде случаев φ можно принимать равным нулю, тогда:

$$E = \frac{1}{2} \Delta h^2. \quad (294)$$

Ординату e эпюры распределения давления E для любой точки на расстоянии z от верха запруды можно определить по формуле:

$$e = \Delta z \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\varphi}{2} \right), \quad (295)$$

или при $\varphi = 0$

$$e = \Delta z.$$

Если на низовой стороне запруды возникнет размыв и связанное с ним понижение горизонта воды, то, очевидно, давление на запруду увеличится.

При переливе грязевого потока через запруду слоем y при высоте запруды h и скоростном напоре $a = \frac{v^2}{2g}$ давление E на единицу длины запруды будет равно:

$$E = \frac{1}{2} \Delta [(h + y + a)^2 - (y + a)^2]. \quad (296)$$

Эпюра распределения давления по высоте запруды выразится уравнением:

$$e = \Delta (z + y + a), \quad (297)$$

где z — расстояние от верха запруды до рассматриваемой точки.

Если селевой поток движется в виде волны по суходолу, то давление E на запруду П. С. Непорожный [22] рекомендует определять по формуле:

$$E = \frac{\Delta q^2}{gt} + \frac{\Delta t^2}{2} - \frac{\Delta q \cos \alpha}{g} \sqrt{\frac{q^2}{t^2} - 2g(h - t)}, \quad (298)$$

где t — высота движущегося по суходолу селевого потока;

α — угол напорной грани запруды.

Формула (298) выведена из предположения, что

$$t + \frac{v^2}{2g} > h,$$

$$t + \frac{q^2}{2gt^2} > h, \quad (299)$$

при этом направление E принято по нормали к грани стены, встречающей селевую волну.

Особое внимание должно быть обращено на укрепление нижнего бьефа запруды, где при необходимости следует предусмотреть водобойную стенку или другой гаситель энергии. Важное значение имеет также правильное конструирование фундамента и корней запруд, врезаемых в берега (подземный контур).

Наносоудерживающие сооружения предназначены для задержания влекомых селевым потоком наносов с целью защиты от селя данного объекта. Эффективность подобных сооружений будет надежной лишь при надлежащем объеме наносохранилища. Объем

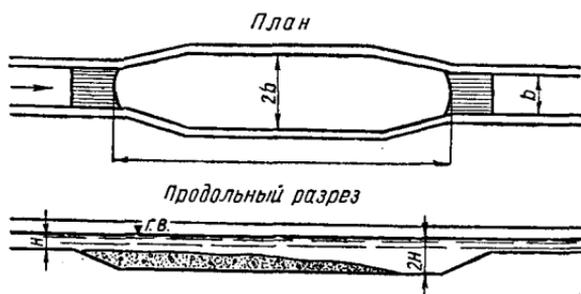


Рис. 174. Схема осадочного бассейна.

его должен быть не менее возможного объема твердого стока, выносимого за один большой сел с площади бассейна, лежащего выше наносохранилища. Створ плотины наносохранилища следует выбирать с учетом использования природных условий. Так, если после значительного расширения русла селевого потока имеется ущелье, то, построив здесь плотину (в узком месте), можно создать значительный объем наносохранилища.

В сейсмических условиях постройка плотин сопряжена с большими трудностями. Здесь применяют осадочные бассейны. Иногда устройство подобных бассейнов вызывается топографическими условиями, при которых невозможно, например, создать наносохранилище (с плотиной) достаточного объема.

Обычно осадочный бассейн имеет расширение в русле (рис. 174). Расширение предназначено для гашения скорости селевого потока и осаждения частиц заданной крупности. После прохождения селевого потока бассейн очищают от осевшего в нем каменистого материала.

Минимальная длина бассейна должна быть не менее:

$$L = 1,5H \frac{v}{w}, \quad (300)$$

где H — глубина наполнения бассейна;
 v — скорость в бассейне;
 w — гидравлическая крупность наносов.

Для связанных (структурных) селей осадочные бассейны нужно проектировать на полный объем твердой составляющей одного расчетного селя плюс полный объем всей массы второго селя таких же размеров. Конечная глубина бассейна должна быть не менее четырехкратной глубины потока. Размеры площадок, занятых бассейнами, зависят от мощности селя; приближенно можно считать, что живое сечение потока должно увеличиваться на площадке не менее чем в 2—3 раза, при этом скорость течения снизится (при-

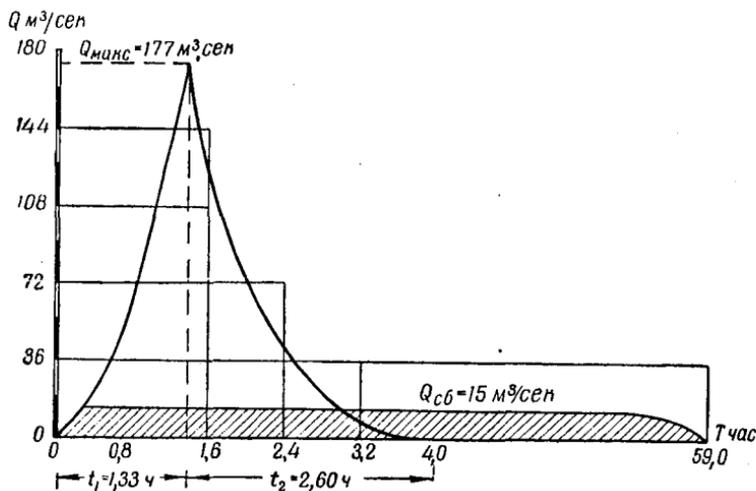


Рис. 175. Гидрограф для паводка повторяемостью один раз в 100 лет.

близительно в 2—3 раза) и выпадут все донные наносы и более крупные фракции из взвешенных. Мелкие фракции взвешенных наносов проносятся вниз по течению. Длина площадки зависит от величины стока донных наносов и срока службы сооружения. Площадки заканчивают в низовой части плотиной; перед плотиной ставят плетневые запруды-ограды, задерживающие наносы. Эти площадки применяют для селя с объемом выносов не более 50 тыс. м^3 .

Наносоуловитель можно сооружать в полувыемке и полунасыпи. Для большой надежности работы сооружения необходимо крепить откосы, а низовую часть отстойного бассейна помещать в выемке.

Для перерегулирования стока в селевом русле можно устроить плотину с донными отверстиями. На рисунке 175 показаны гидрограф селевого потока и гидрограф сброса на $15 \text{ м}^3/\text{сек}$.

При расчетах перерегулирования стока нужно выполнить следующие работы:

- 1) определить объем селевого паводка и величину максимального расхода с повторяемостью один раз в 10, 50 и 100 лет;
- 2) построить гидрограф паводка повторяемостью один раз в 100 лет;
- 3) определить время опорожнения водохранилища через донную сбросную трубу в теле плотины при паводке повторяемостью один раз в 100 лет.

Величину максимального расхода находят по формуле (278) Д. Л. Соколовского, а время опорожнений — по следующей формуле:

$$T = \frac{W}{Q_{сб} 3600}, \quad (301)$$

где W — объем потока;

$Q_{сб}$ — расчетный расход сброса.

Мероприятия на конусе выноса сводятся в основном к обвалованию селевого потока с приданием руслу правильных очертаний в плане и профиле.

Одно только обвалование потока на конусе выноса без проведения других описанных выше мер на водосборной площади, в чаше размыва и выводном русле неэффективно.

Если нет надлежащих сооружений в верхней части бассейна, в обвалованном русле будут интенсивно откладываться приносимые потоком наносы; русло может подняться при этом настолько, что поток начнет переливаться через дамбы, и нужно будет их наращивать. Во избежание этого необходимо ставить на вышележащем участке запруды для задержания переносимого потоком крупного обломочного материала.

Обвалованное русло в пределах конуса выноса следует зарегулировать, придав ему необходимую устойчивость; для этого нужно построить специальные сооружения — продольные дамбы или систему поперечных шпор, корни которых должны быть соединены с дамбой обвалования. В этой системе защиты должен быть предусмотрен также достаточно надежный и устойчивый сбросный тракт для сброса селевого расхода без значительного уменьшения его транспортирующей способности.

Все взвешенные наносы и мелкие фракции донных наносов должны транспортироваться в соответствующий водоем значительной емкости — крупный водоток, озеро, понижение местности.

Для предотвращения возможности размыва каналов и их дамб селевыми потоками, поступающими в канал с нагорной стороны, устраивают так называемые селевпуски или ливневпуски. Эти простейшие конструкции перепадов или быстротоков должны иметь при сопряжении с каналом приспособления для гашения скоростей селевого потока до пределов, безопасных в отношении размыва дна канала. Чтобы не было размыва дамбы канала при лобовом ударе в нее селевого потока (особенно в опорожненном канале), откос

дамбы напротив селевпуска укрепляют бетонной облицовкой или мощением на достаточную длину выше и ниже селевпуска.

Устройство селевпусков допустимо лишь при относительно небольшом расходе селевого потока и отсутствии в нем крупно-обломочного материала или при условии задержания этого материала в вышележащей части бассейна.

Иногда за счет собирания селевого стока можно несколько увеличить водные запасы водохранилищ. Однако неопределенность селевых расходов затрудняет учет селевого стока в балансе водных ресурсов.

Если в канал могут поступать селевые потоки со значительными расходами, то во избежание переполнения канала выше расчетного устраивают специальные водосливы, располагаемые обычно в бортах канала против нагорной стороны. Водосливы следует размещать вблизи селевпуска, по возможности на участках канала в выемке, чтобы врезать сооружение в ненарушенный грунт. При компоновке сооружения необходимо предусмотреть возможность устройства сбросного тракта достаточной пропускной способности. Следует избегать больших уклонов на тракте; во многих случаях это позволит облегчить крепление русла тракта.

Отметку гребня водослива принимают обычно равной отметке расчетного форсированного горизонта воды в канале на данном участке. Ширину водослива (длину его по гребню) определяют гидравлическим расчетом исходя из допустимого повышения горизонта воды в канале в пределах имеющегося запаса в дамбах. Расчет ведут по формуле бокового водослива:

$$Q = M \sum \Delta b_c H^{\frac{3}{2}}, \quad (302)$$

где M — коэффициент расхода ($M = \mu \sqrt{2g}$);

b_c — сжатая ширина;

H — переменная глубина воды на пороге водослива.

Обычно ширина боковых водосливов (следовательно, и стоимость) получается значительной. Меньшую ширину имеют сифонные водосливы с автоматической зарядкой, но они конструктивно значительно сложнее открытых водосливов. Кроме того, они часто засоряются плывущими предметами (бревнами, деревьями), почему и не получили распространения на ирригационных каналах.

Открытые водосливы на ирригационных каналах представляют обычно простейшие конструкции в виде гребня, закрепленного бетонной или габионной кладкой; отводящую часть укрепляют каменной отсыпкой или мостовой. Через водосливы протекает осветленная вода из верхних горизонтов, тогда как мутная вода проходит по низу, что влечет заиливание канала. В этом недостаток открытых водосливов.

При больших селевых расходах и особенно при значительной насыщенности селевого потока продуктами размыва желательнее

не допускать селевые расходы в канал, а в местах пересечения каналов и селевых водотоков устраивать специальные сооружения—трубы, дюкеры, пропускающие селевой поток над каналом.

§ 30. ЗАКРЕПЛЕНИЕ ОВРАГОВ

Процесс развития оврага протекает подобно процессу развития горного селевого русла и в то же время отличается от него в силу различных естественных условий (малая высота склонов, легко-размываемые грунты).

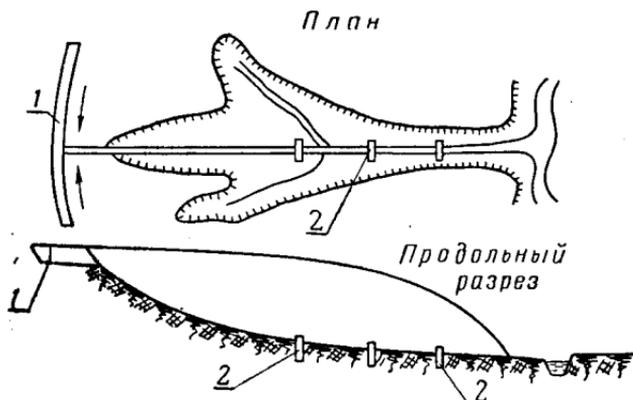


Рис. 176. Схема закрепления оврага:

1 — нагорные канавы; 2 — донные пороги.

Мерами для прекращения роста оврага служат:

а) регулирование стока на водосборной площади оврага, что может значительно снизить интенсивность его роста (прекратить рост оврага, не применяя искусственных мер, затруднительно);

б) нагорные канавы 1 (рис. 176), перехватывающие поверхностный сток к оврагу и направляющие его (сток) в один или несколько пунктов (вершины оврага); для спуска собранной канавами воды на дно оврага предусматривают сооружения по сопряжению бьефов (лотки, быстротоки, перепады);

в) закрепление русла протекающего по дну оврага водотока донными порогами 2 различной конструкции.

Эти мероприятия приостанавливают интенсивный рост оврага, но крутые склоны его постепенно обрушиваются (уполаживаются) под действием атмосферных осадков и выветривания. Склоны оврагов уполаживают и закрепляют насаждениями или одернованием.

Овраги сильно понижают уровень грунтовых вод в окружающей местности. С этим можно бороться путем устройства на оврагах плотин и образования водохранилищ, которые при достаточном объеме могут иметь хозяйственное значение.

РЕГУЛИРОВАНИЕ РЕЧНЫХ РУКАВОВ, ОЧИСТКА РУСЕЛ И УСТРОЙСТВО ПРОРЕЗЕЙ

§ 31. РЕГУЛИРОВАНИЕ РЕЧНЫХ РУКАВОВ И ПРОТOKОВ

Разделение рек на рукава или отделение от реки протока наблюдается в природе очень часто. В этих случаях реку регулируют в целях стабилизации существующего распределения расходов воды и донных наносов между протоками, усиления (расширения) одного рукава или протока за счет другого, полного закрытия одного из рукавов или протоков.

Существующее распределение расходов стремятся стабилизировать в тех случаях, когда условия входа в протоки изменяются, т. е. один расширяется, а другой заносится наносами, вызывая размыв берегов, затопление культурных земель, ухудшение водозабора в каналы из того или иного рукава (протока). Задача в этом случае сводится к закреплению тех участков берега (а в отдельных местах и дна), которым грозит размыв. Пример закрепления берега показан на рисунке 177. Конфигурация берегов здесь такова, что можно ожидать усиления левого рукава в результате размыва вогнутого берега и смыва части раздельной стрелки. Поэтому предупредительными мерами должны явиться береговые опояски 1 на вогнутом берегу и на стрелке 2 острова.

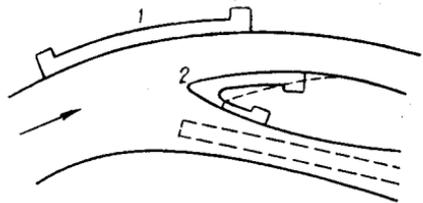


Рис. 177. Закрепление размываемых участков берегов:

1 — береговые опояски; 2 — стрелка.

Усиление одного протока за счет другого достигается разными способами; для этого применяют различные сооружения.

1. Землечерпательная прорезь в усиляемом протоке способствует размыву последнего. Обмеление протока часто сосредоточивается в его головной части, и в таких случаях достаточно иметь относительно короткую прорезь; после ее постройки проток может

дальше разрабатываться самостоятельно. В других случаях требуется периодическая подчистка прорези.

2. Массивные шпоры — струеотбойная (рис. 178, *а*) и струезахватная (рис. 178, *б*) — при удачном их расположении действуют весьма эффективно. Проекты крупных сооружений желательно проверять в лаборатории на модели. Следует подчеркнуть, что между концом шпоры и стрелкой острова или берегом русла появляется область сосредоточенного падения уровня с повышенной скоростью течения, которая может вызывать настолько интенсивный размыв

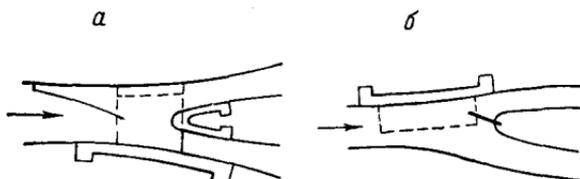


Рис. 178. Массивные шпоры:

а — струеотбойная; *б* — струезахватная.

берегов и дна, что будет достигнут результат, противоположный ожидаемому. Поэтому необходимо предусматривать крепление берега и дна, показанное на рисунке 178.

3. Донные запруды располагают внутри ослабляемого протока с таким расчетом, чтобы создаваемый ими подпор (рис. 179) распространился до точки раздела протоков. Число запруд и расстояния между ними назначают так, чтобы на участке *АВ* образовался достаточно малый и равномерный уклон водной поверхности. Ос-

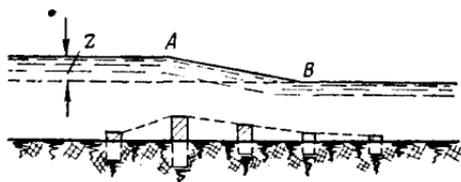


Рис. 179. Донные запруды.



Рис. 180. Сквозные запруды в протоке.

нование таких донных запруд следует крепить гибкими тьюфяками, которые при подмыве проседают, не разрушаясь.

4. Сквозные сооружения размещают на входе в ослабляемый проток (рис. 180) либо внутри него так, чтобы подпор от сооружения распространился до точки раздела протоков. Если ослабляемый проток используется для судоходства или сплава, следует применять донные сквозные устройства, из которых образуются «поля шероховатости».

5. Струенаправляющие системы профессора М. В. Потапова имеют своей задачей направить поверхностное течение в усиля-

емый, а донные наносы в ослабляемый рукав. Эти системы устанавливаются в виде длинной донной направляющей (косой порог) либо поверхностной (плавучей) заградительной линии (рис. 181). Плавучие направляющие системы имеют преимущество в том, что они позволяют в некоторой мере регулировать перераспределение расходов воды и донных наносов между протоками.

Закрытие протока. Один проток закрывают одной или несколькими запрудами. Массивные запруды могут быть или затопляемыми, когда перекрывается только межениное русло, или незатопляемыми, когда проток закрывается при всех горизонтах.

Сквозные запруды обычно устраивают незатопляемыми. Число необходимых запруд определяется делением общего падения реки между точками *A* и *B* (рис. 179) на величину подпора *z*, допустимую для одного сооружения (3—5 см для сквозного и 10—20 см для массивного). Всегда желательно возможно быстрое заполнение закрытого русла наносами. Сквозные запруды значительно ускоряют этот процесс, массивные затопляемые запруды действуют медленнее.

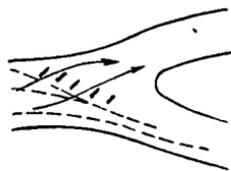


Рис. 181. Плавучая струенаправляющая система М. В. Потапова для заилиения правого протока.

§ 32. СПРЯМЛЕНИЕ РЕЧНЫХ ИЗЛУЧИН

Спрявление излучин представляет по существу искусственное разделение русла на два рукава с последующим регулированием (закрытием) одного из них (староречья). При спрявлении речной петли прокопом изменяется продольный профиль водной поверхности (рис. 182) и ход руслообразовательных процессов. Равномерный режим благодаря увеличению уклона дна имеет глубину $H' < H$, горизонт *ab* сопрягается с бытовыми горизонтами кривыми спада *1* и подпора *2*; при коротком прокопе может не оказаться участка с равномерным режимом. В области кривой *1* будет идти размыв дна, в области кривой *2* — отложение наносов.

Для образования прокопа обычно используют размывающую энергию самого протока. Работы начинают с прорытия пионерной траншеи по оси будущего прокопа. Вода во время высоких горизонтов устремляется в траншею и размывает грунт.

Спрявление речных излучин нашло применение на реках с крутыми излучинами, в частности в среднем и нижнем течениях рек Дуная (рис. 183, *a*), Тиссы, Рабы, Куры, Аракса, Миссисипи и др. Пример спрявления излучин на предгорном участке рек Кара-Дарьи и Чирчика показан на рисунке 183, *б*, *в*.

Кратко опишем спрявление излучин на реках Рабе и Тиссе.

Река Раба с расходом от 6 до 600 м³/сек является правым притоком р. Дуная. Раба имеет искусственные спрявления в основном в среднем и нижнем

течении для целей борьбы с наводнением и размывом берегов. Спряжения были проведены при помощи пионерных прокопов в песчаных и гравелистых

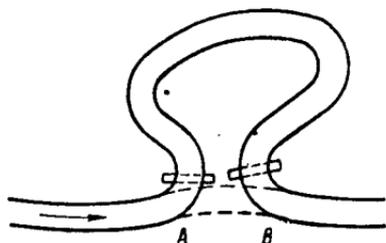
грунтах шириной по дну 1—2 м. Коэффициент извилистости реки не превышал 2, поэтому для обеспечения интенсивного размыва прокопов вход в излучины перекрывался фашинами и каменной отсыпкой, что позволяло разрабатывать новое русло в основном за один сезон.

Первые работы по спрямлению излучин р. Тиссы были начаты еще в 1870 г. для тех же целей, что и на р. Рабе. До настоящего времени по этой реке выполнено свыше 100 искусственных спрямлений, в результате чего длина реки с 1200 км сократилась до 707 км и значительно снизился горизонт воды.

Расчет саморазмывающихся траншей состоит из гидравлического расчета пионерной траншеи и последующего расчета процесса ее размыва.

Гидравлический расчет пионерной траншеи выполняют по формулам гидравлики; заключается он в определении пропускной

П л а н



Продольный разрез



Рис. 182. Спряжение речной излучины:
1 — кривая спада; 2 — кривая подпора.

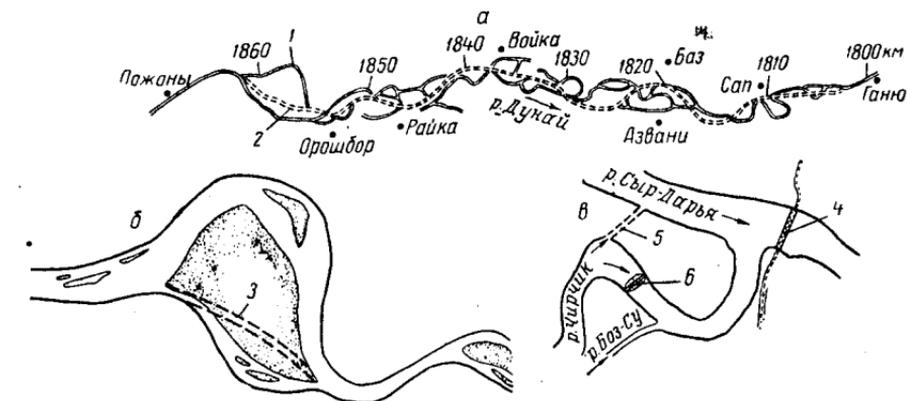


Рис. 183. Примеры спрямления речных излучин:

а — участок р. Дуная от Пажоны до Ганно до регулирования и после; б — схема регулирования нижнего бьефа Куйганьярского гидроузла; в — регулирование устья р. Чирчина; 1 — русло реки по съемке 1860 г.; 2 — русло реки по съемке 1930 г.; 3 — прокоп; 4 — мост; 5 — прокоп 1956 г., 6 — перемычка.

способности траншеи при разном наполнении, а следовательно, и разных горизонтах воды в реке, что позволяет построить кривую

связи между расходом воды в реке и расходами, поступающими в траншею.

Процесс саморазмыва можно рассчитывать по зависимостям И. А. Бузунова и Г. А. Цой [41], выведенным из формул, опубликованных в наших работах [1, 3]. При этом принимается, что:

1) размывающая способность потока равна его транспортирующей способности за вычетом нагрузки потока наносами, поступающими из реки;

2) траншея в ширину и глубину размывается одновременно во всех сечениях на одинаковую величину. Для расчета процесса саморазмыва необходимы следующие расчетные данные и кривые связи:

1) гидрограф среднедекадных или среднемесячных расходов воды в реке для среднего по водности года;

2) гидрограф среднедекадных или среднемесячных расходов донных и взвешенных наносов для среднего по водности года или кривые связи $L = f(Q)$ и $\rho = f(Q)$ с данными об их фракционном составе (d, W).

Данные о наносах используются при расчете саморазмыва траншеи. При расчете размыва гравелистых русел расход влекомых наносов (в условиях рек Средней Азии) можно определить по формуле В. Н. Гончарова. При расчете размыва песчаных русел для определения транспортирующей способности потока нами рекомендуется применение формулы А. Н. Гостунского.

Порядок расчета размыва траншеи в гравелистых грунтах рекомендуется следующий.

Приняв параметр устойчивости поперечного профиля русла A для рассматриваемого участка реки в формуле (7), руслоформирующую скорость как скорость сплошного влечения средних фракций донных наносов и среднепаводковый расход (Q) за период интенсивного движения донных наносов, определяем уклон, ширину, погонный расход воды и глубину прокопа (рис. 184):

$$I = 0,00163 \frac{A^{0,568} v_{cp}^{3,21}}{Q^{0,268}}; \quad B = A \frac{Q^{0,5}}{I^{0,2}}; \quad (303)$$

$$q = \frac{Q}{B}; \quad H = \left(\frac{q}{v_{cp}} \right)^{\frac{4}{5}}. \quad (304)$$

Далее, приняв найденный уклон I постоянным, находят B , q и H при различных Q :

$$B_x = B \sqrt{\frac{Q_x}{Q}}; \quad (305)$$

$$q_x = \frac{Q_x}{B_x}; \quad (306)$$

$$H_x = 0,201 \frac{q^{\frac{2}{3}}}{I^{\frac{2}{9}}}.$$

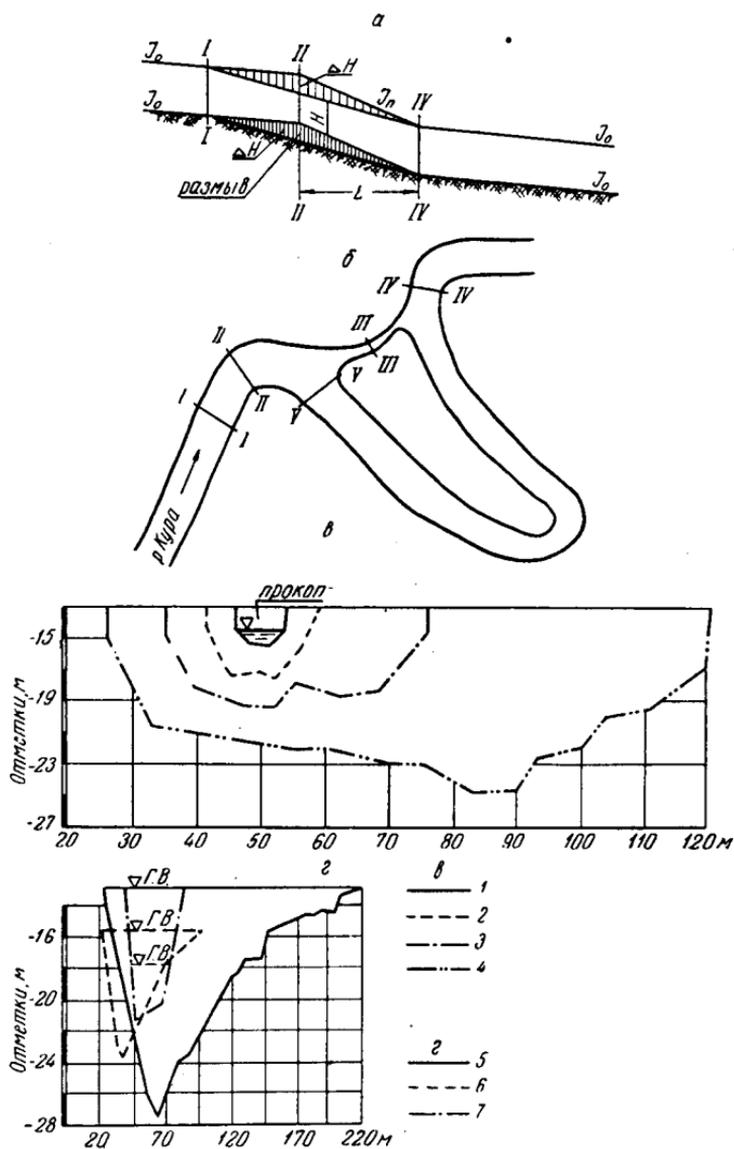


Рис. 184. Продольный разрез прокопа по данным Ю. А. Ибад-заде:

а — продольный разрез прокопа; б — план; в — створ III—III — разрыв; г — створ V—V — занесение; створ III—III (в); 1 — прокоп 16/IV 1948 г.; 2 — русло 3/V 1948 г.; 3 — русло 19/V 1948 г.; 4 — русло 13/IX 1948 г.; створ V—V (а); 5 — прокоп 25/V 1948 г.; 6 — русло 16/VIII 1948 г.; 7 — русло 30/VII 1948 г.

По результатам расчетов строят кривую $H = f(Q)$. Затем, задавая H или I для конца расчетного интервала (декада, месяц), определяют:

$$v = 11 H^{\frac{1}{2}} I^{\frac{1}{3}}; \quad (307)$$

$$q = vH; \quad B = \frac{Q}{q}$$

После этого вычисляют объемы размыва прокопа в ширину и глубину:

а) объем размыва в ширину:

$$W_B = \frac{\Delta BHL_{\Pi}}{1000} \text{ тыс. м}^3; \quad (308)$$

б) объем размыва в глубину:

$$W_H = \frac{(I_{\Pi} - I)^2 L_{\Pi}^2}{2000 (I - I_0)} B \text{ тыс. м}^3, \quad (309)$$

где I_0 — бытовой уклон реки;

I_{Π} — уклон прокопа в начале интервала;

I — уклон прокопа в конце интервала;

B — ширина прокопа в конце интервала.

Продолжительность размыва может быть определена по выражению:

$$t = \frac{W_B + W_H}{\Delta W}, \quad (310)$$

где ΔW — объем суточного размыва, определяемый по формуле:

$$\Delta W = 86,4 \left(\frac{G - G_0}{\gamma_H} \right), \quad (311)$$

где G — расход наносов в размывом русле, определяется теоретическим расчетом по формуле В. Н. Гончарова исходя из элементов размывом русла. Учитывая изменение G в процессе размыва, следует в расчет вводить среднее значение, определяемое как среднеарифметическое G для начала и конца интервала;

G_0 — средний за интервал расход наносов на входе в спрямление (если излуцина перекрыта, то он равняется расходу наносов реки);

$\gamma_H = 1,7$ — объемный вес наносов.

Размыв спрямлений в песчаных грунтах рассчитывают в следующем порядке.

По данным натуральных наблюдений или теоретически строят зависимость $H = f(Q)$ для реки в створе спрямления.

Имея первоначальное сечение прокопа и кривую $H = f(Q)$, обычным гидравлическим расчетом определяют расходы воды в

прокопе и в излучине в начальный момент. Задаваясь понижением горизонта воды в начале прокопа ΔH , определяют уклон в конце интервала:

$$I = I_{\text{п}} - \frac{\Delta H}{L}, \quad (312)$$

где $I_{\text{п}}$ — начальный уклон прокопа;
 L — длина прокопа.

Погонный расход воды в конце интервала

$$q = \frac{1}{n} H^{\frac{5}{3}} I^{\frac{1}{2}}, \quad (313)$$

где H — наполнение прокопа.

Ширина прокопа в конце интервала $B = \frac{Q_{\text{п}}}{q}$.

$$Q = Q_{\text{р}} - Q_{\text{изл}}$$

$$Q_{\text{изл}} = Q \sqrt{1 - \frac{I_{\text{п}} - I}{2,5 - I_{\text{изл}}}}, \quad (314)$$

где Q — расход воды в излучине, определяемый по кривой

$$I_{\text{п}} = I_0 \cdot k;$$

k — коэффициент извилистости реки;

I_0 — бытовая уклон реки.

По определенным элементам русла B , H и I для конца каждого интервала вычисляют нагрузку на поток $\rho \bar{W}$ (по формуле (23) А. Н. Гостунского) и мутность в траншее ρ (с учетом возможного различия гидравлической крупности взвешенных наносов, несомых рекой, и продуктов размыва). Причем наиболее крупные фракции размываемых грунтов, если их количество не превышает 5—10% общей мутности, можно не вводить в расчет, считая, что они перемещаются, как донные, затем вычисляют дополнительную мутность:

$$\Delta \rho = \rho - \rho_0$$

где ρ_0 — бытовая мутность, которая берется из графика, построенного для реки в створе спрямления;

$\Delta \rho$ — дополнительная мутность;

ρ — суммарная мутность.

Для каждого интервала вычисляют среднюю дополнительную мутность $\rho_{\text{ср}}$ и расход воды $Q_{\text{ср}}$ как полусуммы этих величин в начале и конце интервала, а также находят объем суточного размыва по выражению:

$$\Delta W = 86,4 \frac{\rho_{\text{ср}} Q_{\text{ср}}}{\gamma_{\text{н}}}. \quad (315)$$

Определяем объемы размыва прокопа в ширину W_B и глубину W_H по выражениям:

$$W_B = (B - B_H) \left(H_3 + \frac{\Sigma \Delta H}{2} \right) L. \quad (316)$$

$$W_H = \frac{1}{2} \Delta H B_H L, \quad (317)$$

где B_H и B — ширина прокопа соответственно в начале и конце прокопа;

H — полная глубина прокопа (считается от поверхности земли);

$\Sigma \Delta H$ — понижение горизонта воды за все интервалы, включая и расчетный.

Объем размыва дна реки выше прокопа и продолжительность размыва определяют по следующим формулам:

$$W_p = \frac{1}{2} \cdot \frac{\Delta H}{I - I_0} B. \quad (318)$$

$$t = \frac{W_B + W_H + W_p}{\Delta W}. \quad (319)$$

Решение задачи ведется подбором, меняя ΔH или H , пока не будет достигнуто равенство полученной продолжительности размыва принятому интервалу времени.

Во время размыва прокопа фактическая нагрузка потока наносами сначала возрастает по длине прокопа, поэтому размывающую способность потока на коротких саморазмывающихся прокопах нельзя приравнивать его транспортирующей способности. По этой причине при использовании полученных формул транспортирующей способности потока для расчета саморазмывающих прокопов необходимо учесть влияние длины участка размыва на величину нагрузки потока наносами.

Речные излуцины спрямляют без перекрытия на крутых излуцинах и с перекрытием старого русла на пологих излуцинах. Крутыми излуцинами считаются такие, длина которых больше длины прорези (по воздушной кривой) в 2 раза.

Наиболее интенсивно прокоп размывается в период нарастания пика паводка; при спаде паводка размыв ослабевает и полностью прекращается с наступлением межени.

§ 33. ОЧИСТКА РУСЕЛ ОТ ЗАСОРЕНИЯ

Разного рода засорения в руслах создают препятствия для судоходства, способствуют образованию мелей и островов и часто вызывают весьма нежелательные деформации русла, поэтому русло должно своевременно очищаться от засорения.

Заращение русел камышом, тростником и другими растениями резко увеличивает шероховатость, вызывает подъем горизонтов

воды, уменьшение скоростей и осаждение взвешенных наносов — заиление. Водную растительность удаляют ручным и механическим выкашиванием (соответствующие приспособления описываются в курсах осушения и эксплуатации мелиоративных систем).

Крупные камни, падающие в русло при обрушении берегов или приносимые ледоходом, извлекают при помощи подъемных приспособлений или взрывают на месте.

Карчи — затонувшие бревна — встречаются в большом количестве на сплавных реках. Чтобы извлечь бревно из воды, его захватывают специальными крючьями или завязывают тросом и поднимают из воды механизмами; большие бревна предварительно распиливают и удаляют по частям. На судоходных реках карчи удаляют специальными карчеподъемниками, оборудованными ручными или механическими приспособлениями.

Затонувшие деревья часто очень больших размеров встречаются в руслах горных и предгорных рек. Задерживаясь в русле, деревья действуют как сквозные сооружения, образуя ниже себя по течению отложения наносов. Часто течение приносит деревья к отверстиям плотин и шлюзов, что может повредить сооружение или прекратить доступ воды. Поэтому такие деревья необходимо своевременно извлекать из русел, пользуясь низкими горизонтами воды, и не допускать сноса деревьев к сооружениям. Для извлечения деревьев используют тяжелые тракторы, лебедки и корчевальные машины. Если есть возможность приблизиться к дереву, его предварительно распиливают или раздробляют на части накладными зарядами. Вообще извлечение больших деревьев из русел представляет сложную задачу, и при резком подъеме воды можно не успеть предупредить подход их к сооружениям; поэтому необходимо заблаговременно осматривать берега и удалять деревья, которые могут упасть в воду при подмыве берега.

Очень часто к отверстиям плотин течение приносит часть деревянных мостов и других временных устройств, которые строят на реках и перед наступлением паводков не успевают разобрать. Например, в 1949 г. в Ферганской долине селевым потоком было снесено два деревянных моста. Обломки моста закупорили отверстия нижерасположенной плотины, что вызвало сначала перелив воды через верх плотины и затем ее полное разрушение. Для предупреждения подобных случаев необходимо своевременно удалять все временные сооружения.

§ 34. ЗЕМЛЕЧЕРПАТЕЛЬНЫЕ ПРОРЕЗИ И ИХ УСТОЙЧИВОСТЬ

Всякая подводная выемка в русле называется землечерпательной прорезью. Прорези могут иметь самостоятельное значение или входить в состав выправительных работ, являясь в этом случае частью гидротехнических мероприятий по созданию выправительной трассы, например для улучшения судоходных условий,

В настоящее время ведущая роль при регулировании русел на судоходных реках принадлежит землечерпанию, как наиболее механизированному, производительному и дешевому способу. Землечерпательные работы ведут часто не только для углубления русла, но и для постройки сооружений. Извлекаемый при землечерпании грунт должен, как правило, служить для выправления перекатов.

Прорези чаще всего делают: а) на перекатах для создания заданной глубины фарватера, б) на спрямлениях речных петель, в) на подходах к водозаборным и другим сооружениям.

По характеру различают землечерпание капитальное и эксплуатационное (подчистка).

Слабым местом землечерпательных прорезей является их неустойчивость и прежде всего заносимость. Типичная схема деформации прорези показана на рисунке 185. Прорезь заносится донными, а в некоторых случаях

и взвешенными наносами. Если поток движется под углом к прорези, то наносы начинают откладываться с верхней кромки, одновременно может происходить небольшой размыв нижней кромки прорези. Этот процесс проявляется сильнее в верхней и слабее в нижней части прорези. Поэтому прорезь, помимо занесения, постепенно смещается вниз по течению и несколько поворачивается. Так, в нижнем течении рек Дона и Волги ежегодное перемещение перекатов вниз по течению достигает 50—70 м, а на Аму-Дарье — 600—700 м. Это вынуждает перемещать и прорези.

К основным мерам для повышения устойчивости прорезей можно отнести следующие:

а) расположение прорези под возможно меньшим углом к направлению течения во время высоких вод; так, прорезь 1 (рис. 186) более устойчива, тогда как прорезь 2 короче и, следовательно, дешевле, но менее устойчива;

б) придание плавного очертания входу в прорезь и выходу из нее (рис. 187), хотя бы это было связано с некоторым увеличением объема землечерпания;

в) непрерывное землечерпание.

При проектировании прорезей для целей судоходства следует руководствоваться специальными указаниями [13].

Трассирование прорези на перекате возможно по трем основным вариантам, показанным на рисунке 188.

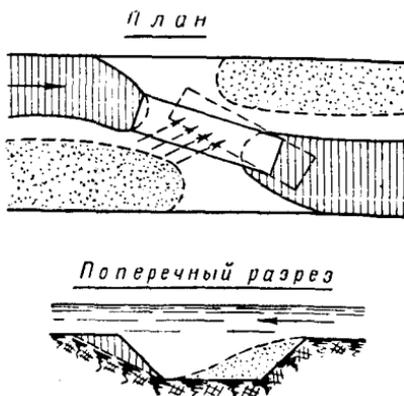


Рис. 185. Смещение прорези по течению.

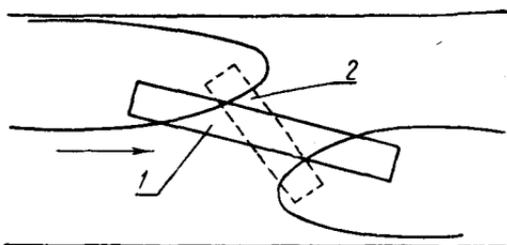


Рис. 186. План расположения прорези по отношению к течению:

1 и 2 — прорези.

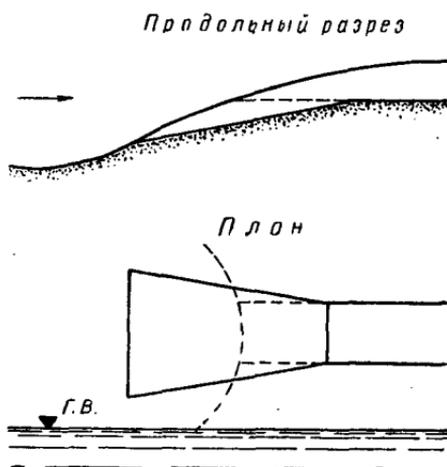


Рис. 187. Вход в прорезь.

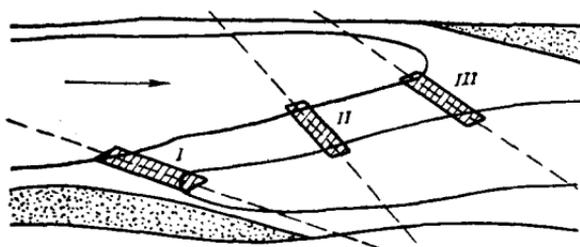


Рис. 188. Три варианта трассы прорези на перекате.

В первом варианте прорезь располагается в верхней части переката, чтобы судовой ход проходил выше затонины. Преимущества данного варианта следующие: а) нет необходимости перекрывать нижнюю часть прорези, б) в межень прорезь обычно устойчива, так как в нее попадает меньшее количество наносов, в) заход снизу на перекат удобен, и если караваны судов идут преимущественно вверх (против течения), то этот вариант следует предпочесть. Недостаток этого варианта: неудобный заход сверху; хвосты караванов забрасывает на нижнюю кромку хода. Грунт, вынутый из прорези, можно транспортировать в верхнюю затонину, а при работе на рефулер свалку лучше всего использовать для выравнивания линии ведущего берега, чтобы придать ей плавные очертания. В последнем случае свалку следует закреплять плетнями и посадками кустарника. Прорезь по этому варианту можно разрабатывать как в высокую, так и в низкую воду.

Во втором варианте прорезь располагается ближе к середине реки. Его чаще всего применяют в практике землечерпательных работ ввиду наименьшего объема работ. Недостаток этого варианта — прорезь мешает удобному заходу на перекат караванов судов, идущих как снизу, так и сверху. Чтобы ликвидировать неудобство судовой ход, П. П. Денисовичем и другими [13] рекомендуется перекрывать нижнюю часть реки (затонину) и делать раструбы в сторону нижней косы в нижней части прорези. Грунт следует транспортировать в затонину или рефулировать на верхнюю косу. В высокую воду судовой ход, разработанный по этому варианту, особенно неблагоприятен и может быть аварийным из-за свальных течений по прорези. Поэтому такие прорези следует выполнять только в конце подготовительного периода. Этот вариант расположения прорези можно применять в тех случаях, когда перекал разрабатывается при низких горизонтах воды.

В третьем варианте прорезь располагают у корня нижней косы так, чтобы судовой ход проходил по верхней затонине, в то время как вся нижняя затонина остается вне фарватера. Такой ход удобен для караванов, идущих сверху, и не вызывает значительных затруднений для караванов, идущих снизу. Недостаток хода — плохая устойчивость его в межень, так как транзитные наносы со всей ширины русла направляются в прорезь. Для повышения устойчивости прорези и ликвидации сбойных течений необходимо перекрывать нижнюю затонину.

Разрабатывать такой ход нужно заблаговременно при высокой воде сразу на полную глубину с некоторым запасом. Если ход будет глубоким и широким к моменту наступления низких горизонтов воды, то меженных подчисток обычно не требуется. Глубокая и прямая прорезь может сильно понизить уровень воды в вышележащем плёсе. Поэтому если вышележащий плёс мелкий, а особенно если на дне его имеются каменные гряды и перекалы, то

необходимо гидравлическим расчетом определить возможное снижение уровней воды выше переката и при необходимости углубить или расчистить вышележащий плёс.

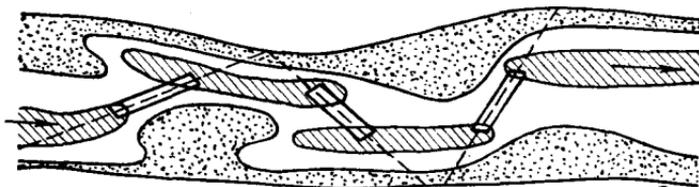


Рис. 189. Расположение прорезей на сложном перекате.

На практике встречаются и более сложные перекаты, состоящие из двух или более гребней, при этом нижний побочень одного гребня является верхним побочнем другого. Таким образом, эти перекаты составлены группой побочней, расположенных по обеим сторонам русла. Чем меньше расстояние между отдельными гребнями, тем теснее связь режима формирования гребней

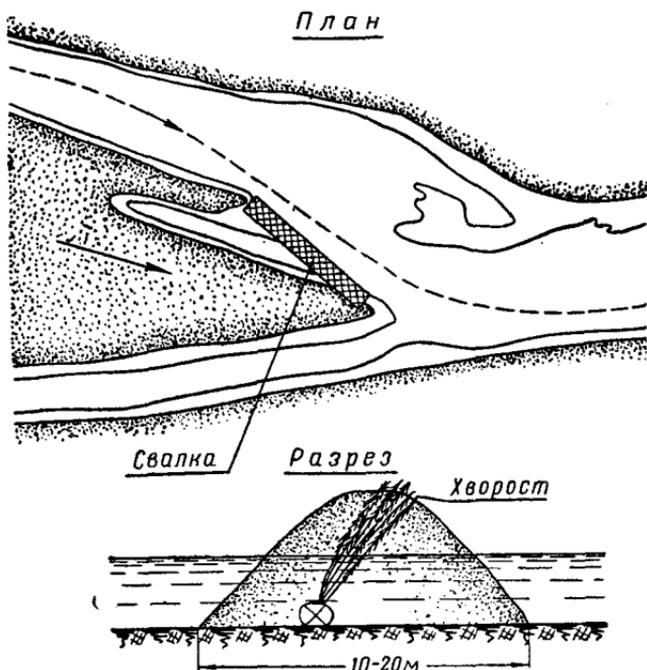


Рис. 190. Укрепление свалки грунта в качестве сооружения.

с режимом всего переката в целом. Особенно резко это проявляется в меженьный период. При низких горизонтах воды нижерасположенные гребни создают подпор, распространяющийся на верхней части переката. Вследствие этого в верхней части сложного переката устойчивы более прямые ходы, чем в нижней части. Устойчивость глубин в межень на верхних гребнях сложного

переката обычно несколько больше, чем на нижних гребнях, куда поступает большое количество наносов, получающихся в результате размыва верхней части переката при спаде горизонтов.

Сложные перекаты обычно неудобны для прохождения судов. Основные причины затруднений — резкая и неравномерная извилистость при наличии свальных течений через низкие побочни или протоки (если они есть). Чтобы улучшить судоходные условия на сложных перекатах, необходимо повысить наиболее низкие участки побочней. Высота побочней повышается путем установки выправительных сооружений, свалкой грунта, посадками кустарника. Желательно, чтобы высота побочня была на $1 \div 1,5$ м выше среднемеженного уровня. Одновременно следует несколько спрямить трассу, подрезав выпуклые участки изгибов ее.

Вариант трассы, наиболее благоприятный для поддержания глубин на всем перекате, показан на рисунке 189. Крутизна судовых ходов должна постоянно увеличиваться по мере перехода от верхних гребней сложного переката к нижним. В нижних частях переката глубину прорезей следует несколько увеличивать с целью создания некоторого запаса на заносимость, о чем указывается в работе П. П. Денисовича и других [13].

Путем землечерпания и применения легких сооружений и гасителей скорости можно коренным образом изменить природу переката и обеспечить устойчивое состояние глубин судового хода, используя при этом энергию самой реки. Это достигается путем искусственной отсыпки и закрепления песков хвостяной выстилкой, уложенной в виде лент, ветвистыми заграждениями и посадкой кустарника.

Свалка извлекаемого грунта также является важным средством для постепенного выправления речного фарватера, что достигается заполнением плёсовых лоцин, остающихся вне фарватера и побочных рукавов, повышением побочней там, где через них проходят свальные течения (рис. 190), выравниванием ведущих берегов, чтобы придать им плавное очертание. Закрепление свалки грунта во всех этих случаях обязательно. Свалки закрепляют посадками кустарников или легкими сооружениями (плетни, ветвистые завесы, щиты и т. п.). Чтобы усилить полезное влияние свалок на устойчивость глубин на судовом ходу и использовать их в полной мере как наносоуправляющие сооружения при средневисоких горизонтах воды, их следует укреплять так, чтобы обеспечить большую устойчивость гребня.

На рисунке 190 показан способ укрепления свалки, применявшийся на р. Вычегде. Свалка расположена на верхней косе и является как бы сооружением для направления движения наносов. Стрелкой показано направление течения при средневисоких уровнях воды. Большие прорези приходится прокладывать при заборе воды в каналы, когда отмели закрывают входы (рис. 191). В таких случаях прорези трассируют так, чтобы поток способ-

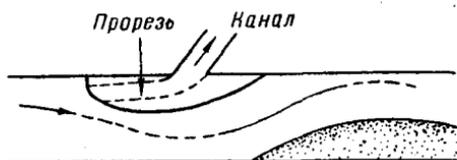


Рис. 191. План русла и прорези перед водозабором в канал.

ствовал их размыву, т. е. осуществляют принцип лобового водозабора в прорезь. Размер прорези (ширину и глубину) рассчитывают на пропуск нужного расхода при заданном горизонте воды в реке.

В связи с развитием механизации работ регулирование русел путем устройства прокопов и прорезей находит широкое применение не только для увеличения судоходных глубин, но и при выправлении рек, защите берегов от размыва и устройстве сбросных русел в целях борьбы с наводнением. Этот вид регулирования во многих случаях более рациональный, чем строительство выправительных сооружений.

§ 35. ДНОУГЛУБИТЕЛЬНЫЕ РАБОТЫ И ПЕРЕКРЫТИЕ РЕК

Основным способом дноуглубления является механическое землечерпание. Наиболее употребительные механизмы по землечерпанию — землесосы и многочерпаковые снаряды.

Землесос — наиболее экономичный тип снаряда для песчаных грунтов. Производительность современных речных землесосов до $1300 \text{ м}^3/\text{час}$. Наиболее распространены на речных путях землесосы без разрыхлителя. Их работа основывается на размывающем действии струи воды, всасываемой центробежной помпой землесоса. На производительность землесоса существенное влияние оказывает равномерность загрузки грунтом всасывающего отверстия сосуна. Если последнее загружено неравномерно или частично всасывает только воду (без грунта или с малым его содержанием), то это понижает производительность землесоса. В более благоприятных условиях по забору грунта находятся траншейные наконечники (продольные), чем папильонажные (поперечные), так как сосун движется поступательно навстречу осыпающемуся откосу всасываемого грунта. Если для получения полной производительности землесоса толщина слоя грунта достаточна, то необходимо лишь установить соответствующую скорость перемещения землесоса по траншее. При малой толщине удаляемого слоя грунта может оказаться целесообразным уменьшение ширины траншей. В отдельных случаях уменьшение скорости продвижения землесоса может привести к некоторому увеличению ширины разрабатываемой траншеи. Скорость продвижения землесоса определяют в зависимости от грунтовых условий и увязывают с получающейся шириной траншей.

Многочерпаковый дноуглубительный снаряд — наиболее универсальный тип снаряда, который при надлежащей прочности отдельных конструкций и черпакового устройства может работать как на легких песчаных, так и на тяжелых грунтах. Производительность речных многочерпаковых снарядов достигает $500 \text{ м}^3/\text{час}$.

Извлекать грунт многочерпаковым дноуглубительным снарядом проще, чем землесосом, так как грунт отделяется от дна чер-

паками и правильность рабочих перемещений снаряда устанавливается по заполнению черпаков. Основным фактором, определяющим рабочие перемещения многочерпакового дноуглубительного снаряда, является скорость черпаковой цепи. Последняя зависит от характера грунта, его плотности, или консистенции, а также от толщины удаляемого слоя грунта. У снарядов, предназначенных для работы на тяжелых грунтах, черпаки делают массивными. Если же снаряды используют для работы на каменистых грунтах, черпаки дополнительно снабжают прочными стальными зубьями.

Помимо механического землечерпания, существуют способы дноуглубления, основанные на использовании размывающей и транспортирующей энергии самого потока [27]. К числу их относятся следующие.

1. Механическое разрыхление грунта либо обыкновенной бороной тяжелого типа, либо специальными боронами, протаскиваемыми лебедками или тракторами поперек русла

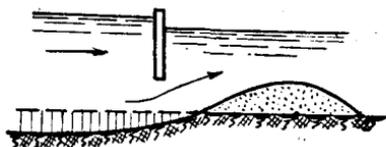


Рис. 192. Размыв грунта течением из-под шита.

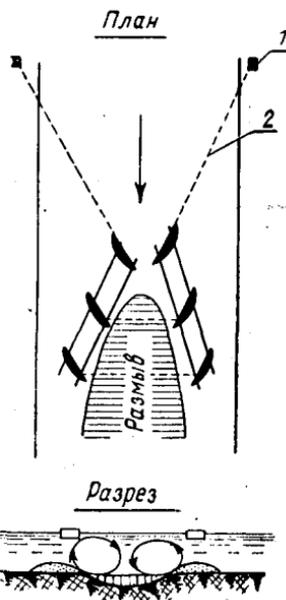


Рис. 193. Плавучая направляющая система М. В. Потапова по осевому размыву (дноуглубитель):

1 — якорь; 2 — трос.

(в пределах углубляемой полосы), либо специальными буксирными судами вдоль русла.

2. Взрывное дноуглубление путем закладки на углубляемой площади дна зарядов аммонита и одновременного или последовательного взрывания их.

3. Размыв грунта струей воды (гидромонитором).

Во всех трех способах используется по существу разность значений критической неразмывающей и руслоформирующих скоростей $v_{\phi} - v_0$. Если в данный момент $v_{\phi} > v_0$, то наносы, поднятые любым способом со дна, будут сноситься течением и дно будет углубляться; если же $v_{\phi} < v_0$, то работы не дадут заметного эффекта, так как поднятый грунт осядет почти на том же месте.

4. Размыв грунта течением из-под щита. Щит медленно перемещается вниз по течению и гонит перед собой грядку наносов, вымываемых в сжатом сечении под щитом (рис. 192). Грядка быстро нарастает и дальнейший размыв прорези прекращается; этот метод дает лучшие результаты в узких руслах (каналах), так как обтекание щита по сторонам резко снижает его эффективность.

5. Метод поперечной циркуляции осуществляется при помощи плавучей струнаправляющей системы М. В. Потапова, схематически показанной на рисунке 193. Винтовой поток обладает значительно большей транспортирующей способностью, чем поток параллельноструйный, и поэтому система не только размывает грунт, но и удаляет его на значительное расстояние вниз по течению и частично на обе стороны прорези. Снаряд этого типа, скон-

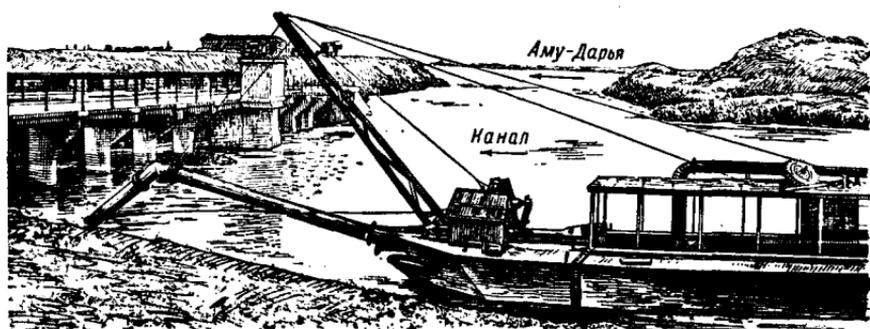


Рис. 194. Удаление наносов землесосом из подводящего канала в нижнем течении р. Аму-Дарья.

струированный и испытанный инженером Простовым, показал при благоприятных условиях (на Дону) производительность свыше $100 \text{ м}^3/\text{час}$. Так как прорези заносятся, то дноуглубление ведут почти в течение большей части меженичного периода. Для выемки грунта из прорезей обычно используют землесосы и землечерпалки (рис. 194). Описание этих снарядов, их технические характеристики и производительность приводятся в специальных курсах и справочниках*.

Землесосы широко применяют не только при дноуглубительных работах, но и в процессе перекрытия рек плотинами в целях направления их в другое сбросное или обводное русло. Такие

* И. И. Знаменский. Организация и механизация гидромелиоративных работ. М., Сельхозгиз, 1951. Справочник строительного оборудования для гидроэнергетического строительства, под ред. И. И. Кандалова. М.—Л., Госэнергоиздат, 1954.

плотины до последнего времени намывались лишь после преграждения русла каменным банкетом *.

А. М. Царевский и Д. Л. Меламут [42] на основе проведенных исследований в натуре предложили новый способ намыва русловых плотин в потоке без предварительного преграждения русла

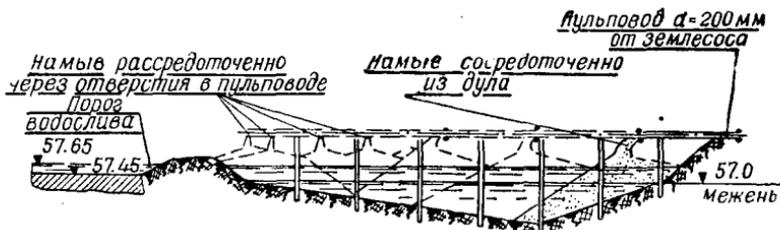


Рис. 195. Схема намыва русла реки.

каменным банкетом. Этот способ намыва плотин основан на принципе загрузки потока грунтом сверх его транспортирующей способности и на использовании возрастающей кинетической энергии потока при закрытии русла для получения дополнительной нагрузки потока вследствие размыва. Способом безбанкетного на-

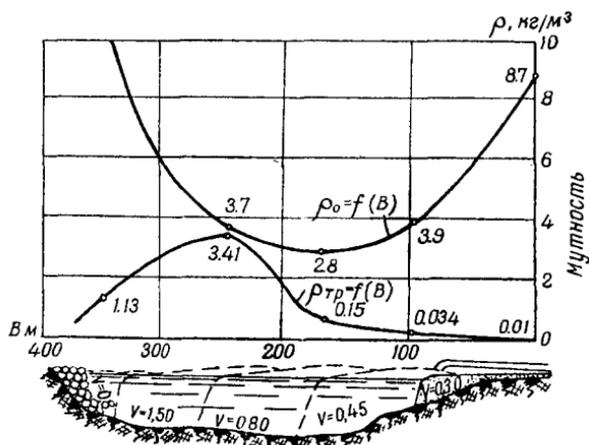


Рис. 196. Изменение транспортирующей способности и подаваемой мутности при намыве р. Ахтубы.

мыва плотин в руслах рек в 1952 г. были перекрыты р. Руза в Московской области и р. Ахтуба (рукав Волги) у Волгограда (рис. 195).

* С. В. И з б а ш. Гидравлика производства работ по преграждению русла. Л., Госэнергоиздат, 1949.

Расход р. Рузы к моменту перекрытия был $8,02 \text{ м}^3/\text{сек}$, ширина русла — 30 м , средняя скорость — $0,37 \text{ м}/\text{сек}$. Намыв производился с мутностью $1,2 \text{ кг}/\text{м}^3$, в сотни раз превышающей транспортирующую способность при данных гидравлических условиях. В связи с тем, что в соответствии с расчетом подача грунта из карьера в последний момент перекрытия не создавала необходимую для его осаднения нагрузку, в русле заранее были наметы три отсыпи объемом по 20 м^3 каждая с целью, чтобы они затем размывались потоком. Объем намыва на р. Рузе составлял 602 м^3 .

Замыв русла р. Ахтубы выполнен по принципу сосредоточенной нагрузки потока грунтом при наличии частично отсыпанного банкета на противоположном берегу (рис. 195). Изменения гидравлических элементов потока и его мутности по мере последовательного замыва русла р. Ахтубы, по сообщению В. В. Кирина и А. И. Огурцова [42], характеризуются данными, приведенными в таблице 33.

Т а б л и ц а 33

Расход воды через все русло, $\text{м}^3/\text{сек}$	Ширина участков последовательного намыва, м	Расход потока на замыв, $\text{м}^3/\text{сек}$	Глубина на участках, м	Скорость течения $\text{м}/\text{сек}$	Уклон потока	Мутность потока ρ , $\text{кг}/\text{м}^3$	Создаваемая мутность потока ρ_0 , $\text{кг}/\text{м}^3$
300	100	59	1,7	0,35	0,000023	0,010	8,7
300	75	132	4,0	0,45	0,00032	0,034	3,9
290	60	185	4,0	0,80	0,00015	0,150	2,8
210	60	142	1,6	1,50	0,001	3,410	3,7
36	60	36	0,75	0,80	0,0006	1,130	14,3

Расход р. Ахтубы по мере замыва русла уменьшался от 300 до $36 \text{ м}^3/\text{сек}$, а созданный подпор вследствие сжатия реки намывом не превышал 15 см .

При больших скоростях течения следует сочетать намыв песка с отсыпкой камня. Безбанкетный метод возможен при перепаде около $0,3 \text{ м}$.

Русло р. Волги на Горьковском и Куйбышевском гидроузлах и русло р. Днепра на Каховском гидроузле были перекрыты в 1955 г. комбинированным способом. Пойму и часть главного русла перекрывали путем намыва песчаных перемычек, а суженную часть реки — с применением банкетов из каменной наброски, бетонных блоков (бетонитов) и железобетонных «ершей». На Куйбышевском гидроузле суженную часть р. Волги шириной 340 м перекрыли в межень при расходе воды $3800\text{—}3850 \text{ м}^3/\text{сек}$ и скорости течения до $4 \text{ м}/\text{сек}$. Крупность камней достигала 500 мм ; применялись также бетонные тетраэдры весом до 10 т . Конечный перепад был 2 м . Опытами установлено, что плоский камень при перекрытии русла держится лучше, чем округлой и кубической формы. Лучшей устойчивостью обладают банкеты из камней одинаковой крупности и одинаковой шероховатости.

Глава VI

БОРЬБА С НАВОДНЕНИЕМ

§ 36. ПРИЧИНЫ НАВОДНЕНИЙ И МЕРОПРИЯТИЯ ПО БОРЬБЕ С НИМИ

В нижнем течении и в дельтах рек происходит непрерывный подъем дна вследствие аккумуляции части наносов, приносимых рекой с верхнего течения. Так, данные многолетних наблюдений за горизонтами воды на гидрометрической станции, расположенной в дельте р. Аму-Дарьи, указывают на систематическое повышение горизонтов воды и русла до 10 мм в год.

В период пиков паводка и ледовых заторов горизонты воды в реке оказываются выше окружающей местности, поэтому реки разливаются и затопляют земли. Следовательно, повышение дна и берегов вызывает подъем горизонтов воды и разлив реки по пойме, что, в свою очередь, усиливает отложение наносов в пойме и повышение ее. Таким образом, в нижних течениях и дельтах рек отметки затопляемой в паводок части поймы непрерывно возрастают, что за длительный период существования рек приводит к образованию явно выраженного поперечного уклона в сторону от реки, величина которого превышает продольный уклон реки в несколько раз. Поперечные уклоны обычно наблюдаются на полосе поймы вдоль реки: у береговой кромки реки уклоны больше, чем в отдалении от реки, ввиду уменьшения мутности разливающейся воды за счет выпадения наносов (рис. 197). На значительном удалении от реки вода в разливах уже настолько оседлена, что наносы не отлагаются.

Существенное влияние на интенсивность выпадения наносов в ширину полосы заиления берега оказывает растительность. Чем она гуще по берегам, тем быстрее гасятся скорости и быстрее выпадают наносы, но зато более узкой получается полоса земли с повышенными отметками. Поскольку дно реки непрерывно повышается, то вполне естественно, что при значительных расходах воды или при зажорных подъемах река выходит из берегов и разливается по прилегающей территории.

Берега рек в нижних течениях и в дельтах сложены из мелкопесчаных аллювиальных отложений, поэтому они легко поддаются

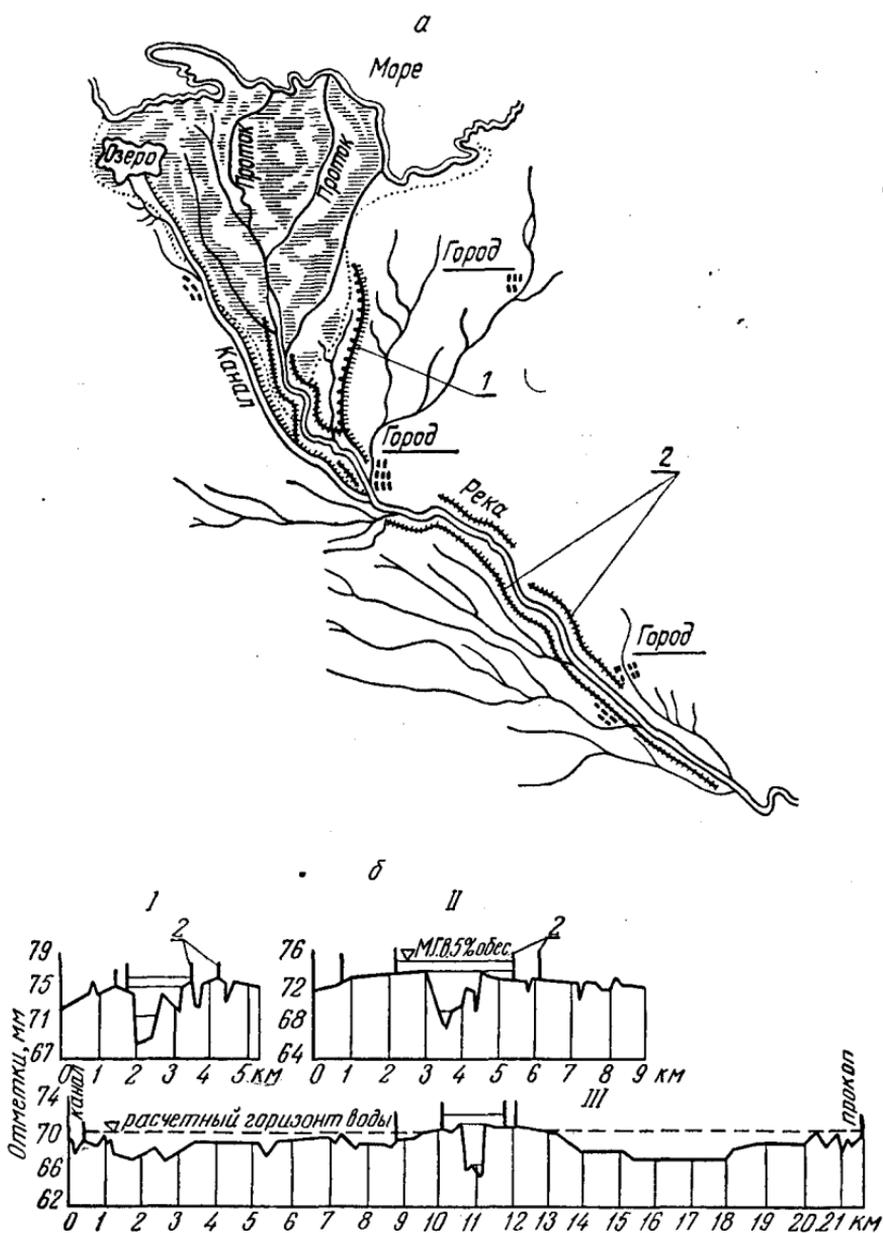


Рис. 197. План нижнего течения реки (а) и поперечные профили (б):
1 — оверная дамба; 2 — береговые дамбы.

размыву. Смыв береговой полосы с повышенными отметками берега приводит к переливам воды через более низкую новую береговую кромку и к затоплению прилегающей территории. На рисунке 198 приведены поперечные профили дельты р. Аму-Дарьи в двух створах. В верхнем створе поверхность земли у реки и горизонт высоких вод в реке находятся на одном уровне; прилегающие, занятые под посевы, земли ниже на 2—4 м. Ввиду блуждания реки и больших поперечных уклонов местности в этом створе устроены две линии валов (дамб): первая близ берега реки, а вторая (запасная) на расстоянии 200—500 м. В нижнем створе намечена одна линия дамб, которая будет строиться по мере смещения реки.

В нижнем течении рек Куры и Терека, где русло извилисто, для борьбы с наводнением, кроме устройства дамб обвалования,

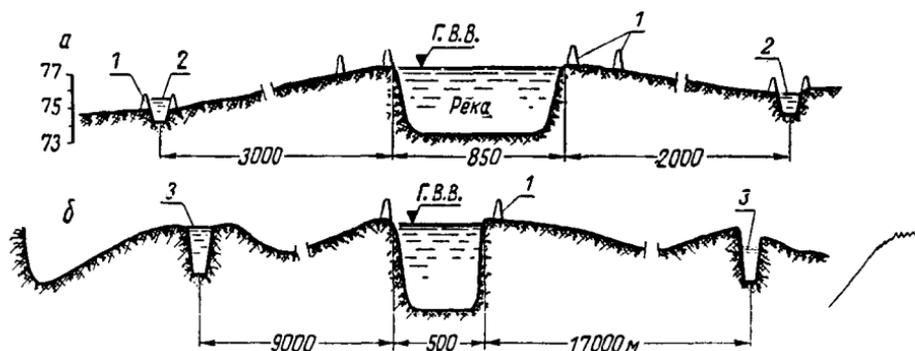


Рис. 198. Расположение дамб обвалования при малом (а) и при большом (б) поперечном уклоне местности:

1 — дамба; 2 — канал; 3 — проток.

спрямляют излучины. В нижнем течении р. Куры коэффициент извилистости изменяется от 1,73 до 3,50 (в среднем 2,2).

В борьбе с наводнениями применяют следующие мероприятия:

1) обвалование — ограждение участка земляными дамбами (валами);

2) повышение пропускной способности русла для пропуска расходов воды при более низких горизонтах;

3) уменьшение расхода воды на данном участке реки за счет устройства специальных сбросных русел или регулирования (задержания) паводочного стока в водохранилищах.

По расположению и назначению дамбы обвалования можно подразделить на береговые и озерные. Береговые дамбы располагаются вдоль рек, следуя в основном общему направлению реки и лишь несколько спрямляя наиболее резкие излучины. В летние паводки они находятся под напором воды в течение 25—30 и редко 45 дней и в период зимних ледовых заторов в течение

10—20 дней; остальное время года дамбы обычно находятся на сухом месте. По этой причине, а также вследствие кольматажа напорного откоса дамб мутной речной водой в паводки фильтрационный поток в теле дамбы не успевает установиться и кривая депрессия располагается ниже того положения, которое она занимала бы при продолжительной работе дамбы.

Озерные дамбы служат для предотвращения затопления культурных земель и населенных пунктов. Период работы озерных дамб более продолжительный, чем береговых, и составляет обычно 2—3 месяца в году. Озерные дамбы выдерживают напор осветленной воды, поэтому напорный откос не кольматируется, что значительно усложняет условия работы дамб на фильтрацию. Кроме того, на озерах наблюдаются большие волны, поэтому озерные дамбы всегда устраивают более устойчивого профиля, чем береговые. Еще массивнее дамбы обвалования на водохранилищах, где они находятся под напором длительное время.

Повышение пропускной способности русла достигается расчисткой его и спрямлением излучин. В результате большие расходы воды протекают при более низких горизонтах; опасность наводнения ослабляется или исключается.

В настоящее время все большее распространение получает комбинированный метод борьбы с наводнениями, предусматривающий сочетание обвалования со спрямлением излучин. Такой метод с успехом применяется на р. Куре [5], а в Средней Азии начинает внедряться в дельте р. Аму-Дарьи, где выполнено спрямление Есбергенской излучины.

Однако наиболее надежными мероприятиями по борьбе с наводнением является все же регулирование стока рек при помощи водохранилищ. При этом возможно комплексное использование водохранилищ: получение электрической энергии, развитие орошения, улучшение судоходства, организация водоснабжения и защита земель от наводнения. Таким образом, борьбу с наводнением следует рассматривать как комплексную водохозяйственную задачу.

§ 37. КОМПОНОВКА ДАМБ ОБВАЛОВАНИЯ И РАСЧЕТ ПОДЪЕМА УРОВНЯ ВОДЫ ОТ СТЕСНЕНИЯ РЕКИ

Расположение дамб в плане и удаление их от берега зависят от устойчивости русла и от поперечного уклона местности. На реках с устойчивым руслом дамбы обвалования можно располагать близко к кромке берега, тогда как на блуждающих реках их следует удалять от реки на более значительное расстояние во избежание смыва рекой; в таких случаях целесообразно иметь вторую запасную линию дамб.

Очертание трассы дамб обвалования в плане может быть прямолинейным и криволинейным. Прямолинейное расположение

дамб возможно, если поперечный уклон местности мал и нет опасности свала реки к дамбе. Криволинейное очертание трассы дамб принимают при больших поперечных уклонах местности, чтобы не было свала реки в пониженное место к дамбе, где может образоваться новое русло вдоль дамбы, а следовательно, возникнет опасность подмыва ее течением.

Здесь мы рассмотрели два случая трассирования дамб. Первый случай, когда дамбы расположены на небольшом расстоянии друг от друга и вызывают в пик паводка некоторое стеснение потока и подъем горизонта воды на участке их расположения,

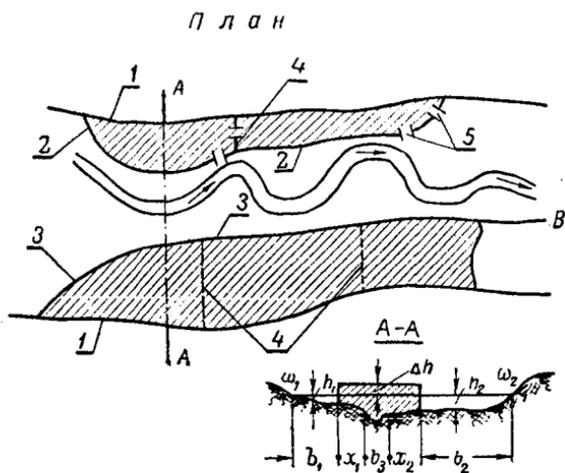


Рис. 199. План обвалования:

1 — граница поймы; 2 — замкнутый вал; 3 — незамкнутый вал; 4 — траверсы; 5 — отверстия.

и второй, — когда дамбы удалены от берега и друг от друга на значительное расстояние и не вызывают стеснения потока. Первый случай расположения дамб, по данным профессора М. М. Гришина [9], показан на рисунке 199, где линии 1 — границы поймы, затопляемой паводками. Пойма левого берега обвалована замкнутым валом 2. Пойма правого берега обвалована незамкнутым валом 3 так, что в паводок вода заходит за вал до горизонтали, соответствующей уровню воды в реке в точке В в конце вала (заштрихованная площадь не затопляется). Незамкнутые вала целесообразны на реках с большими уклонами и при широких поймах. Из-за валов возможен свободный сток поверхностных вод с огражденной площади. При замкнутых валах во время паводка местный сток из обвалованных земель задерживается в низинах обвалованной площади.

Для локализации затопления в случае прорыва продольных валов устраивают поперечные вала — траверсы 4. В валах обычно

устраивают снабженные затворами отверстия b для выпуска воды местного стока с обвалованной площади в реку после спада паводка.

Высота валов определяется наивысшим горизонтом воды летнего паводка или при зимних зазорах. Величину Δh М. М. Гришин [9] рекомендует определять исходя из предположения, что предельный уклон реки остается таким же, каким он был и до обвалования и что весь паводковый расход Q_{\max} проходит между валами. Для этого можно пользоваться формулой Шеши и, предварительно задавшись Δh , проверить пропускную способность русла. Для предварительного определения Δh приближенно можно принять, что расходы, протекающие через обваловываемые сечения ω_1 и ω_2 , равные $q_1 = \omega_1 v_1$ и $q_2 = \omega_2 v_2$, пройдут по суженному руслу шириной $x_1 + b_3 + x_2$. Скорости на пойменных участках равны:

$$v_1 = C_1 \sqrt{h_1 I} \quad \text{и} \quad v_2 = C_2 \sqrt{h_2 I}; \quad (320)$$

скорость в русле

$$v_3 = C_3 \sqrt{h_3 I}, \quad (321)$$

где h_1, h_2 и h_3 — средние глубины;

C_1, C_2 и C_3 — коэффициенты в формуле Шеши.

Величину C можно определять, например, по формуле Германека:

$$C = 30,7 \sqrt{h}, \quad \text{если } h < 1,5 \text{ м}; \quad (322)$$

$$C = 34 \sqrt[4]{h}, \quad \text{если } 1,5 < h < 6; \quad (323)$$

$$C = 50,2 + 0,5 h, \quad \text{если } h > 6 \text{ м}. \quad (324)$$

Предположим, что в слое Δh скорости возрастут по сравнению со средними бытовыми на 25%, тогда можно написать:

$$\omega_1 v_1 + \omega_2 v_2 = 1,25 (x_1 v_1 + b_3 v_3 + x_2 v_2) \Delta h_1,$$

откуда

$$\Delta h = 0,8 \frac{\omega_1 v_1 + \omega_2 v_2}{x_2 v_2 + x_1 v_1 + b_3 v_3}. \quad (325)$$

Из формулы (325) видно, что чем больше сужается валами паводочное русло и чем меньше x_1, x_2 , тем Δh , а с ним и скорости течения больше и валы выше.

Продольный профиль водной поверхности на обвалованном участке, выше и ниже этого участка показан на рисунке 200. Следовательно, гидравлический расчет обвалования состоит в определении подпора z и в построении сопрягающих кривых подпора и спада.

Многовековой опыт показал, что уровень высоких вод в реке вследствие ограждения валами со временем постепенно поднимается. Например, на р. По в Италии в течение двух веков высота уровня воды при разливах увеличивалась на 2 м, что объяс-

няется постепенным развитием защитных валов по длине реки, а также повышением дна русла от наносов.

На реках с блуждающим руслом расстояние между противоположными дамбами левого и правого берегов должно быть не менее ширины реки и полосы поймы, в пределах которой она блуждает.

Определять это расстояние для блуждающих рек можно по формуле:

$$L = B_0 + KB_0 = (1 + K) B_0, \quad (326)$$

где B_0 — ширина реки по урезу;

K — некоторый коэффициент.

Для участка нижнего течения р. Аму-Дарьи $K = 2$, следовательно

$$L = 3B_0. \quad (327)$$

Определяемое по формуле (327) расстояние между дамбами левого и правого берегов отвечает практически нестесненному

потоку, т. е. при этом исключается возможность заметного повышения горизонта воды, которое было бы при более значительном стеснении. При расчете береговых дамб, расстояние между которыми определено по выражению (327), их следует рассматривать как защитные валы, про-

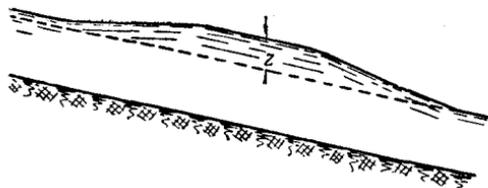


Рис. 200. Продольный профиль обвалованного русла.

веряя лишь их поперечный профиль на фильтрацию, а также на возможность подмыва продольными течениями в случае свала реки к дамбе. Чтобы не допустить подмыва дамб, требуется возводить капитальные защитные сооружения большой стоимости, что не всегда рационально. В таких случаях обычно переходят к строительству второй линии дамб.

Расстояние между дамбами левого и правого берегов на участке с широким руслом, сильно засоренном мелями и островами, вычисленное по формуле (327), будет в этом случае значительно увеличено, причем широкая полоса берега остается без защиты.

Учитывая, что блуждание реки по пойме на участках нижнего течения и в дельтах проявляется как периодическое смещение береговой кромки в результате размыва берега, расстояние проектируемых новых дамб от береговой кромки следует принимать в соответствии с ожидаемой шириной смыва береговой полосы за определенный период времени. Этот период должен быть достаточен, чтобы принять меры для предотвращения возможности прорыва реки на участке, остающемся после смыва дамбы без защиты. На участках, подверженных размыву, удаление дамб от

береговой кромки определяется по выражению:

$$l = l_g t, \quad (328)$$

где l_g — среднегодовая ширина полосы смыва;
 t — время (в годах).

Среднегодовая интенсивность размыва берегов на участках нижнего течения и в дельтах блуждающих рек колеблется в пределах от 30 до 100 м в год. Принимая продолжительность периода смыва 5—6 лет, получим необходимое удаление дамб от берега на 150—180 м (минимум) до 500—600 м (максимум). Точнее величину удаления дамб от береговой кромки следует определять экономическими расчетами на основании сравнения стоимости различных вариантов их размещения, так как удаление дамб приводит к увеличению их высоты и опасности свала реки и, следовательно, к необходимости их защиты от размыва.

Так как явление размыва возможно в любой точке на всем протяжении сильно размываемых берегов, то в таких случаях на всем протяжении затопляемого берега следует возводить две линии дамб. Пространство между дамбами следует разбивать при этом на ряд коротких секций системой поперечных дамб, или так называемых траверсов, чтобы препятствовать свободному разливу воды при прорывах дамб первой линии.

В период строительства дамб первой линии допустимо ограничить длину строящихся дамб второй линии только теми участками, где явно идет размыв берегов или имеется серьезная опасность свала реки к дамбе. Наблюдения показывают, что общая протяженность таких опасных участков в среднем составляет одну треть общей протяженности реки. Поэтому при строительстве новых дамб, возводимых одновременно с дамбами первой линии, общую длину дамб второй линии следует принимать равной одной трети общей длины дамб первой линии. В последующие годы по мере обнаружения новых очагов возможного размыва берега на участках, где дамбы проходят в одну линию, следует разбивать дамбы второй линии, стремясь к тому, чтобы по всему фронту защиты дамбы располагались в две линии.

При одновременном строительстве обеих линий дамб вторую (запасную) строят с тем же профилем поперечного сечения, как и первую. Если ее строят позже, то отметки гребня дамбы и профиль ее должны быть согласованы с величиной ожидаемого горизонта воды в период разливов. В зависимости от величины поперечного уклона местности следует увеличивать высоту дамб второй линии по сравнению с дамбами первой линии.

Расстояние между первой и второй линией дамб следует определять путем сопоставления различных вариантов, отражающих особенности местных условий. Очевидно, с уменьшением B возрастает ограждаемая площадь в пределах обвалования; наряду с этим увеличиваются подпор, высота и стоимость валов, а также

глубина и площадь добавочного затопления вдоль кривой подпора.

Расстояние между поперечными дамбами (траверсами) зависит от величины продольного уклона местности (рис. 201):

$$L = \frac{H_1 - H_0}{I_0}, \quad (329)$$

где H_1 — допускаемый напор у поперечной дамбы;

H_0 — глубина воды у первой дамбы, равная разнице между отметкой максимального горизонта воды в реке и отметками поверхности земли у подошвы низового откоса верхней поперечной дамбы;

I_0 — продольный уклон местности в пространстве между дамбами.

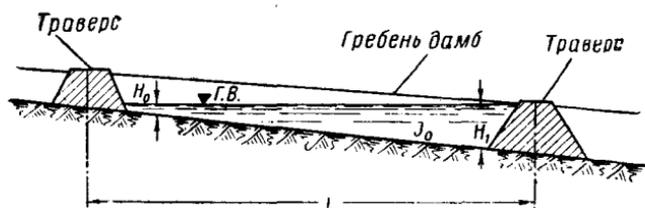


Рис. 201. К определению расстояния между поперечными траверсами.

Из выражения (329) следует, что чем больше величина продольного уклона местности I_0 , тем меньше должно быть расстояние между поперечными дамбами.

Во избежание излишнего повышения горизонтов воды в пространстве между дамбами и большого напора на траверсы при прорывах дамб первой линии желательно принимать меры по отводу поступающих через прорывы расходов воды обратно в реку. Для этого рекомендуется устраивать в теле дамбы первой линии со стороны верхнего бьефа поперечных дамб водосливы, или сифоны, гребень которых следует располагать на отметках ожидаемого максимального горизонта воды в реке в створе водослива, чтобы исключить возможность поступления воды из реки в пространство между дамбами.

§ 38. ПРОФИЛИ ДАМБ ОБВАЛОВАНИЯ

Отметку гребня проектируемой дамбы или высоту дамбы над окружающей местностью определяют на основании расчетных максимальных горизонтов воды в реке, т. е. горизонтов прохождения катастрофического паводка или максимального подъема воды зимой во время зажоров и заторов. Расчетные горизонты

паводков определяют по данным многолетних наблюдений гидрометрических станций и постов на реке. При обработке этих данных прежде всего строят кривые связи горизонтов всех имеющихся станций с горизонтами на одной из них, наблюдения на которой принимаются наиболее достоверными и надежными, охватывающими достаточно большой период времени. Такие связи можно определять по уравнению прямой:

$$H_{\text{п}} = AH + b, \quad (330)$$

где $H_{\text{п}}$ — показание рейки поста;
 H — показание рейки гидрометрической станции, принятой за основную;
 A и b — параметры уравнения, определяемые по связи двух точек, в начале и конце прямой, согласно следующим выражениям:

$$A = \frac{H'_{\text{п}} - H''_{\text{п}}}{H' - H''}, \quad (331)$$

$$b = \frac{H'_{\text{п}} - H''_{\text{п}} - H' - H''}{H' - H''}, \quad (332)$$

где $H'_{\text{п}}$ и $H''_{\text{п}}$ — частные данные наблюдения на посту;
 H' и H'' — то же, на основной станции.

Результаты обработки данных наблюдений на постах, расположенных на неустойчивых (блуждающих) участках русла, показывают, что такие посты малопоказательны и кривые связи горизонтов и расходов недостоверны, с большим разбросом точек. Поэтому для обработки следует выбирать в первую очередь данные наблюдения на постах, где русло достаточно устойчиво.

По кривым связи горизонтов всех постов с основной гидрометрической станцией можно определить значения горизонтов воды, отвечающих расходу заданной обеспеченности (обычно расход с повторяемостью один раз в 100 лет). Далее по кривой связи расходов с горизонтами, построенной по данным непосредственных измерений в створе основной гидрометрической станции, определяют горизонт в этом створе, отвечающий принятому расходу. Используя построенные кривые связи горизонтов, определяют расчетные горизонты на всех остальных постах (в промежуточных точках горизонты определяют интерполяцией, исходя из средней величины уклона реки на участке между двумя соседними постами).

В изложенном методе не учитывается повышение горизонтов воды в реке под влиянием стеснения поймы дамбами, что допустимо, так как при определении расстояния между противоположными дамбами по уравнению (326) дамбы не вызывают заметного стеснения поймы.

При значительном стеснении поймы дамбами повышение горизонтов воды в реке (в некоторых случаях на 0,3—0,5 м) следует определять гидравлическим расчетом русла. Иногда линия береговых защитных дамб перерезает крупный проток реки, отходящий от реки в сторону (в глубь прибрежной территории), который намечается или закрыты наглухо перемычкой, или ограничить пропускаемые в него расходы воды некоторым пределом, безопасным для расположенных в его хвостовой части культурных земель. В таком случае при определении катастрофических паводков горизонтов воды у береговых дамб ниже закрываемой головы протока следует учитывать увеличение расходов воды в ограждаемом русле на величину расхода, поступившего ранее в проток.

Повышение горизонта воды в результате закрытия протоков можно приближенно определить по формуле:

$$H_2 = H_1 \sqrt[x]{1 + \frac{Q_{пр}}{Q_p}}, \quad (333)$$

где H_2 — ожидаемая глубина реки после закрытия протока;

H_1 — глубина реки до закрытия протока;

Q_p — расход в русле реки до закрытия протока;

$Q_{пр}$ — расход протока;

x — гидравлический показатель русла.

Величину x предварительно определяют по формуле:

$$x = \frac{\lg Q_p - \lg Q_{пр}}{\lg H_1 - \lg H_{пр}}. \quad (334)$$

Для расчета по формуле (334) необходимо иметь минимум два замеренных расхода и горизонта воды в реке.

Изложенный метод применим лишь для ориентировочных расчетов; значительные погрешности он дает для широких заливных пойм.

Опыт эксплуатации защитных дамб на многих реках показывает, что зимние подъемы горизонтов воды в результате заторов и зажоров в некоторых случаях превосходят максимальные горизонты воды в летние паводки. На тех участках реки, где зимние заторные горизонты воды выше катастрофических в половодье, высоту дамб обвалования следует определять по высоте затора с добавлением необходимого запаса над заторным горизонтом.

Для борьбы с заторами на реках применяют следующие мероприятия:

1) спрямление (выпрямление) рек в виде пологих кривых и объединение протоков в одно русло;

2) расчистку рек от засорения деревьями, камнями и другими препятствиями, могущими служить причиной заторов и зажоров;

3) взрыв заторов;

4) разлом заторов специальными ледаколами.

Заторы, образующиеся в результате начавшегося на верхних участках повышения уровня реки, обычно непродолжительны, так как с накоплением воды выше затора и повышением подпертого горизонта река легко пробивает себе путь. Наоборот, заторы, образующиеся в начале ледостава, в период непрерывного понижения температуры, отличаются продолжительностью и сопровождаются высоким подъемом горизонтов воды в реке, что делает их особо опасными.

Заторы, образующиеся в начале ледостава, разрушаются в результате размыва основания ледяного завала и сдвига его под влиянием давления подпертой затором воды. При легких размываемых грунтах, слагающих берега и дно реки, затор разрушается быстрее.

Отметки гребня дамб определяют, прибавляя к отметкам расчетного максимального горизонта воды некоторый запас в высоте гребня, определяемый по выражению:

$$\Delta H = \Delta H_{\text{в}} + \lambda + \delta, \quad (335)$$

где ΔH — величина запаса в высоте гребня;

$\Delta H_{\text{в}}$ — величина повышения горизонта воды под влиянием ветрового нагона;

λ — высота волны;

δ — величина запаса над волной, принимаемая обычно 0,50 м.

Высоту волны можно определять по формуле:

$$\lambda = 0,37 \sqrt{L},$$

где L — длина разгона волны (в км), равная для береговых дамб ширине разлива реки.

Наибольшая скорость накатывания и скатывания волны определяется по формуле (134), для частного случая она имеет следующий вид:

$$v = 0,47 \sqrt{\frac{h}{n}}.$$

В таблице 34 приведены величины высоты волны и соответствующие им значения длины волны и скорости перемещения волны по откосу с заложением $m = 4 \div 2$ при различной шероховатости откоса.

Вполне удовлетворительно защищают откосы дамб обвалования от действия волн лесные и кустарниковые заросли в поймах рек. Наблюдения на отдельных участках р. Аму-Дарьи показывают, что при длине разгона волны 1—3 км и высоте волны 0,4—0,5 м кустарник на полосе 30—40 м хорошо защищает дамбу от волн. Лесные полосы вдоль дамб хорошо защищают их от воздействия продольных течений.

Показатели	Высота волны λ , м						
	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7
Длина разгона волны L , км.	0,073	0,29	0,66	0,77	0,82	2,64	3,5
Скорость перемещения волны по откосу, м/сек	1,06	1,58	1,82	2,10	2,35	2,60	2,80
То же при $n = 0,02-0,05$	0,66	0,94	1,18	1,27	1,58	1,60	1,75

Поперечный профиль дамб проектируют, руководствуясь общими правилами для земляных плотин с учетом местных особенностей.

Ширина гребня защитных дамб должна быть не менее 4,5 м, т. е. чтобы в случае прорыва дамбы и затопления местности можно было по гребню подвезти на автомашинах строительные материалы. При должном обосновании допускается использование гребня дамб под дороги межрайонного и республиканского значения; ширину гребня определяют в этих случаях по нормам дорожного строительства.

Устойчивость откосов дамб определяются геотехническими свойствами грунтов, из которых насыпается тело дамбы, и ее высотой. Следует считать также и с методом производства работ. Так, в условиях р. Аму-Дарьи рекомендуется принимать при возведении дамб скреперами следующие откосы: при песчаных грунтах верховой откос 2,5, низовой от 2,0 до 4,75 (первое значение при высоте дамб до 3 м и второе — до 6 м). При супесчаных грунтах заложение верхового откоса равно 2, а низового — от 1,75 до 3,0; при суглинистых верховой — 1,75 и низовой — от 1,5 до 2,0. Типовые поперечные профили дамб из супесчаных грунтов показаны на рисунке 202.

Приведенные данные можно использовать только для предварительных расчетов в стадии проектного задания. При разработке технического проекта расчеты профиля дамб должны обязательно базироваться на данных лабораторных исследований грунтов.

При большой высоте дамб в целях удлинения пути фильтрации и повышения устойчивости низового откоса со стороны последнего отсыпается банкет шириной поверху не менее 1,5 м.

Откосы дамб, как правило, не покрывают одеждой. Лишь на отдельных участках, где перед дамбой образуется достаточно широкое водное зеркало, для защиты верхового откоса от разрушающего действия волн (в пределах колебания горизонтов) применяют крепления из хвороста или камыша.

Напорные откосы крупных дамб обвалования в верхних бьефах гидроузлов укрепляют камнем или плитами. Проект таких дамб для условий р. Аму-Дарьи показан на рисунке 203. Крепление

откоса возможно железобетонными плитами толщиной 10—20 см, асфальтобетоном и каменной мостовой. Окончательное решение о конструкции крепления (рис. 204) принимают на основе тех-

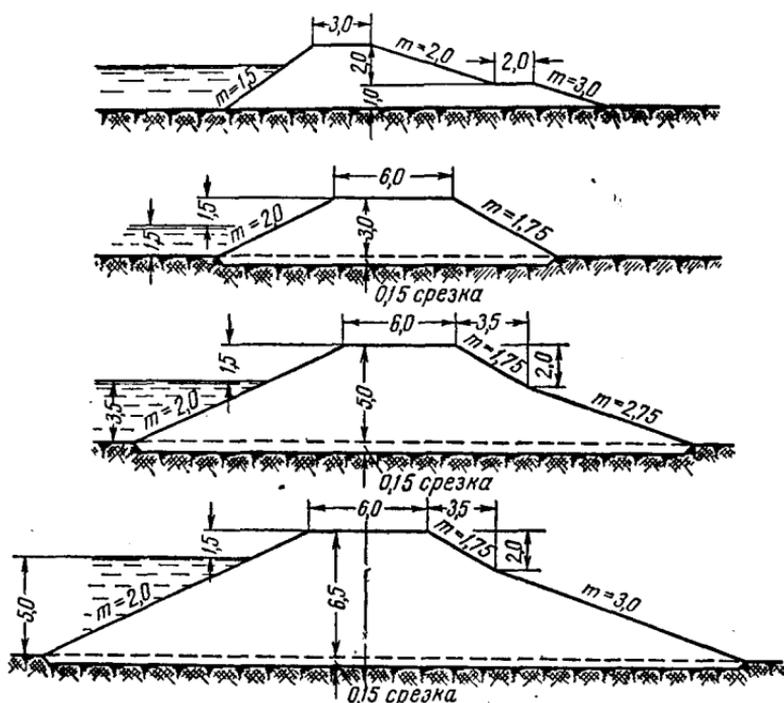


Рис. 202. Поперечные профили береговых дамб для условий р. Аму-Дарья.

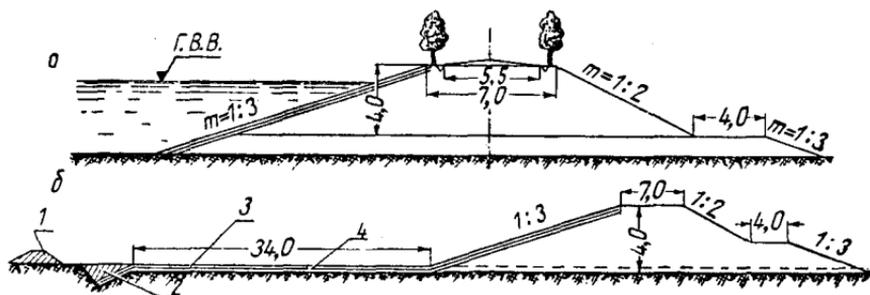


Рис. 203. Поперечные профили:

а — с креплением верхнего откоса; б — с железобетонным тюфяком; 1 — грунт для обратной засыпки; 2 — выемка; 3 — железобетонные плиты $h = 10$ см; 4 — щебень слоем 15 см.

нико-экономических расчетов, учитывая эксплуатационные качества крепления. Часто применяют простейшие крепления из местных материалов: частокол из кольев тальника, забиваемых

в землю с некоторым наклоном в сторону гребня дамб и обкладываемых затем с внутренней стороны снопами камыша, обсыпанными землей (свежесрубленные колья желательнее забивать весной или осенью, чтобы они могли прорасти и своими корнями укрепить откос); хворостяные крепления в виде пучков свежесрубленных ветвей, закладываемых внутрь дамбы при обсыпке ее тела ветвистой частью в сторону верхового откоса с некоторым выпуском из тела дамбы.

Вырастающие на откосах дамб кусты хорошо гасят волнобой, предупреждая тем самым разрушение откосов. При мутной воде кусты действуют как заилители, вызывая интенсивное выпадение наносов на верховом откосе. Применяют также плетни из хвороста.

Поперечный профиль дамб рассчитывают на фильтрацию. В предварительных расчетах дамб малой высоты допустимо приближенно считать линию депрессии в теле дамбы в виде наклонной прямой. Величину наклона принимают в зависимости от рода грунтов, слагающих тело дамбы, и способа их укладки обычно в пределах 15—18%, в песчаных сильнопроницаемых грунтах — 20—35%, в глинистых грунтах — 8—12%. Сопоставление расчетной прямой депрессии с фактической кривой депрессии в теле дамбы показало, что прямая, проведенная с наклоном 18,8%, довольно близко совпадает с кривой депрессии, построенной по опытным, замеренным в натуре точкам (расхождение не более 10%), что говорит о допустимости применения приближенного способа расчета дамб на фильтрацию (рис. 205).

Устойчивость профиля дамб считается обеспеченной, если прямая линия депрессии пересекает горизонтальную прямую линию, проходящую через подошву низового откоса внутри тела плотины на расстоянии возможного выхода капиллярной инфильтрации на низовом откосе. Это расстояние можно определить приближенно по формуле:

$$l = \frac{1 + m_2^2}{m_2} - h_n, \quad (336)$$

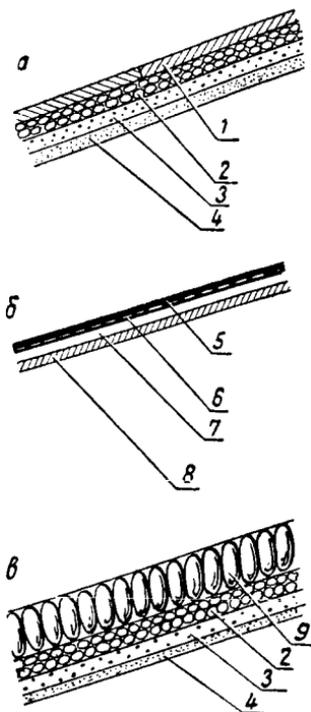


Рис. 204. Детали крепления:

а — железобетонные плиты; б — асфальтобетон; в — каменная мостовая; 1 — железобетонная плита $h = 10$ см; 2 — щебень слоем 15 см; 3 — крошка слоем 15 см; 4 — песок слоем 10 см; 5 — мелкозернистый асфальтобетон слоем 4 см; 6 — сетка 15×15 см, d проволоки 6 мм; 7 — крупнозернистый асфальтобетон слоем 4 см; 8 — тощий бетон М 70 слоем 6 см; 9 — камень 40 см.

где m_2 — заложение низового откоса дамб вблизи подошвы;
 h_k — высота капиллярного поднятия воды в грунтах, слагающих тело дамбы.

При заложении низового откоса $m_2 = 2$, высота капиллярного поднятия $h_k = 0,70$ м и величина $l = 1,75$ м.

Если тело дамбы плотнее грунта основания, допустимо расчет профиля дамбы вести на обтекание его по контуру (подошве) основания, пользуясь известным способом контурной фильтрации:

$$L = CH, \quad (337)$$

где L — длина пути фильтрации (ширина поперечного профиля дамбы по основанию);

H — напор на дамбу, считая над подошвой низового откоса;

C — коэффициент, который для мелкопесчаных грунтов можно принимать $1 \div 1,2$.

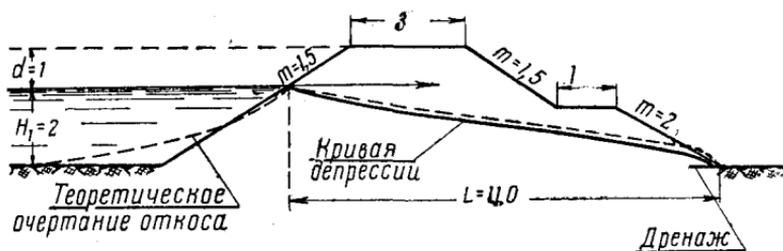


Рис. 205. Кривая депрессии в дамбе (размеры в м).

Точный расчет поперечного профиля дамб на фильтрацию следует производить гидромеханическим методом.

Откосы дамб следует проверять на устойчивость, предполагая обрушение откоса по круглоцилиндрической поверхности. Выбрав некоторый центр вращения и радиус кривой оползания, определяют коэффициент устойчивости откоса по формуле:

$$n = \frac{M_{\text{пас}}}{M_{\text{акт}}}, \quad (338)$$

где $M_{\text{пас}}$ — момент относительно центра вращения сил, препятствующих оползанию криволинейного сегмента;

$M_{\text{акт}}$ — момент относительно центра вращения всех сил, стремящихся обрушить откосы.

Расчет устойчивости низового (сухого) откоса допустимо вести без учета фильтрационного давления, но снижая коэффициент внутреннего трения грунтов и исключая силы сцепления для части поверхности обрушения, находящейся в зоне фильтрации. В расчете принимают максимальный уровень воды в верхнем бьефе и нормальный (если такой имеется) в нижнем.

§ 39. ВОЗВЕДЕНИЕ ДАМБ ОБВАЛОВАНИЯ И МЕХАНИЗАЦИЯ РАБОТ

В проекте возведения дамб обвалования следует предусматривать максимальную механизацию трудоемких работ.

При насышке тела дамб применяются следующие основные механизмы.

Дизельные экскаваторы типа драглайн с емкостью ковша $0,5 \text{ м}^3$, длиной стрелы 11 м и максимальным радиусом забрасывания ковша $10,88 \text{ м}$. Производительность экскаватора $40\text{--}50 \text{ тыс. м}^3$ в год. Для достаточной эффективности работы экскаватор следует применять на отсыпке тела дамб с объемом, превышающим 20 м^3 на 1 пог. м .

Насыпать тело дамб надо с обязательным разравниванием, укатыванием и замочкой грунта. Разравнивать отсыпанный грунт можно бульдозером с одновременным укатыванием слоев механическими катками.

При объеме дамбы менее 20 м^3 на 1 пог. м тело дамбы отсыпают за один проход экскаватора, причем резервы для насыпки тела закладывают с напорной стороны возводимой дамбы; для предупреждения размыва резервов при затоплении оставляют перемычки. При объеме дамбы более 20 м^3 на 1 пог. м отсыпку ведут за два прохода, причем резервы закладывают с обеих сторон возводимой дамбы. Если же объем дамбы превышает 30 м^3 на 1 пог. м , то резервы следует закладывать вплотную к самой подошве низового откоса и после окончания работы экскаватора засыпать их бульдозером.

По окончании насыпки дамбы гребень и откосы ее планируют бульдозером. Объем планировки составляет 15% полного объема насыпанной дамбы. При отсыпке тела дамб из мокрого разжиженного грунта объем грунта, укладываемого в тело дамбы, следует увеличить на 20% по сравнению с объемом, предусматриваемым проектным сечением, ввиду возможности растекания разжиженного грунта.

Подготовка основания под дамбы состоит в удалении растительного слоя бульдозером и взрыхлении поверхности земли тракторным плугом.

Схема производства работ по возведению дамбы экскаватором показана на рисунке 206. Схема применима при залегании уровня грунтовых вод на глубине $0,5\text{--}1,0 \text{ м}$ от поверхности.

Скреперы прицепные рекомендуется применять емкостью $2,25 \text{ м}^3$ с трактором ДТ-54; их производительность при средней дальности возки до 100 м — $10\text{--}12 \text{ тыс. м}^3$ в год. Стоимость 1 м^3 дамбы, насыпанной скреперами, примерно на $40\text{--}50\%$ ниже стоимости 1 м^3 дамбы, насыпанной экскаваторами. Тракторы достаточно уплотняют отсыпаемый грунт, и специального укатывания слоев не требуется. Организация работ по отсыпке дамб скреперами очень проста, так как подвижность механизмов обеспечивает

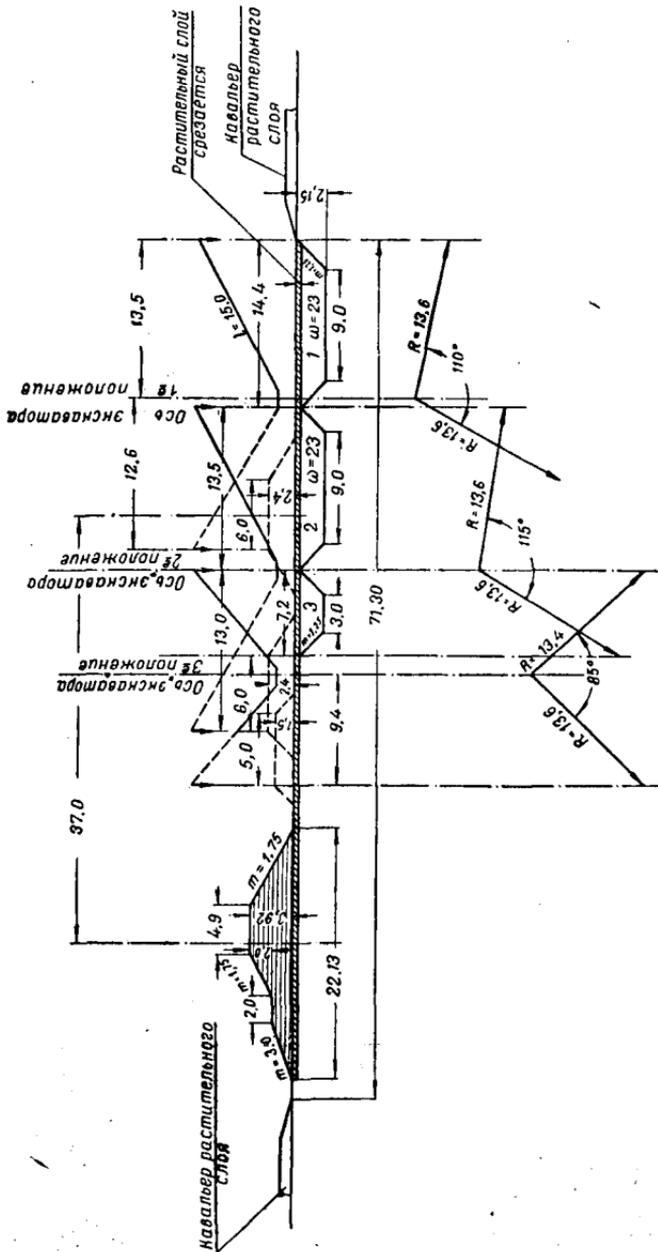


Рис. 206. Схема производства работ по возведению дамб экскаватором.

легкость перебросок их по фронту работ. Резервы для насыпки дамбы закладывают с обеих сторон ее не ближе 4 м от подошвы откосов. Глубина резервов 1,5—2 м. До насыпки дамб резервы следует очистить от растительного слоя на глубину 0,10 м грейдером или бульдозером и поверхность взрыхлить тракторным плугом. Подготовка основания дамбы при отсыпке скреперами заключается лишь в срезе растительного слоя на глубину 0,10 м без специального рыхления, которое производится гусеницами самих тракторов во время их движения со скреперами.

В качестве вспомогательного механизма (для срезки растительного слоя с основания дамб и резервов, для разравнивания гребня и планировки откосов дамб) рекомендуются бульдозеры. Ими же можно насыпать дамбы на высоту до 0,5 м. Можно применять комбинированный способ насыпки тела дамбы: первые 0,5 м высоты дамбы насыпают бульдозером, а последующую часть — скреперами. Производительность бульдозера достигает 50 тыс. м³ в год.

Грейдеры можно применять для срезки растительного слоя с резервов и подготовки основания (при отсутствии или недостатке бульдозеров).

Катки применяют как прицепные (конные и тракторные), так и самоходные.

Для возведения новых дамб можно рекомендовать еще способ намыва при помощи землесосов. Этот способ может применяться только тогда, когда трасса дамбы проходит вдоль берега реки не далее 100—150 м от береговой кромки, так как при значительном удалении трассы в глубь берега рентабельность этого способа снижается из-за сложности подачи воды.

§ 40. РЕМОНТ ДАМБ ОБВАЛОВАНИЯ И ЗАДЕЛКА ПРОРЫВОВ

Дамбы обвалования являются ответственными гидротехническими сооружениями, имеющими большое народнохозяйственное значение, поэтому необходимо организовать правильную их эксплуатацию, вести непрерывное наблюдение за состоянием дамб, проводить текущий и капитальный ремонты, своевременно устранять повреждения, ликвидировать аварии (заделывать прорывы).

Основными причинами прорывов и разрушений защитных дамб, как показывает анализ аварий дамб, являются:

- 1) смыв участка дамбы вместе с берегом;
- 2) размыв дамбы продольным течением при свале реки к дамбе;
- 3) оползание низового откоса вследствие размыва его выклинивающимся фильтрационным потоком (явление имеет прогрессирующий характер, т. е. по мере разрушения и оползания низового откоса ширина профиля дамбы уменьшается, а расход фильтрационного потока и его скорости возрастают);

4) размыв дамбы по норам землероев и корням растений;
 5) размыв верхового откоса дамбы ветровыми волнами (размыв заканчивается смывом гребня дамбы и переливом через него воды);

6) перелив через гребень дамб при малой величине запаса в высоте гребня дамбы над горизонтом воды, особенно при набеге воды под влиянием волнения.

Для борьбы с размывами дамб продольным течением при свале реки к дамбам применяют поперечные шпоры, отжимающие поток от дамбы.

Заросли кустарника по берегам и в поймах рек усиливают шероховатость поверхности и ослабляют действие течений и волн на откосы дамб и этим в значительной мере защищают их от размыва. Кроме того, лесопосадки укрепляют своей корневой систе-

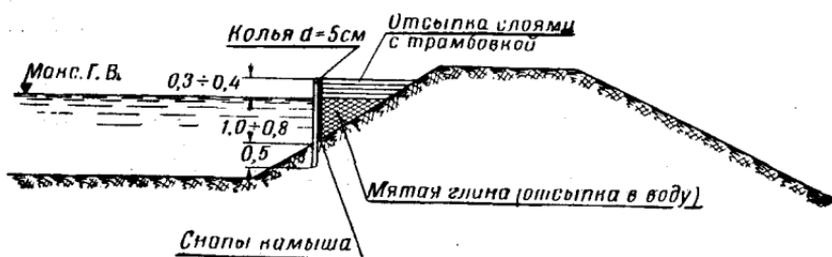


Рис. 207. Устройство противофильтрационного экрана на верховом откосе дамбы.

мой грунт, из которого сложены берега, уменьшая интенсивность их размыва. Корневая система деревьев и кустарников развивается только в зоне, расположенной выше уровня грунтовых вод, а поэтому укрепленная корневой системой зона грунта располагается значительно выше дна реки. Подводную часть нужно крепить обычными способами.

Для борьбы с оползанием низового откоса дамб под влиянием чрезмерной фильтрации практикуют следующие приемы.

1. Устройство в теле дамбы противофильтрационного ядра (замка), для чего вдоль гребня дамбы отрывают на возможную глубину (до уровня фильтрационного потока в теле дамбы) узкую траншею и заполняют ее грунтом с тщательным послойным трамбованием. Такой замок перерезает имеющиеся в теле дамбы трещины и пустоты и предотвращает возможность их размыва. Желательно располагать замок на гребне дамбы ближе к верховому откосу; закладывать замок на низовом откосе нельзя.

2. Устройство противофильтрационного экрана со стороны верхового откоса путем отсыпки местного грунта в воду. Грунт отсыпают в период отсутствия течения или при малых скоростях течения в верхнем бьефе (озерные дамбы) в пределах верхней

части напорного откоса, где глубины воды не превосходят 0,8—1,0 м. В откос на глубину 0,5 м забивают кольца из тальника, за которыми горизонтально укладывают снопы камыша, образующие барьер (рис. 207). Отгороженную часть откоса разрыхляют и на нее насыпают мятую глину. Когда отсыпка выйдет на поверхность воды, ее начинают укладывать слоями, трамбуя деревянными трамбовками и заканчивая на высоте, при которой она не будет захлестываться волнами. Этот метод применяют в тех случаях, когда из-за слабости сечения дамбы нельзя отрыть траншею для устройства замка или когда уже началось оползание низового откоса и отрывать траншею опасно.

При начавшемся оползании низового откоса его укрепляют кольями. Вдоль откоса забивают ряд тальниковых колеьев на глубину 1—1,5 м, через 0,5 м один от другого и на расстоянии 1—1,5 м ряд от ряда. Сначала забивают кольца на гребне дамбы, а потом ниже по откосу, т. е. в направлении от гребня к подошве.

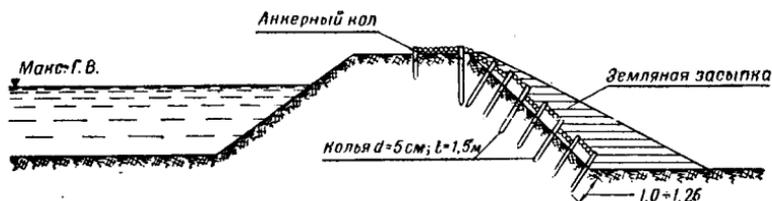


Рис. 208. Крепление низового откоса кольями с присыпкой землей.

Поперек дамбы кольца скрепляют камышовыми фашинами, а для упорного верхнего ряда колеьев вдоль гребня дамбы забивают ряд анкерных колеьев. После забивки колеьев откос загружают землей (рис. 208). Этот способ дает хорошие результаты, и опасность оползания откоса устраняется. Наблюдения за оползанием откосов дамб показали, что оползание происходит пластами, причем сползающий пласт движется по грунту, устойчивость которого еще не нарушена. Колья связывают сползающий пласт с неподвижным и задерживают его движение. Загрузка откоса землей создает пригрузку и увеличивает устойчивость уже закрепленного откоса.

Длинные, глубоко проникающие в тело дамбы корни растений, в частности камыша, создают сильно развитую систему отверстий, по которым фильтрующаяся через тело дамбы вода движется с большими скоростями, вызывая размыв. Для борьбы с этим явлением, а также с фильтрацией по норам землероев устраивают замки в теле дамбы из перемятого грунта, перерезающие отверстия корней и норы или, реже, отсыпку противофильтрационного экрана на верховом откосе для уменьшения величины фильтрационного расхода. Также рекомендуется принимать меры по уничтожению землероящих грызунов.

Для предотвращения размыва верхового откоса ветровыми волнами применяют различные рассмотренные выше типы крепления откосов. Для защиты откосов существующих дамб в процессе возведения их в тело дамбы закладывают камышовое или хвостяное крепление (рис. 209).

Чтобы предотвратить перелив воды через гребень дамб, необходимо проделать следующие работы:

а) насыпать на гребне близ бровки верхового откоса валик из местного грунта или дерновой кладки (в том случае, когда уровень воды в реке быстро поднимается, но перелива еще нет);

б) уложить на гребне дамбы стенки из мешков, наполненных землей (в том случае, когда уровень воды в реке поднялся до гребня дамбы и местами начался перелив); с низовой стороны

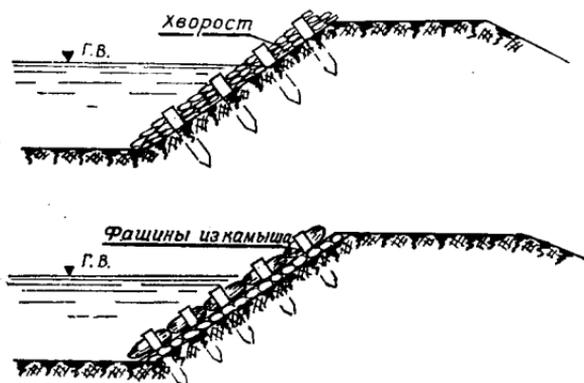


Рис. 209. Крепление откоса камышово-хвостяной выстилкой (при высоте дамб до 2 м).

стенки для уменьшения фильтрации между мешками насыпают грунт.

Размеры прорывов и причиняемые ими убытки зависят от того, как быстро будут приняты меры по их ликвидации, а также от способов производства работ, определяющих в значительной мере окончательный эффект. При неправильном подходе к производству работ, медленных темпах или при задержке с началом работ, как показывает практика борьбы с прорывами, не удастся вовремя ликвидировать прорыв, и он может захватить большой участок дамбы.

Применяемые способы закрытия прорывов можно разделить на группы, в зависимости от ширины и глубины прорыва, величин прорвавшегося расхода воды и перепада, наличия близ места работ строительных материалов. Рассмотрим наиболее типичные способы производства работ по заделке прорывов.

1. При ширине прорыва до 6 м и глубине до 2 м целесообразно закрывать его кольями, хворостом и камышом, пересыпая их

землей. Закрытие должно быть несколько выдвинуто в сторону реки, чтобы восстановленная земляная перемычка расположилась только по линии дамб (рис. 210). При глубине воды более 2 м следует применять карабуры или фашины. Закрывать прорыв следует, начиная с закрепления концов дамб, чтобы он не расширился.

2. При ширине прорыва 8—12 м и глубине воды до 2 м перекрывать прорыв следует карабурами, закрепляя участок с малыми глубинами кольями, хворостом и травой. Перемычке следует придавать дугообразное очертание в плане с выпуклостью в сторону реки. Порядок производства работ в этом случае должен быть следующий: выше предварительно закрепленных концов дамбы на расстоянии 3—4 м от них забивают колья, связы-

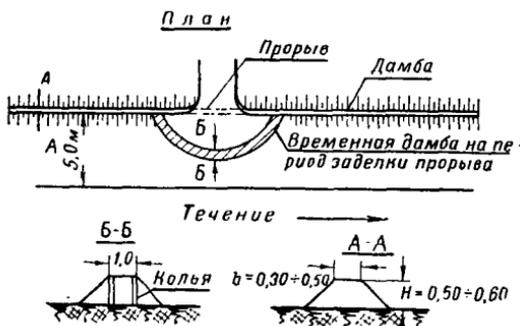


Рис. 210. Схема заделки прорыва дамбы.

ваемые хворостом в виде плетня. Далее плетень уплотняют травой и полученную коробку засыпают землей. Перемычки смыкают карабурами и заграждениями из ветвей.

Перемычку (скобу) всегда следует устраивать с напорной стороны дамбы, т. е. по направлению к реке; скобы с низовой стороны дамб недопустимы, так как такие перемычки чрезвычайно слабы и легко прорываются в средней части в нескольких местах.

3. При ширине прорыва от 5 до 12 м и глубинах воды от 2 до 5 м прорыв закрывают в две линии. В качестве первой (напорной) линии устраивают скобу в виде перемычки из сипаев или хвороста на якорных оттяжках. Вторую линию возводят под защитой первой линии с ее низовой стороны; линия (вторая) состоит из слоев хвороста, камыша и травы, укладываемых последовательно. Поверх слоев отсыпают земляную дамбу. Иногда по местным условиям приходится перекрывать прорыв карабурами.

4. При ширине прорыва более 12 м и глубине более 5 м, когда подъезд к месту прорыва невозможен ввиду затопления дорог, необходимо обследовать местность в верхней стороне дамбы и, выбрав наиболее высокие участки земли, на которых глубины воды не более 40—50 см, начать строить по ним новую

(обводную) дамбу. В качестве подготовки под дамбу на землю укладывают слой камыша и хвороста на ширину полосы 8—12 м. Поверх уложенного слоя насыпают землю, одновременно уплотняя насыпь, в результате чего хворост втрамбовывается в землю, что предотвращает фильтрацию через тело дамбы. Эти работы следует вести сразу на широком фронте.

§ 41. КОЛЬМАТАЖ БЕРЕГОВОЙ ПОЛОСЫ И НИЗИН ВДОЛЬ ДАМБ

Под кольматажем в данном случае подразумевается способ постепенного поднятия уровня некоторого участка поверхности земли путем напуска на нее сильнонасыщенной наносами воды, из которой эти наносы откладываются. Этот способ издавна применяют для осушения низменностей в тех случаях, когда технические или экономические условия затрудняют регулирование или обвалование рек. Очевидно, что этот способ возможен, когда река несет большое количество наносов и в известные периоды времени командует над окружающей местностью. Кольматирование — процесс длительный и поэтому применим лишь тогда, когда по условиям производства мелиоративных работ имеется достаточно времени для его проведения, когда работы по кольматированию могут быть начаты заблаговременно.

Различают кольматаж с самотечной и механической подачей воды с грунтом. Однако подача пульпы землесосами сильно удорожает стоимость работ, особенно при большой площади кольматирования. Наиболее распространен самотечный кольматаж, при котором вода подается на кольматируемую площадь по специальным каналам, забирающим из реки паводочную, богатую наносами воду. Вода распределяется по специальным бассейнам, в которых или стоит неподвижно до полного осветления, или движется с малыми скоростями, вследствие чего наносы осаждаются на дно. Осветленная, не содержащая наносов вода (рис. 211) сбрасывается по отводным каналам обратно в реку.

Продолжительность периода кольматирования T можно определять по формуле А. Н. Костякова [15]:

$$T = \frac{\Omega h \gamma}{\rho \alpha \Sigma Q_t}, \quad (339)$$

где Ω — площадь участка;
 h — требуемая средняя толщина слоя кольматирования;
 γ — удельный вес наносов;
 ρ — мутность напускаемой речной воды, кг/м³;
 α — поправочный коэффициент, учитывающий процент наносов, сбрасываемых обратно в реку, т. е. процент осветления воды;
 ΣQ_t — объем воды, поступающей на кольматируемую площадь в течение года.

Продолжительность кольматажа тем больше, чем меньше мутность воды ρ , продолжительность паводка, подаваемый расход воды Q и чем слабее осветление воды в бассейнах. В отдельных случаях T может достигать 100 лет, как на Тосканских болотах в Италии. Для условий нижнего течения и дельты горных рек Средней Азии и Закавказья продолжительность кольматажа низин и пространств между дамбами исчисляется в 10—20 лет. Средняя толщина нарастающего слоя наносов колеблется от 30 до 10 см, а при благоприятных условиях достигает 40 см в год. Изменяя скорость течения воды на кольматируемой площади, можно регулировать толщину слоя отложений, характер распределения крупности наносов по толщине отлагаемого слоя. Например, умень-

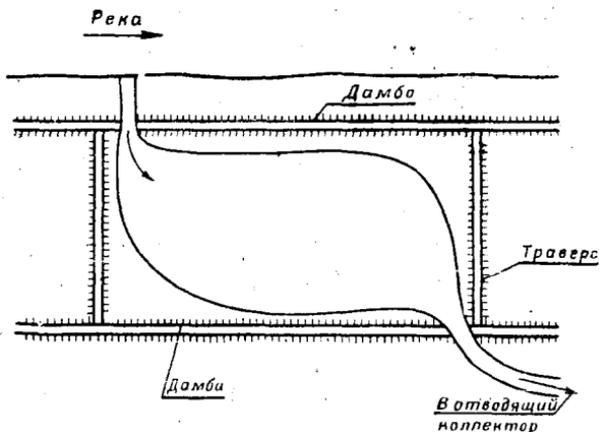


Рис. 211. План кольматационного бассейна.

шая из года в год скорость, можно добиться того, чтобы в нижней части отложившегося кольматационного слоя располагались более крупные фракции (что желательно для лучшего дренирования почвы), а в верхней его части увеличилось содержание мелких илстых частиц, повышающих плодородие почвы.

Глубину наполнения кольматационных бассейнов выбирают соответственно с допускаемой скоростью движения воды в бассейнах и их размерами. Она должна быть не менее 0,5 м; при меньшей глубине вода сильно нагревается солнцем и может загнить.

При самотечном способе кольматажа необходимо построить следующие гидротехнические сооружения: водозаборный головной регулятор, подводящий канал, распределительную сеть, ограждающие дамбы кольматационных бассейнов, водосборную сеть и коллекторы, сбросные сооружения для отвода осветленной воды в реку. Эти сооружения проектируют с учетом следующих требований:

а) в головной регулятор необходимо забирать наиболее мутную воду (желательно из нижних слоев);

б) порог регулятора следует закладывать на командной по отношению к кольматируемой площади отметке, даже после повышения площади на требуемую высоту;

в) магистральный канал и распределительную сеть следует трассировать с максимальными уклонами и скоростями, при которых все содержащиеся в воде наносы проносятся;

г) устье сбросного, отводящего осветленную воду канала следует удалять от заиляемого участка во избежание затопления его обратным током.

При больших площадях кольматирования или при их неправильной конфигурации допустимо делать несколько подводящих каналов.

Размеры кольматажных бассейнов, т. е. расстояния между разделяющими дамбами, зависят от рельефа местности и толщины слоя кольматая. Это расстояние следует выбирать так, чтобы после окончания кольматая можно было придать всей закольматированной территории однообразный уклон не менее 0,0002. Гребни дамб, отделяющих кольматажные бассейны друг от друга, должны возвышаться над уровнем воды в бассейне на 0,5—0,75 м.

Кольматаж должен быть запроектирован так, чтобы после его осуществления самые низкие участки закольматированной площади возвышались над низким уровнем воды в реке не менее чем на 1—1,5 м.

В зависимости от примененного способа кольматирования различают две его разновидности.

Периодический кольматаж, при котором кольматажные бассейны наполняются мутной водой периодически, причем вода стоит в бассейнах определенное время, после чего сбрасывается в реку, и цикл повторяется. Крупность отлагающихся фракций и толщина слоя кольматая в каждом цикле регулируются продолжительностью времени отстаивания (обычно от 0,5 до 2 суток).

Непрерывный кольматаж, при котором вода в кольматажных бассейнах непрерывно движется с малыми скоростями, при которых откладываются содержащиеся в воде наносы. Регулирование крупности отлагающихся фракций достигается здесь изменением скорости течения воды.

Периодический кольматаж наиболее удобен, когда половодья в реке редки и наносы отлагаются быстро. При этом способе нужен непрерывный и тщательный надзор за процессом. Поперечные сечения подводящего и отводящего каналов получаются большими, чем при непрерывном кольматаяе. Этот способ применим только на ровной местности, в этом его недостаток.

Непрерывный кольматаж почти не требует надзора, сечение каналов здесь меньше; этот способ можно легко приспособить к любому рельефу. Продолжительность непрерывного кольматирования больше, чем периодического, ввиду более слабого осветления воды в бассейнах.

Для достаточно равномерного распределения наносов по площади кольматажных бассейнов следует впускать и выпускать воду из верхних горизонтов тонким слоем, располагая входное и выходное отверстия не на одной прямой во избежание образования сосредоточенного тока воды в бассейне. Скорость протекания воды через бассейны должна быть в верхних частях бассейнов больше, чем в нижних, и с течением времени постепенно уменьшаться.

Размеры и форма бассейнов в плане должны соответствовать характеру рельефа кольматируемой местности: чем ровнее местность и меньше ее уклоны, тем больше размеры бассейнов.

Бассейны наполняются последовательно сверху вниз по течению; на достаточно заиленные площадки выпуск воды прекращают, их обваловывают и вводят в эксплуатацию. Иногда целесообразно сначала сконцентрировать кольматаж только на части всей намеченной к кольматированию площади, ускорив таким путем хозяйственное освоение некоторых участков. Первое время на этих участках возделывают культуры, допускающие высокое стояние грунтовых вод.

Чтобы перепускать воду из бассейна в бассейн в гребнях дамб, устраивают специальные водосливы, причем отметку их порогов по мере повышения дна бассейнов также повышают. Водосливы можно строить из каменной наброски в деревянных клетках и из других местных материалов. В плане водосливы располагают в шахматном порядке. По мере заиления бассейнов водосливы переставляют для более равномерного распределения наносов по всей кольматируемой площади.

Для регулирования скорости движения воды по бассейнам в нижней части последнего бассейна ставят сбросной плуз в виде водослива с пандорным порогом.

В нижнем течении горных рек кольматаж особенно уместен, так как вода несет большое количество наносов; здесь часто встречаются площади со значительным поперечным уклоном в сторону от реки.

Кольматаж применим и для заиления болотистых низин, которые ухудшают мелиоративное состояние прилегающих земель, но не могут быть перекрыты и отгорожены от реки из-за трудности возведения на заболоченных местах достаточно высоких дамб.

§ 42. ПОВЫШЕНИЕ ПРОПУСКНОЙ СПОСОБНОСТИ РУСЛА И УСТРОЙСТВО СБРОСОВ

Сброс воды из осушительных систем затруднен часто из-за высокого стояния уровня воды в реке, являющейся водоприемником. Уровень воды в реке можно понизить, увеличив пропускную способность ее русла. Это достигается различными техническими приемами. Рассмотрим эти приемы в изложении М. В. Потапова [27].

Уменьшение гидравлического сопротивления русла связано обычно со следующими работами:

- а) удалением с поймы древесной и кустарниковой растительности, значительно повышающей шероховатость русла;
- б) срезкой всякого рода выступов в русле, смягчением поворотов, заделкой впадин;
- в) устранением искусственных подпоров, создаваемых мостовыми дамбами, мельничными плотинами, рыбными заколами и другими сооружениями.

Эти меры нужно применять, не нарушая хозяйственных интересов; например, несколько проезжих дорог, пересекающих пойму дамбами на близком расстоянии, можно объединить с заменной части дамбы эстакадой.

Спрявление речных петель с сокращением длины русла и повышением уклона.

Влияние спрявлений проявляется в полной мере в том случае, если кривая спада от одного спрямления доходит до другого, вышележащего. В этом случае наносные отложения в зоне кривой подпора выносятся вниз по течению и весь участок реки более или менее углубляется. Общее углубление русла способствует дальнейшему понижению уровня воды в реке.



Рис. 212. План разгрузочного канала.

На рисунке 212 показан разгрузочный канал, головной участок которого заложен на реке в точке *A* выше ограждаемого участка; вода сбрасывается в ту же реку, ниже по течению, в точке *B*. Возможен сброс воды и в ближайший водоем (море, озеро) либо на имеющиеся поблизости пустынные (песчаные) площадки, где сброшенная вода частью испаряется, частью фильтруется в грунт. Попутно можно организовать кольматаж или лиманное орошение этих площадей.

Поверочный гидравлический расчет канала ведут исходя из отметки уровня воды в точке *B* (бытовой уровень при прохождении расчетного расхода). Отметку в точке *A* принимаем несколько ниже бытовой. Зная профиль свободной поверхности в русле реки и в канале, определяем расход воды в каждом из них; сумма расходов должна равняться расчетному расходу, если этого не получилось, расчет повторяют при другом уровне в точке *A*.

На рисунке 213 показан разгрузочный канал, протрассированный в море. Исходным в конечной точке является горизонт моря с учетом влияния нагонных ветров. Здесь наибольшее снижение уровня будет в начале разгрузочного канала, оно уменьшается как вверх по течению (в зоне кривой спада), так и вниз. Это и дает возможность отвести воду из осушительной сети. В результате спрямления возникло заболачивание участка между

началом прокопа и морем и скопление наносов в месте впадения прокопа. Заболачивание русла ухудшило санитарное состояние расположенного здесь города, а отложение наносов вызвало обмеление моря на подходе к порту, расположенному между старым устьем и местом выхода прокопа в море. Этот пример показывает, что при устройстве подобных прокопов необходимо учитывать интересы различных отраслей водного хозяйства.

Регулирование стока, как отмечает профессор М. В. Потапов [27], может иметь две различные формы: а) регулирование первичного стока, т. е. задержание его на площадях водосбора и

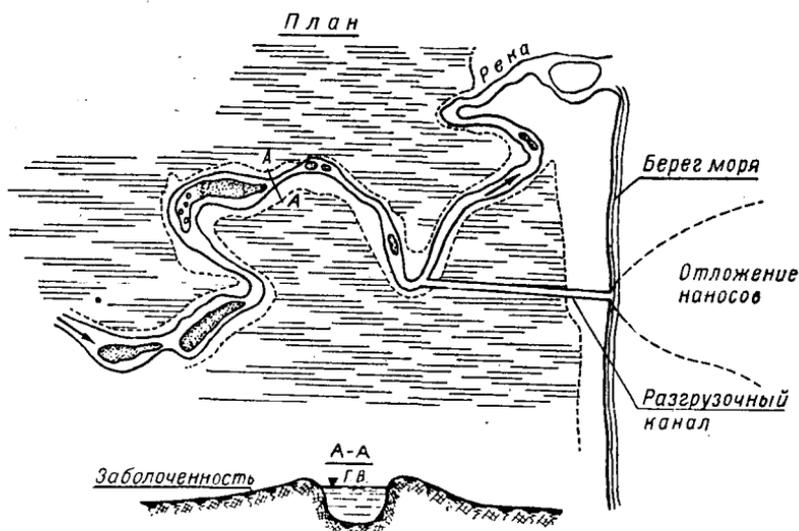


Рис. 213. Разгрузочный канал, отводящий воды в море.

частичный перевод в форму подземного стока, и б) регулирование речного стока водохранилищами.

Очень часто борьбу с наводнениями ведут, комбинируя различные мероприятия, дополняющие и облегчающие друг друга. Наивыгоднейший метод борьбы выбирают, сравнивая технико-экономические показатели различных вариантов.

Рассмотрим некоторые особенности применения общих методов регулирования русел соответственно задачам спрямления рек в целях повышения пропускной способности и понижения уровня при осушении болот, когда реки выполняют роль водоприемников осушительных систем.

Основной задачей регулирования в этом случае является заданное понижение z (рис. 214) горизонта воды в реке к определенному сезону гидрологического года. Величина понижения должна быть такова, чтобы горизонт воды в реке лежал ниже расчетного гори-

зонта воды в магистральных осушительных каналах. Вместе с тем понижение уровня в реке вызывает и понижение уровня грунтовых вод в пойме, которое во многих случаях оказывается достаточным для ее осушения.

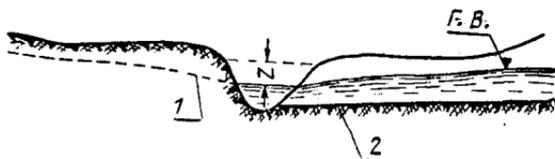


Рис. 214. Осушительный канал, впадающий в реку:

1 — уровень грунтовых вод; 2 — дно канала.

На рисунке 215 показан уровень воды в реке до регулирования (сплошная линия) и после него (пунктир). Требуется создать заданное понижение z на участке BC и сопряжение этого участка с бытовыми горизонтами как выше, так и ниже по течению (участки

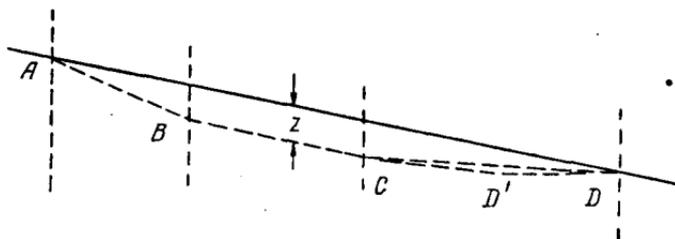


Рис. 215. Регулирование горизонта воды в реке.

AB и CD). Очевидно, наибольшие трудности встретятся на участке CD , где расчетный уклон меньше бытового (обычно очень малого в заболоченных поймах). Здесь нужно сократить длину меженного русла, спрямив его петли. Если из первоначальной длины русла



Рис. 216. План спрямления русла.

CD исключается длина $D'D$, то уклон на оставшейся длине CD будет больше. Часто бывает выгоднее трассировать спрямляющее русло в стороне от существующих петель реки (рис. 216), при этом учитывается возможность выйти из области слабых торфяных

грунтов и русло канала в минеральных грунтах сделать более устойчивым.

Максимальная пропускная способность русла достигается при равномерном режиме течения; всякая неравномерность течения создает дополнительные гидравлические сопротивления, а следовательно, повышение горизонта и уклона. В частности, необходимо выдерживать плавное протекание потока и удалить из русла препятствия — деревья, стесняющие сооружения (мосты и пр.).

Для выправления русла следует отдавать предпочтение продольным сооружениям (дамбам), так как поперечные сооружения (шпоры и дамбы) увеличивают гидравлические сопротивления. Скорости течения здесь невелики, поэтому допустимо применение легких конструкций крепления — одиночных или двойных плетневых рядов, береговых опоясок одернования и хворостяной выстилки.

Неустойчивость русла проявляется главным образом в оползании откосов (при наличии плывунов или разжиженных глинистых грунтов) и в занесении (обмелении) русла. С оползанием берегов можно бороться либо путем их уполаживания (до откоса 1 : 5 или 1 : 8), либо укреплением досками, пластинами по сваям. В отдельных случаях шпунтовыми стенками.

Занесение русла, протрассированного с малым уклоном, почти неизбежно, тем более, что заданное понижение горизонта обычно сопровождается размывом дна на участках *AB* и *BC* (рис. 215) и выносом наносов на участок *CD*. Углублять русло приходится здесь землечерпанием, не рассчитывая на размыв.

На участке *AB* следует укрепить берега и фиксировать уровень дна донными порогами.

§ 43. ЗАЖОРЫ И ЗАТОРЫ В ВЕРХНИХ БЬЕФАХ ПЛОТИН И МЕРЫ БОРЬБЫ С НИМИ

При проектировании гидроузлов и гидростанций и определении зоны затопления и подтопления культурных территорий в верхнем бьефе, а также при установлении отметок защитных дамб обвалования в целях борьбы с наводнениями, кроме максимальных летних горизонтов паводкового периода, необходимо определить зимние зажорные и заторные горизонты воды, которые часто оказываются выше летних паводковых (рис. 217). Это явление объясняется значительным увеличением гидравлических сопротивлений в потоке под ледяным покровом, поэтому при одном и том же уровне воды в реке в зимних условиях проходит меньший расход воды, чем в летних: следовательно, для пропуска одного и того же расхода в зимних условиях требуется большее наполнение живого сечения по сравнению с летним.

Увеличение сопротивлений, вызванное образованием ледяного покрова, характеризуется отношением зимнего расхода к летнему. Величина повышения уровня ΔH определяется по уравнению:

$$\Delta H = \left[\left(\frac{n_{\text{пр}}}{n_p} \right)^{y + \frac{3}{2}} - 1 \right] H; \quad (340)$$

при $y = \frac{1}{6}$ получим:

$$\Delta H = \left[\left(\frac{n_{\text{пр}}}{n_p} \right)^{\frac{3}{5}} - 1 \right] H, \quad (341)$$

где n_p — коэффициент шероховатости русла в летних условиях;
 $n_{\text{пр}}$ — приведенный коэффициент шероховатости для потока под ледяным покровом.

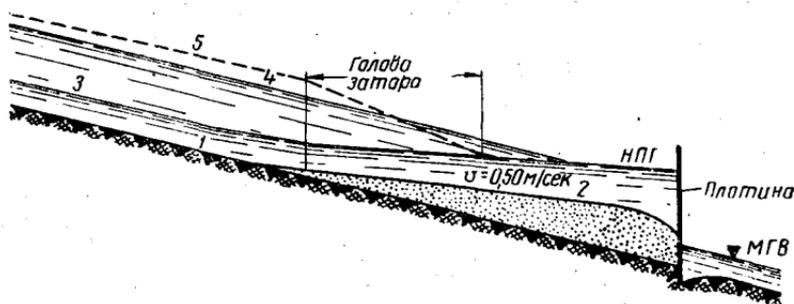


Рис. 217. Летние и зимние кривые подпора в верхнем бьефе:

1 — дно в бытовых условиях; 2 — дно после заиления; 3 — горизонт воды и летняя кривая подпора в межень; 4 — горизонт воды и кривая подпора в многоводный паводок; 5 — зимняя кривая подпора в период шуголедового затора.

Величиной $n_{\text{пр}}$ учитывается гидравлическое сопротивление русла и нижней поверхности ледяного покрова, отнесенное к смоченному периметру русла. Указанная выше величина, по П. Н. Белоколю, равна:

$$n_{\text{пр}} = n_p \left(1 + \alpha \frac{2}{3} \right)^{\frac{3}{2}}, \quad (342)$$

где

$$\alpha = \frac{n_{\text{л}}}{n_p}.$$

При подстановке в уравнение (341) значение величины дополнительного зимнего подпора при равномерном движении, по П. Н. Белоколю, определяется следующей формулой:

$$\Delta H = \left[\left(1 + \alpha \frac{2}{3} \right)^{\frac{3}{5}} - 1 \right] H, \quad (343)$$

и при неравномерном движении потока:

$$\Delta H_2 = \Delta H_1 + \Delta_{ул} \left[\left(1 + \alpha^2 \right)^{\frac{4}{3}} \left(\frac{H}{H + \frac{\Delta H_1 + \Delta H_2}{2}} \right)^{\frac{10}{3}} - 1 \right]. \quad (344)$$

Формула (344) основана на использовании проектной летней кривой подпора и выведена для рек, где быстро устанавливается ледяной покров значительной толщины.

Э. М. Пилосов на основании проведенных под руководством автора исследований зимнего режима предложил учитывать в расчетах кривых подпора транспортирующую скорость движения шуги и объем шуги и льда, которые поступают из реки в верхний бьеф плотины и, скопясь в верхней части водохранилища, вызывают значительный дополнительный подпор. Расчетную зимнюю кривую подпора находят подбором, предполагая размещение в верхнем бьефе плотины суммарного расчетного стока шуги с вышележащего участка водотока. Для этого исследуют верхнюю часть водохранилища и верхний участок реки в пределах от створа, где скорости течения равны 0,35—0,40 м/сек, и до створа сопряжения зажорного подпертого горизонта с зимними бытовыми горизонтами. Протяженность реки, где размещаются шуга и лед, составляет $2 \div 2,5 l$, где l — длина участка от створа, где скорости равны 0,35—0,40 м/сек до створа выклинивания кривой подпора при свободном от шуги и льда русле и зимнем расходе воды в реке. Транспортирующая скорость движения шуги составляет $1 \div 1,2$ м/сек. Максимальное значение коэффициентов шероховатости шуголедяного покрова $n_{л} = 0,15$. Столь большое значение коэффициента шероховатости определяется тем, что в условиях шугоносных рек шуголедяной покров устанавливается не быстро, как в северных реках, а после длительного шугохода и формирования зажора, при котором значительная часть сечения реки забивается шугой и льдом. Коэффициенты шероховатости шуголедяного покрова и величины дополнительных подпоров в зимний период зависят от интенсивности и продолжительности похолодания и степени забивки русла шугой. Максимальный сток шуги устанавливают по данным многолетних замеров расходов шуги или теоретически по данным гидрометеорологических наблюдений за многолетний период.

Защита земель и населенных пунктов от затопления водой в период зимних шуголедяных заторов обычно сводится к постройке оградительных дамб.

Понижение уровня грунтовых вод в зоне подтопления достигается дренажем с откачкой воды обратно в реку.

В некоторых случаях на гидроэнергетических узлах возникает необходимость сброса льда и шуги через плотину. Это связано с уменьшением водозабора в деривацию и снижением мощ-

ности ГЭС. Пропуск шуги и льда через плотину практикуют на водозаборных узлах, где скорости в верхних бьефах достаточны для транспортирования шуги.

Во многих случаях оказывается рациональным аккумулярование шуги и льда в верхнем бьефе плотины, что влечет постройку в определенных местах дамб обвалования. На малых реках может оказаться целесообразным задержание шуги выше кривой подпора в специальных запрудах сквозной решетчатой конструкции. Подобные запруды следует ставить там, где наблюдается естественное скопление шуги и льда; запруды ускоряют в этом случае образование затора.

Глава VII

ТЕХНИЧЕСКАЯ ЭКСПЛУАТАЦИЯ СООРУЖЕНИЙ ПО РЕГУЛИРОВАНИЮ РУСЕЛ

В техническом проекте сооружений по регулированию русел обязательно должны быть разработаны указания по технической эксплуатации проектируемых сооружений. Под этим следует понимать комплекс организационно-хозяйственных и инженерно-технических мероприятий, направленных на достижение максимально возможного народнохозяйственного эффекта от работы сооружений. Эти мероприятия должны способствовать удлинению срока службы сооружений и обеспечить безаварийность их работы при умеренных эксплуатационных затратах. Необходимо организовать систематические и тщательные наблюдения за работой сооружений, надежную их охрану, своевременно обнаруживать и устранять дефекты и повреждения и проводить в установленные сроки ремонт.

Кроме постоянных наблюдений за состоянием самих сооружений, следует также систематически наблюдать за изменением русла реки под влиянием воздействия сооружения на поток. В результате наблюдений за русловыми процессами в зоне действия сооружений можно установить, например, потребность их усиления или наращивания в высоту и по длине или, наоборот, убедиться в возможности частичной или даже полной разборки сооружений. В некоторых случаях в связи с изменением направления течения реки может потребоваться строительство дополнительных сооружений.

Весьма важное значение имеет правильная эксплуатация выправительных и регулировочных сооружений, построенных для обеспечения водозабора местного типа. Сооружения являются здесь как бы непрерывно действующим механизмом, работу которого нужно согласовывать с режимом реки, чтобы воздействовать на поток в желательном направлении. Указания по технической эксплуатации такого рода сооружений должны содержать:

а) организационную структуру технической эксплуатации и порядок подчинения ответственных за нее лиц;

б) состав эксплуатационного штата, его права и обязанности;
в) обеспечение эксплуатационного штата транспортом, инструментом, оборудованием и потребными строительными материалами;

г) организацию непрерывного и периодического осмотра, ремонта и охраны сооружений;

д) организацию аварийно-восстановительных работ;

е) обеспечение связи внутри системы сооружений и с вышестоящими организациями.

Часто защитные и выправительные сооружения входят в состав водозаборного узла, мостового или дюкерного перехода и т. п. В таких случаях за правильную эксплуатацию этих сооружений отвечает заведующий узлом, начальник дорожно-эксплуатационного участка или начальник канала.

Для наблюдений за состоянием защитных и регулировочных сооружений и производства ремонта назначается производитель работ, в ведении которого находится эксплуатационный штат, инструменты, оборудование, транспорт, запасы строительных материалов. Численность эксплуатационного штата зависит от длины фронта расположения сооружений, их числа и степени важности. Обычно штат состоит из одного или нескольких десятников (объездчиков), сторожей и рабочих, постоянной или временной ремонтной бригады.

Если сооружения располагаются вдали от крупных гидротехнических узлов, то для их обслуживания организуют самостоятельный участок, начальник которого подчиняется управлению узла или системы. При относительно небольшом масштабе выправительных и защитных сооружений начальник участка выполняет функции производителя работ.

Если фронт сооружений очень велик (защитные дамбы на участках нижнего течения и в дельтах рек имеют протяжение несколько сотен километров), организуется специальное эксплуатационное управление. Начальник такого управления должен пользоваться правами начальника системного управления.

В период межени круглосуточную охрану и наблюдения за работой сооружений несут сторожа, количество которых определяется длиной фронта сооружений и их ответственностью (классом). При обычных размерах регулировочных и защитных сооружений у водозаборных узлов достаточно одного сторожа в смену.

Ремонтные работы и заготовку запаса аварийных материалов к паводкам ведут ремонтные бригады. На период паводков устанавливают дополнительные дежурства ремонтных бригад.

В проекте следует предусматривать обеспечение эксплуатационного штата оборудованием, инструментами, транспортом и строительными материалами.

В состав проекта защитных и регулировочных сооружений должны входить и жилые дома или поселки для размещения по-

стоянного эксплуатационного штата и временных дежурных бригад.

В проект следует включать также устройство телефонной связи или радиосвязи, связывающей начальника участка с вышестоящими ведомственными и руководящими организациями. Связь может быть постоянная и временная, устанавливаемая на период прохождения паводка.

Важное значение имеет инструкция по технической эксплуатации. Эту инструкцию должны хорошо знать лица эксплуатационного персонала. Инструкция составляется системными управлениями, облводхозами или управлением эксплуатации Министерства водного хозяйства. Инструкцию по эксплуатации крупных или особо ответственных сооружений составляют проектные или научно-исследовательские организации.

Инструкция должна определять:

1) права и обязанности лиц эксплуатационного штата и их персональную ответственность;

2) организацию охраны и наблюдения за работой сооружения во внепаводковый период и в период прохождения паводков с указанием наиболее ответственных участков, за которыми должно вестись усиленное наблюдение;

3) организацию и проведение ремонтов и их сроки;

4) организацию и проведение аварийно-восстановительных работ;

5) порядок учета ремонтных и аварийно-восстановительных работ и отчетности;

6) необходимый запас аварийных строительных материалов, оборудования (в том числе и противопожарного) и места их хранения;

7) порядок и последовательность регулировочных работ в период вегетации растений (при местном водозаборе);

8) организацию и состав гидрологических и гидрометрических наблюдений за руслом реки.

Состояние сооружения и ремонтные или восстановительные работы записывают в паспорта участка и в дневник работ участка.

В паспорте дается описание источника орошения (реки) и размеров основных сооружений. Паспорт является основным документом участка и заполняется в момент его открытия. Дальнейшие дополнения и изменения вносятся по мере надобности.

К паспорту должны прилагаться: а) план мензульной съемки масштаба 1 : 2000 с нанесением всех сооружений и направления течения реки в периоды паводка и межени; б) технические проекты и исполнительные чертежи всех сооружений.

Основные сооружения участка, указанные в паспорте, должны быть закреплены в натуре знаками, обеспечивающими быструю проверку исправности составных частей сооружений. Дамбы, ограждающие участок и культурные земли от затопления в паводок,

должны быть показаны на схеме с отметками предельных горизонтов воды. На схеме указываются также дороги, направление движения по ним и по дамбам в нормальных условиях и в случае аварии.

Весь участок обвалования должен быть разбит на пикеты и иметь ясные знаки. Отметки дамб и горизонтов должны быть закреплены реперами и створами.

На длине регулируемого участка реки в пределах $10 \div 12 B$, где B — ширина основного русла, должны быть оборудованы:

- а) речной гидрометрический пост (вне кривой подпора);
- б) основной репер, вынесенный из зоны затопления или ожидаемого размыва берега;
- в) два промерных створа для наблюдений за деформациями русла (при регулировочных работах для местного типа водозабора один створ располагается в русле основного потока и второй — в подводящем русле канала);

г) не менее трех рабочих реперов, отмечающих уровни воды в реке (предельный максимально допустимый, нормальный и минимальный);

д) знаки, определяющие пределы распространения кривой подпора, особо опасные места размывов, обрушений откосов и т. д.

Для ориентирования и расстановки временных регулировочных устройств должны быть оборудованы дополнительные створы и знаки, без этих знаков расстановка временных устройств недопустима.

Головной участок канала следует оборудовать створами и знаками, характеризующими его состояние и работу; здесь должно быть не менее трех дневных реперов в канале и трех реперов, отмечающих рабочие и предельно допустимые горизонты воды в канале, а также два речных гидрометрических поста (в начале и в конце подводящего канала).

Для наблюдений за деформациями сооружений (осадки) размывами дна и берегов и получения необходимых данных для составления проектов ремонта или реконструкции сооружений необходимо периодически проводить нивелировку всех сооружений с определением отметок верха дамб или шпор в 3—5 точках (смотря по величине сооружения), уреза воды и дна в трех точках. Данные нивелировки заносят в специальный журнал.

Вспомогательные устройства участка: дороги, переправы, мосты, телефонная связь, складские и служебные помещения и т. п. должны содержаться в исправном состоянии, обеспечивающем бесперебойную работу участка и возможность быстрой ликвидации аварии.

Для учета эксплуатационных работ должен вестись дневник работы участка. В дневнике ежедневно следует фиксировать сдачу и приемку дежурств сторожами, записывать все наблюдения, результаты осмотров, выявленные дефекты и принятые для их

устранения меры. Дневник заполняется техниками, наблюдателями, сторожами и заверяется начальником участка. Начальник участка должен ежедневно проверять работу охраны и не реже чем через день лично осматривать все сооружения, находящиеся в условиях напряженной работы. При обнаружении тех или иных повреждений начальник участка должен принять срочные меры к восстановлению и укреплению сооружений, действуя в соответствии с инструкцией.

Разрушение сооружений может возникнуть вследствие: а) загнивания деревянных частей; б) ржавления металлических элементов (провода, тросов и т. п.); в) механического износа под влиянием действия воды и особенно наносов (истирание); г) подмыва сооружения потоком; д) повреждения сооружения ледоходом и т. п.

Обнаруженное повреждение следует немедленно устранять, связывая разорванные сетки канатами или закрепляя поврежденное место туюфками, карабурами, каменной наброской и защищая таким образом сооружения от дальнейшего разрушения.

Необходимо своевременно наращивать сооружения в высоту, одновременно принимая меры к прекращению дальнейших подмывов путем укладки туюфков, наброски камня и т. п. Если произошло оползание уложенного на откосе туюфика или железобетонных плит, то обнажившаяся часть берега должна быть немедленно защищена ремонтным туюфом или другими временными устройствами.

После окончания поливной кампании или после прохождения паводка (обычно в сентябре) специальная техническая комиссия с представителем системного управления или облводхоза должна осматривать участок и имеющиеся сооружения для определения характера и объема повреждений, причиненных паводком.

В результате осмотра комиссия должна наметить характер и объем работ по восстановлению поврежденных сооружений, а также объем и характер работ по возведению дополнительных сооружений, если в них установлена необходимость. Все данные по осмотру сооружений должны быть занесены в дефектную ведомость с точным описанием работ и указанием основных размеров и фиксироваться соответствующим актом. Для детального обоснования и составления технического проекта к акту должны быть приложены план (схема) участка с нанесением на него всех сооружений в масштабе (или с указанием расстояний) и журнал нивелировки русла и сооружений.

Ремонты разделяются на: 1) т е к у щ и й, предусматривающий устранение мелких неисправностей и могущий производиться сразу же после их обнаружения; 2) с р е д н и й (планово-предупредительный), предусматривающий ликвидацию повреждений и дефектов обычного характера, не угрожающих немедленной и полной остановкой работы сооружений; 3) к а п и т а л ь н ы й .

Необходимость в капитальном ремонте возникает тогда, когда имеют место настолько значительные и многочисленные повреждения и дефекты, что создается угроза дальнейшей нормальной работы всего зарегулированного участка; при этом обычно требуется удлинить сооружения, разобрать их, нарастить, переустроить или усилить. Подобные ремонтные работы проводят на основании специального технического акта и проекта, заготовив предварительно необходимые строительные материалы.

При выполнении тех или иных работ производитель работ или начальник участка должен строго руководствоваться проектом, техническими условиями и утвержденным вышестоящими инстанциями календарным планом.

Аварийно-восстановительный ремонт необходим при отдельных повреждениях, вызывающих перерыв в работе или нарушение нормальной эксплуатации всей системы или отдельных защитно-регулирующих сооружений.

Аварийно-предупредительный ремонт производится при явной угрозе дальнейшего разрушения сооружений, а также при необходимости немедленного исправления тех или других обнаруженных повреждений.

Подобного рода аварийные ремонты организуют непосредственно после обнаружения дефектов; при исключительной срочности их устранения работы ведут без проекта (проект составляется по ходу работ).

Состав и объем проектно-изыскательных работ при проектировании выправительных, защитных и регулировочных сооружений определяются действующими инструкциями.

Допускаемые (неразмываемые) средние скорости течения для несвязных грунтов

Грунты и их характеристика	Размеры частей грунтов, мм	Средние глубины потока, м					
		0,4	1,0	2,0	3,0	5,0	10,0 и более
Пыль и ил	0,005—0,05	0,15—0,20	0,20—0,30	0,25—0,40	0,30—0,45	0,40—0,55	0,45—0,65
Песок мелкий	0,05—0,25	0,20—0,35	0,30—0,45	0,40—0,55	0,45—0,60	0,55—0,70	0,65—0,80
> средний	0,25—1,00	0,35—0,50	0,45—0,60	0,55—0,70	0,60—0,75	0,70—0,85	0,80—0,95
> крупный	1,00—2,50	0,50—0,65	0,60—0,75	0,70—0,80	0,75—0,90	0,85—1,00	0,95—1,20
Гравий мелкий	2,50—5,00	0,65—0,80	0,75—0,85	0,80—1,00	0,90—1,10	1,00—1,20	1,20—1,50
> средний	5,00—10,00	0,80—0,90	0,85—1,05	1,00—1,15	1,10—1,30	1,20—1,45	1,50—1,75
> крупный	10,00—15,0	0,90—1,10	1,05—1,20	1,15—1,35	1,30—1,50	1,45—1,65	1,75—2,00
Галька мелкая	15,0—25,0	1,10—1,25	1,20—1,45	1,35—1,65	1,50—1,85	1,65—2,00	2,00—2,30
> средняя	25,0—40,0	1,25—1,50	1,45—1,85	1,65—2,10	1,85—2,30	2,00—2,45	2,30—2,70
> крупная	40,0—75,0	1,50—2,00	1,85—2,40	2,10—2,75	2,30—3,10	2,45—3,30	2,70—3,60
Булыжник мелкий	75,0—100	2,00—2,45	2,40—2,80	2,75—3,20	3,10—3,50	3,30—3,80	3,60—4,20
> средний	100—150	2,45—3,00	2,80—3,35	3,20—3,75	3,50—4,10	3,80—4,40	4,20—4,50
> крупный	150—200	3,00—3,50	3,35—3,80	3,75—4,30	4,10—4,65	4,40—5,00	4,50—5,40
Валун мелкий	200—300	3,50—3,85	3,80—4,35	4,30—4,70	4,65—4,90	5,00—5,50	5,40—5,90
> средний	300—400	—	4,35—4,75	4,70—4,95	4,90—5,30	5,50—6,00	5,90—6,00
> особо крупный	400—500 и более	—	—	4,95—5,35	5,30—5,50	5,60—6,00	6,00—6,20

Примечание 1. В каждой графе таблицы нижние пределы скорости течения соответствуют нижним пределам размеров частиц грунта, верхние пределы скоростей — верхним пределам размеров частиц.

2. Табличные значения скоростей не следует интерполировать. При промежуточных размерах частиц грунта и глубинах водотока значения скоростей течения принимаются по ближайшим табличным значениям размеров частиц и глубин водотока.

Допускаемые (неразмыывающие) средние скорости течения для искусственных укреплений (по нормам МПС)

Типы укреплений	Средние глубины потока, м			
	0,4	1,0	2,0	3,0
	средние скорости течения, м/сек			
Одерновка плашмя (на плотном основании)	0,9	1,2	1,3	1,4
Одерновка в стенку	1,5	1,8	2,0	2,0
Каменная наброска из булыжного или рваного камня в зависимости от его крупности	По табл. 1 с коэффициентом 0,90			
Каменная наброска в два слоя в плетнях в зависимости от крупности камня	По табл. 1 с коэффициентом 1,10			
Одинокое мощение на мху (слой мха не менее 5 см):				
из булыжника размером 15 см	2,0	2,5	3,0	3,5
> > > 20 >	2,5	3,0	3,5	4,0
> > > 25 >	3,0	3,5	4,0	4,5
Одинокое мощение на щебне (слой щебня не менее 10 см):				
из рваного камня размером 15 см	2,5	3,0	3,5	4,0
> > > 20 >	3,0	3,5	4,0	4,5
> > > 25 >	3,5	4,0	4,5	5,0
Одинокое мощение с подбором камня и грубым приколом на щебне (слой щебня не менее 10 см):				
из камня размером 20 см	3,5	4,5	5,0	5,5
> > > 25 >	4,0	4,5	5,5	5,5
> > > 30 >	4,0	5,0	6,0	6,0
Двойное мощение из рваного камня на щебне: нижний слой из камней 15 см, верхний из камней 20 см (слой щебня не менее 10 см) . . .	3,5	4,5	5,0	5,5
Хворостяная выстилка и хворостяные покрывала на плотном основании (для временных укреплений):				
а) при толщине выстилки $\delta = 20-25$ см	—	2,0	2,5	—
б) при других толщинах выстилки	По п. «а» с коэффициентом $0,2 \sqrt{\delta}$			
Фашинные тюфяки:				
а) при толщине $\delta = 50$ см	2,5	3,0	3,5	—
б) при других толщинах тюфяков	По п. «а» с коэффициентом $0,2 \sqrt{\delta}$			
Габионы (размерами не менее $0,5 \times 0,5 \times 1,0$ м)	До 4,0	До 5,0	До 5,5	До 6,0
Бутовая кладка из камня известковых пород (с пределом прочности не менее 100 кг/см^2)	3,0	3,5	4,0	4,5

Типы укреплений	Средние глубины потока, м			
	0,4	1,0	2,0	3,0
	средние скорости течения, м/сек			
Бутовая кладка из камня крепких пород (с пределом прочности не менее 300 кг/см ²)	6,5	8,0	10,0	12,0
Бетонная одежда:				
бетон марки 170	6,5	8,0	9,0	10
» » 140	6,0	7,0	8,0	9,0
» » 110	5,0	6,0	7,0	7,5
Бетонные лотки с гладкой поверхностью:				
бетон марки 170	13	16	19	20
» » 140	12	14	16	18
» » 110	10	12	13	15
Деревянные лотки гладкие при надежном основании и течении вдоль волокон	8	10	12	14

ПРИЛОЖЕНИЕ 3

Допускаемые давления на грунт и другие расчетные данные для несвязных и связных грунтов в водонасыщенном состоянии (при коэффициенте влажности от 0,67 до 1 для несвязных грунтов)

Род грунтов	Угол естественного откоса, град	Объемный вес, т/м ³	Допускаемое давление на грунт, кг/см ²
<i>Несвязные грунты</i>			
Песок мелкий с примесью ила	20	1,9	0,50
» » чистый, разрыхленный	22	2,0	0,50
» » плотно слежавшийся	25	2,0	1,00
» средний, разрыхленный	25	2,0	1,25
» средней крупности, плотно слежавшийся	27	2,0	1,50
Песок крупный, разрыхленный	27	2,0	2,00
» плотно слежавшийся	27	2,0	3,50
Гравелистый грунт	30	1,9	3,00
Галька средней крупности, плотно слежавшаяся	30	1,9	3,50
Камень булыжный	40	1,9	—
<i>Связные грунты</i>			
Ил	15	1,8	0,15
Торф	25	0,8	0,15
Растительная земля, чернозем	25	1,8	0,15

Род грунтов	Угол естественного откоса, град	Объемный вес, т/м ³	Допускаемое давление на грунт, кг/см ²
<i>Глинистые грунты</i>			
Слабый илистый грунт, слабый суглинок с включением ила и мелких органических примесей	20	1,8	0,50
Плотно слежавшаяся глина, суглинок плотный	25	1,9	2,0
Глинистый грунт, суглинок средней плотности	25	1,9	1,50
Мергель средней плотности	35	1,9	3,00
Особо плотные глины, морена	35	2,0	3,50
» твердый глинистый грунт с каменной подпочвой, глина, защищенная от размыва	35	2,0	4,00

Примечания. 1. К водонасыщенным грунтам относятся грунты тягучей консистенции при влажности выше верхнего предела пластичности по Аттербергу.

2. Для несвязных грунтов угол трения принимается равным углу естественного откоса.

3. Для мокрых водонасыщенных грунтов для предварительных расчетов естественного откоса он принимается равным углу внутреннего трения.

4. Объемный вес грунта, находящегося в воде, уменьшается за счет веса воды, вытесненного скелетом грунта.

ПРИЛОЖЕНИЕ 4

Коэффициенты сопротивления конструкций (ϵ) в зависимости от меры первоначального стеснения живого сечения потока

$F_1 : F$	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90
Для одного свайного ряда (решетки) через всю ширину лотка при неразмываемом русле	0,40	1,00	1,60	2,50	4,00	7,00	13,40	40,0	—
То же, при размываемом дне	0,16	0,33	0,54	0,78	1,11	1,65	2,50	3,90	—
Для свайных решетчатых шпор в размываемом русле, в первый момент после установки и с отнесением сопротивления ко всему потоку	—	0,71	1,04	1,21	1,56	2,19	4,11	8,90	—

$F_1 : F$	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,60	0,70	0,80	0,90
С отнесением к потоку на ширине шпоры	—	0,90	1,20	1,60	1,90	4,50	11,0	21,20	—
Через 60 мин после начала опыта:									
по всему потоку	—	0,32	0,60	0,80	0,97	1,10	1,22	1,35	—
по ширине шпоры	—	0,42	0,85	1,20	1,45	1,65	1,75	1,86	—
Для глухих шпор с вертикальным откосом в лотке с размываемым дном (в начале опыта):									
ко всему потоку	0,70	1,00	1,60	2,52	4,00	5,90	8,15	—	—
к потоку на ширине шпоры	1,30	1,95	2,70	3,80	5,17	6,80	8,60	—	—
То же, через 60 мин после начала опыта:									
ко всему потоку	0,60	0,88	1,16	1,52	2,02	3,55	6,25	—	—
к потоку на ширине шпоры	1,05	1,40	1,70	2,11	2,56	4,03	6,65	—	—

ПРИЛОЖЕНИЕ 5

Задание для практических занятий по исследованию русел и защитных сооружений в лаборатории

1. Определить гидравлические элементы потока (B , H , v и Γ) на криволинейном и прямолинейном участках модели реки, а также коэффициент A устойчивого русла на прямом участке, радиус кривизны r , среднюю и наибольшую глубину и коэффициент τ в формуле $H_K = H \left(1 + \tau \sqrt{\frac{B}{r}} \right)$ (рис. 218, А — а и б).

2. Определить направление движения поплавков между створами на прямолинейном и криволинейном участках реки. Длина участка $L = 10 B$, где B — ширина лотка (рис. 218, Б).

3. Произвести наблюдения за протеканием потока у глухих массивных шпор, в частности за влиянием шпоры на структуру потока, разностью горизонтов воды перед шпорой и за шпорой, характером и глубиной воронки размыва у головы шпоры и характером отложений донных наносов между шпорами. Установить расстояние между шпорами (рис. 218, В).

4. Провести наблюдение за работой сквозной (решетчатой) шпоры; выяснит влияние застройки шпоры на уменьшение скоростей течения и выпадение наносов за шпорой (рис. 218, Г).

5. Произвести наблюдения за работой струенаправляющих систем М. В. Потапова по защите берега от размыва, а также по защите канала от донных наносов и осевому размыву русла (рис. 218, Д — е, з и д).

Результаты лабораторных наблюдений представляются в виде поперечных сечений русла, траектории движения поплавков и схем расположения сооружений с показанием давних, замеренных в процессе опытов.

Выполнение лабораторных наблюдений позволит студентам понять принцип действия различных типов сооружений и более обоснованно подойти к их проектированию.

ПРИЛОЖЕНИЕ 6

Таблица для определения коэффициента размыва C глухих шпор
при $m = 2$ и $\alpha = 60^\circ$
 $H < 1,5m$ ($\alpha = 1/8$)

l_p/H \ $\frac{v_\phi}{v_\phi}$	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	∞
1,00	2,05	1,98	1,93	1,92	1,91	1,90	1,90	1,90	1,90	1,90	1,90	1,90	1,86
0,75	2,35	2,40	2,42	2,43	2,44	2,44	2,44	2,44	2,44	2,44	2,44	2,44	2,44
0,50	2,80	2,95	3,0	3,05	3,10	3,15	3,20	3,22	3,23	3,24	3,25	3,26	3,51
0,33	3,35	3,55	3,70	3,82	3,92	3,99	4,05	4,10	4,15	4,20	4,25	4,30	4,93
0,25	3,70	4,00	4,25	4,45	4,60	4,70	4,80	4,90	4,98	5,05	5,10	5,15	6,26
0,20	4,15	4,45	4,75	4,95	5,15	5,30	5,40	5,50	5,60	5,70	5,80	5,90	7,51

ПРИЛОЖЕНИЕ 7

$1,5 < H_0 < 2,5$ м ($\alpha = 1/4$)

l_p/H \ $\frac{v_\phi}{v_\phi}$	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	∞
1,00	1,99	1,98	1,97	1,96	1,95	1,94	1,93	1,92	1,92	1,91	1,91	1,91	1,86
0,75	2,33	2,38	2,42	2,43	2,44	2,44	2,44	2,45	2,45	2,45	2,45	2,46	2,49
0,50	2,82	2,94	3,04	3,12	3,19	3,24	3,28	3,31	3,34	3,36	3,38	3,40	3,65
0,33	3,35	3,60	3,76	3,89	4,00	4,10	4,18	4,25	4,32	4,35	4,38	4,40	5,24
0,25	3,75	4,10	4,35	4,55	4,72	4,85	4,97	5,08	5,18	5,28	5,38	5,48	6,76
0,20	4,10	4,52	4,82	5,10	5,28	5,45	5,60	5,74	5,85	5,95	6,03	6,10	8,19

ПРИЛОЖЕНИЕ 8

$H > 2,5$ м ($\alpha = 1/8$)

l_p/H \ $\frac{v_\phi}{v_\phi}$	5	10	15	20	25	30	35	40	45	50	55	60	∞
1,00	1,96	1,95	1,94	1,93	1,92	1,91	1,91	1,91	1,91	1,90	1,90	1,90	1,86
0,75	2,30	2,35	2,39	2,42	2,44	2,45	2,45	2,46	2,46	2,46	2,47	2,47	2,52
0,50	2,79	2,95	3,05	3,12	3,18	3,23	3,27	3,31	3,34	3,37	3,40	3,42	3,75
0,33	3,35	3,58	3,78	3,93	4,05	4,15	4,23	4,30	4,37	4,43	4,49	4,54	5,46
0,25	3,70	4,12	4,35	4,55	4,73	4,90	5,34	5,15	5,24	5,32	5,40	5,48	7,10
0,20	4,20	4,60	4,86	5,10	5,32	5,52	5,70	5,85	5,97	6,08	6,17	6,25	8,65

Примечание. При других углах атаки α и заложениях откосов m значения коэффициента размыва C из приложений 6, 7, 8 нужно умножить на поправочные коэффициенты, определяемые по приложениям 9 и 10.

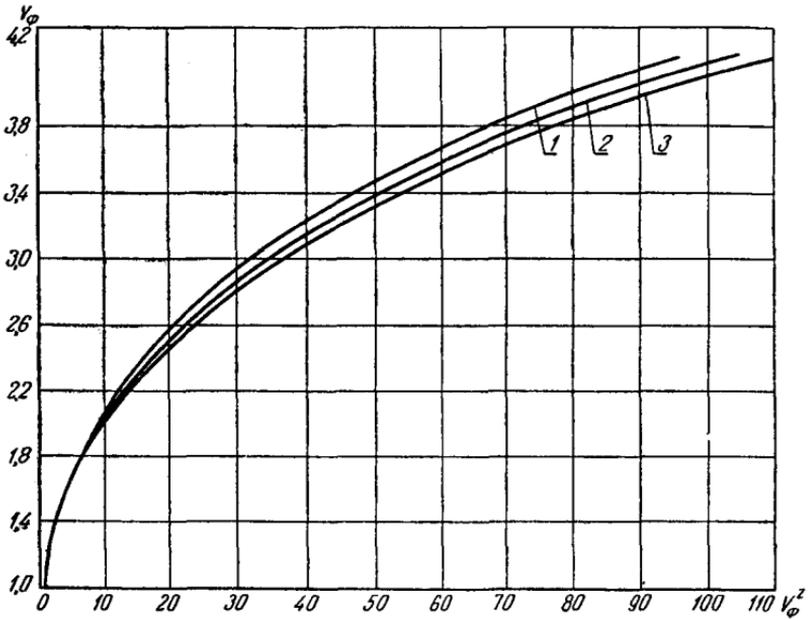


Рис. 219. Кривые для определения значений v_ϕ^z по известному v_ϕ :

$$1 - v_\phi^z = v_\phi^{3.15}; \quad 2 - v_\phi^z = v_\phi^{3.21}; \quad 3 - v_\phi^z = v_\phi^{3.26}.$$

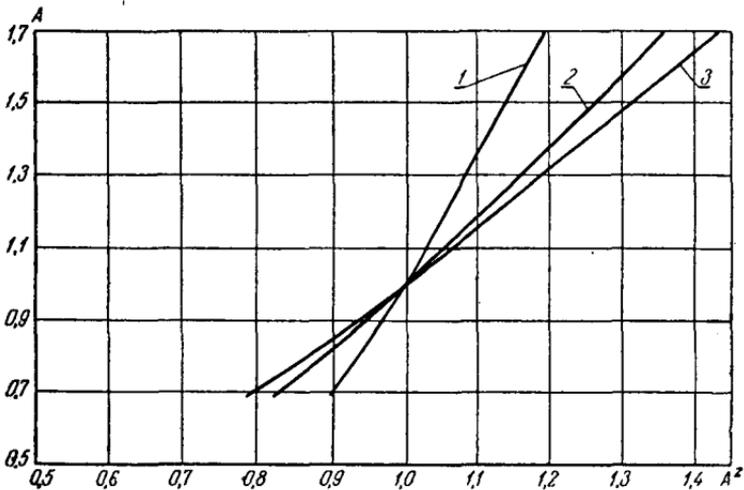


Рис. 220. Кривые для определения значений A^z по известному A :

$$1 - A^z = A^{0.31}; \quad 2 - A^z = A^{0.563}; \quad 3 - A^z = A^{0.653}.$$

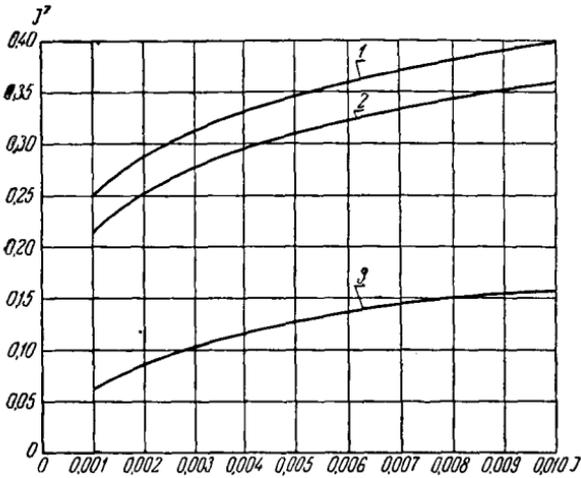


Рис. 221. Кривые для определения значений I^z по известному I :

1 — $I^z = I^{0.2} \neq 0$; 2 — $I^z = I^{2/3}$; 3 — $I^z = I^{0.4}$.

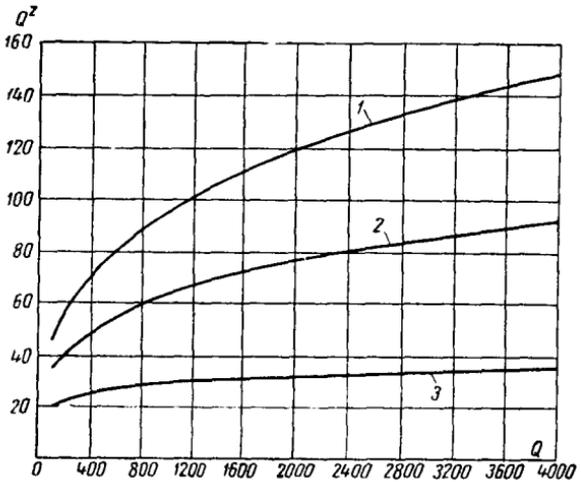


Рис. 222. Кривые для определения значений Q^z по известному Q :

1 — $Q^z = Q^{0.326}$; 2 — $Q^z = Q^{0.268}$; 3 — $Q^z = Q^{0.154}$.

СПИСОК ЛИТЕРАТУРЫ

(ссылки в тексте на литературу приведены в квадратных скобках)

1. Алтунин С. Т. Выправительные, защитные и регулировочные сооружения на реках. Сельхозгиз, М., 1947.
2. Алтунин С. Т. Регулирование русел рек при водозаборе. Сельхозгиз, М., 1950.
3. Алтунин С. Т., Бузунов И. А. Защитные сооружения на реках. Сельхозгиз, М., 1953.
4. Алтунин С. Т., Бузунов И. А. Вопросы формирования и расчета русел рек у гидроузлов. Ташкент, Труды Института сооружений АН Узбекской ССР, вып. VII, 1955.
5. Артамонов К. Ф. Регулировочные работы на головных участках оросительных систем в предгорных районах. Журн. «Гидротехника и мелиорация» № 3, 1953.
6. Андреев О. В., Бегам Л. Г., Высоцкий А. Ф. Вопросы проектирования мостовых переходов. Трансжелдориздат, М., 1950.
7. Гиршкан С. А. О транспортирующей способности каналов. Журн. «Гидротехника и мелиорация» № 6, 1953.
8. Гончаров В. Н. Основы динамики русловых потоков. Гидрометиздат, Л., 1954.
9. Гришин М. М. Гидротехнические сооружения. Стройиздат, 1949.
10. Григорьев С. Н., Шадрин И. А. Выправительные работы на реках. Водтрансиздат, М., 1954.
11. Замарин Е. А. Транспортирующая способность потока и допускаемые скорости течения в каналах. Горстройиздат, М., 1950.
12. Замарин Е. А., Фандеев В. В. Гидротехнические сооружения. Сельхозгиз, М., 1954.
13. Денисович П. П. и др. Практическое пособие начальнику плеса. Речфлот, М., 1951.
14. Коновалов И. И., Емельянов К. С. и др. Основы ледотехники речного транспорта. Л.—М., 1952.
15. Костяков А. Н. Основы мелиорации. М., Сельхозгиз, 1951.
16. Крицкий С. Н., Менкель М. Ф., Россинский К. И., Кузьмин И. А. Гидрологические основы речной гидротехники. М., АН СССР, 1950.
17. Лосиевский А. И. Влияние морфологических элементов переката на состояние судового хода. Журн. «Речная гидравлика и гидротехника». М., 1952.
18. Леви И. И. Динамика русловых процессов. Энергоиздат, М., 1950.
19. Лохтин В. М. О механизме речного русла. Казань, 1903.
20. Маккавеев Н. И. Русловой режим рек и трассирование про-
рези. Речфлотиздат, М., 1949.

21. Маккавеев Н. И. Распределение продольных и поперечных скоростей в открытых потоках. Труды ГГИ, вып. 2—А, 1947.
22. Непорожный П. Е. Защита гидроэлектростанций от селевых потоков. Гидроэнергоиздат, 1947.
23. Огиевский А. В. Гидрология суши. Сельхозгиз, М., 1952.
24. Орлов И. Я. Сквозные заилители для защиты берегов от размыва. Журн. «Гидротехника и мелиорация» № 12, 1951.
25. Орлов И. Я. Некоторые вопросы исследований русел при водозаборе. Ташкент, Институт сооружений АН Узбекской ССР, 1952.
26. Печуров А. Ф. Устойчивость русла регулируемых рек. Минск, Академия наук БССР, 1950.
27. Потапов М. Ф. Сочинения, том I и II. Сельхозгиз, М., 1950.
28. Пышкин Б. А. Конструкция и расчет крепления напорного откоса земляных плотин колхозных прудов. Сборник научных работ Гидро-мелиоративного института, вып. 2, Киев, 1949.
29. Пышкин Б. А. и Русаков С. В. Капитальные выправительные сооружения Днепровского типа. Киев, АН УССР, 1954.
30. Рабкова Е. К. Некоторые вопросы гидравлики селевого потока. Автореферат, Ташкент, Институт сооружений, 1954.
31. Ржаницын Н. А. Методика гидравлического обоснования элементов трассы судового хода и путевых сооружений. Речная гидравлика и гидротехника. Изд. Министерства речного флота, 1952.
32. Славинский Е. А. Конструкция берегоукрепительных регуляционных сооружений в Закавказье. Тбилиси, 1951.
33. Срибный М. Ф. Временное руководство по определению максимальных расходов малых горных водотоков, М., 1940.
34. Соколов Д. Я. Водозаборные устройства для гидроэлектростанций и ирригация. М., ОНТИ, 1937.
35. Терпугов А. М. Регулирование малых рек. Киев, 1948.
36. Шахуняц Г. М. Земляное полотно железных дорог. М., Трансжелдориздат, 1953.
37. Шамов Г. И. Заиление водохранилищ. Гидрометиздат, М., 1939.
38. Шаумян В. А., Хачатрян А. Г. Струенаправляющие системы. Сельхозгиз, М., 1953.
39. Шultz В. Л. Реки Средней Азии. Ташкент, АН Узбекской ССР, 1950.
40. Шерстобаев Н. С. К истории гидротехники и мелиорации в нашей стране. Журн. «Гидротехника и мелиорация» № 4, 1954.
41. Цой Г. А. Спрямление речных излучин в связи с регулированием русел. Ташкент, Труды ТИИМСХ, 1958.
42. Царевский А. М., Меламут Д. Л. Намыв земляных сооружений в руслах рек. Журн. «Гидротехника и мелиорация» № 12, 1953.
43. Хачатрян А. Г. Насыщение потока наносами и динамика их осаждения. Журн. «Гидротехника и мелиорация» № 6, 1954.
44. Херхулидзе И. И. Определение максимальных расходов и объемов твердого стока горных потоков. Журн. «Гидротехника и мелиорация» № 4, Сельхозгиз, 1954.
45. Ярославцев И. А. Местный размыв у опор. Журн. «Железнодорожное строительство» № 9, 1953.
46. Чеботарев А. И. Гидрология суши и расчеты речного стока. Гидрометиздат, Ленинград, 1953.
47. Главтранспроект МПС. Альбом конструкций укреплений и защиты земляных откосов и берегов. М., 1952.
48. Winkel. Flussregelung, Berlin, 1934.
49. Журналы за 1933—1954 гг.: 1) Civil Engineering, 2) Engineering New Record, 3) Proceeding of American Society of Civil Engineering.
50. Хачатрян К. М., Амбарцумян Г. А., Мартикян Р. С. Определение угла установки берегозащитных поперечных глу-

хих и сквозных шпор и расстояния между ними. Журн. «Гидротехника и мелиорация», 1959.

51. Чжан Су-Нонь. Регулирование рек. Нанкин, 1953.

52. Чекрышев А. И. О методике расчета выправительных сооружений на судоходных реках. Ленинград, ЛИИФТ, 1956.

53. Ефремов А. В. О расчетных формулах взвешивающей (транспортирующей) способности потока. Вопросы гидротехники, выпуск 1. Изд. АН Узбекской ССР, 1955.

54. Железняков Г. В. О влиянии морфометрических характеристик на безнапорное движение жидкости. Научные записки Московского института инженеров водного хозяйства. Том XXI, 1959.

55. Железняков Г. В. Про зв'язок кінематичних і морфометричних характеристик річкового потоку. Сборник «Комплексне використання водних ресурсів України», Киев, 1959.

56. Ибад-Заде Ю. А. Исследование движения донных наносов. Известия АН Азерб. ССР, № 6, 1956.

57. Ибад-Заде Ю. А. Гидравлические элементы спрямления. Журн. «Гидротехническое строительство» № 7, 1959.

58. Ибад-Заде Ю. А. Опыт борьбы с наводнениями. Изд. АН Азерб. ССР, 1960.

59. Глушков В. Г. Вопросы теории и методы гидрогеологических исследований. Изд. АН СССР, 1961.

О Г Л А В Л Е Н И Е

Предисловие	3
В в е д е н и е	5
<i>Глава I. Руслые процессы в реках при естественном режиме . . .</i>	<i>9</i>
§ 1. Режим рек	9
§ 2. Продольные и поперечные профили рек	16
§ 3. Классификация рек по устойчивости русел	25
§ 4. Движение наносов в реках	33
§ 5. Формирование русел на прямом участке и изгибе реки	41
§ 6. Основные зависимости, применяемые для расчета русел рек . .	47
<i>Глава II. Проектирование выправительных и защитных сооружений</i>	<i>64</i>
§ 7. Классификация сооружений	64
§ 8. Проектирование выправительной трассы	67
§ 9. Защита берегов от размыва глухими (массивными) шпорами и дамбами и их гидравлический расчет	76
§ 10. Пример гидравлического расчета массивных шпор	93
§ 11. Конструкция глухих шпор и дамб	98
§ 12. Крепление откосов берегов одеждами и их расчет	102
§ 13. Конструкция и расчет крепления откосов от размыва волнами	121
§ 14. Полузапруды и запруды из хворостяной и каменной кладки	126
§ 15. Защита берегов сквозными (решетчатыми) сооружениями	137
§ 16. Гидравлический расчет сквозных шпор	157
§ 17. Струенаправляющие системы М. В. Потапова	164
§ 18. Струенаправляющие дамбы у мостовых переходов	174
§ 19. Механизация работ при строительстве сооружений по регулированию русел	182
§ 20. Моделирование размываемых русел в связи с их регулированием	183
<i>Глава III. Регулирование и переформирование русла при водозаборе</i>	<i>188</i>
§ 21. Регулирование русла при бесплотинном водозаборе	189
§ 22. Схемы регулирования русел при плотинном водозаборе	199
§ 23. Конструкции сооружений для регулирования русла при плотинном водозаборе	214
§ 24. Процессы переформирования русла в верхнем и нижнем бьефах плотины и их расчет	217
§ 25. Пример расчета регулирования и переформирования русла	236
	351

<i>Глава IV. Регулирование селевых потоков</i>	258
§ 26. Формирование селевых потоков	258
§ 27. Расчет элементов селевого потока	260
§ 28. Регулирующие мероприятия на склонах	264
§ 29. Регулирующие сооружения в руслах	267
§ 30. Закрепление оврагов	276
<i>Глава V. Регулирование речных рукавов, очистка русел и устройство прорезей</i>	277
§ 31. Регулирование речных рукавов и протоков	277
§ 32. Спрявление речных излучин	279
§ 33. Очистка русел от засорения	285
§ 34. Землечерпательные прорези и их устойчивость	286
§ 35. Дноуглубительные работы и перекрытие рек	292
<i>Глава VI. Борьба с наводнением</i>	297
§ 36. Причины наводнений и мероприятия по борьбе с ними	297
§ 37. Компоновка дамб обвалования и расчет подъема уровня воды от стеснения реки	300
§ 38. Профили дамб обвалования	305
§ 39. Возведение дамб обвалования и механизации работ	313
§ 40. Ремонт дамб обвалования и заделка прорывов	315
§ 41. Кольматаж береговой полосы и низин вдоль дамб	320
§ 42. Повышение пропускной способности русла и устройство сбросов	323
§ 43. Зажоры и заторы в верхних бьефах плотин и меры борьбы с ними	327
<i>Глава VII. Техническая эксплуатация сооружений по регулированию русел</i>	331
<i>Приложения</i>	337
<i>Список литературы</i>	348

Алтунин Степан Титович

РЕГУЛИРОВАНИЕ РУСЕЛ, 2-е издание. М., Сельхозиздат, 1962.

352 с. с (учебники и учебные пособия для высших с.-х. учебных заведений)

631.6

Редактор В. П. Орлова. Художник Г. М. Чеховской. Художественный редактор Н. М. Антонова. Технический редактор В. М. Деева. Корректор Д. М. Малых.

Сдано в набор 14/IV 1962 г. Подписано к печати 24/VII 1962 г. Т-06193. Формат 60×90¹/₁₆. Печ. л. 22. Уч.-изд. л. 20,64. Изд. № 1618. Тираж 3000 экз. Заказ № 1469. Цена 82 коп.

Сельхозиздат, Москва, Н-31, ул. Дзержинского, 1/19.

Ленинградский Совет народного хозяйства. Управление полиграфической промышленности. Типография № 1 «Печатный Двор» имени А. М. Горького. Ленинград, Гатчинская, 26.