

ГОСУДАРСТВЕННОЕ ОБРАЗОВАТЕЛЬНОЕ УЧРЕЖДЕНИЕ  
ВЫСШЕГО ПРОФЕССИОНАЛЬНОГО ОБРАЗОВАНИЯ  
КЫРГЫЗСКО-РОССИЙСКИЙ СЛАВЯНСКИЙ УНИВЕРСИТЕТ  
имени Первого президента Российской Федерации Б.Н. Ельцина

ФАКУЛЬТЕТ АРХИТЕКТУРЫ, ДИЗАЙНА И СТРОИТЕЛЬСТВА

Кафедра «Водных ресурсов и инженерных дисциплин»

**Г.И. Логинов**

**РЕЧНЫЕ ГИДРОУЗЛЫ ЦЕНТРАЛЬНОЙ АЗИИ**

Учебное пособие

Бишкек 2021

УДК 627.83

Л 69

Рецензенты:

*Б.С. Ордобаев* – кан-т техн наук, проф.

*Р.С. Бекбоева* – кан-т техн наук, доцент

*Заирбеков Ж.М.* – Ген. дир. ОсОО ПИ «Ак-Башат»

Рекомендовано к изданию Ученым советом ГОУВПО КРСУ

**Логинов Г.И.**

Л 69 РЕЧНЫЕ ГИДРОУЗЛЫ ЦЕНТРАЛЬНОЙ АЗИИ: Учебное пособие. Бишкек: Изд-во КРСУ, 2021. 474 с.: ил.

Приведены особенности и основные характеристики стока рек Центральной Азии. Описаны гидроузлы и гидросистемы, построенные в регионе, основные методы расчета устойчивости гидротехнических сооружений, конструкции водозаборных сооружений, грунтовых, бетонных и железобетонных плотин. Представлены рекомендации по проектированию противоселевых сооружений. Дана классификация и описание водопропускных сооружений, в т.ч. конструкции элементов открытых и напорных водосбросов, характеристика гидротехнических сооружений, механического оборудования, и особенности их строительства.

Описаны принципы и отдельные элементы расчета гидротехнических сооружений.

Учебное пособие предназначено для студентов ВУЗОВ, обучающихся по специальности "Гидротехническое строительство" и «Комплексное использование и охрана водных ресурсов».

© ГОУВПО КРСУ, 2021

# ОГЛАВЛЕНИЕ

ВВЕДЕНИЕ .....	4
1 ХАРАКТЕРИСТИКИ СТОКА РЕК ЦЕНТРАЛЬНОЙ АЗИИ	
1.1 Водный сток и классификация рек .....	...
1.2 Показательные расходы воды горных рек .....	...
1.2.1 Среднегодовое количество воды .....	...
1.2.2 Максимальные расходы воды .....	...
1.2.3 Минимальные расходы воды .....	...
1.2.4 Руслоформирующие расходы .....	...
1.3 Сток наносов на горно-предгорных участках рек .....	...
1.3.1 Характеристики наносов рек Центральной Азии .....	...
1.3.2 Расчет транспортирующей способности потоков рек ..	...
1.4 Особенности зимнего режима горных рек .....	...
1.5 Русловые процессы .....	...
1.5.1 Характеристики основных участков рек .....	...
1.5.2 Русловые процессы на горных участках рек .....	...
1.5.3 Русловые процессы на предгорных участках рек .....	...
1.5.4 Устойчивость русел рек .....	...
1.6 Селевые процессы .....	...
1.6.1 Классификация селей .....	...
1.6.2 Селевые бассейны .....	...
1.6.3 Количественные характеристики селевых потоков ..	...
1.7 Сток рек и социально-экономические риски .....	...
1.7.1 Проблемы трансформации стока рек на примере р. Сырдарья .....	.....
1.7.2 Методика оценки экономического риска при селевых явлениях .....	.....

## 2. СООРУЖЕНИЯ РЕЧНЫХ ГИДРОУЗЛОВ ЦЕНТРАЛЬНОЙ АЗИИ

- .....
- 2.1 Речные гидроузлы горной предгорной зоны .....
- 2.2 Водозаборные гидроузлы.....
- 2.3 Высоконапорные плотинные водозаборные гидроузлы.
  - 2.3.1 Высоконапорные плотины.....
  - 2.3.2 Водосбросы высоконапорных речных гидроузлов .. ...
  - 2.3.3 Механическое оборудование высоконапорных речных гидроузлов .....
  - 2.3.4 Водовыпускные сооружения высоконапорных плотинных гидроузлов .....
- 2.4 Низконапорные плотинные водозаборные гидроузлы ...
  - 2.4.1 Классификация низконапорных плотинных водозаборных гидроузлов.....
  - 2.4.2 Конструкции низконапорных водозаборных гидроузлов на реках Центральной Азии .....
  - 2.4.3 Типы бесплотинных водозаборных гидроузлов на реках Центральной Азии.....
  - 2.4.4 Конструкции плоских затворов для низконапорных плотинных и бесплотинных водозаборных гидроузлов .....
- 2.5 Трансформация русловых процессов при устройстве водозаборных гидроузлов .....
- 2.6 Регулирование наносного режима при водозаборе.....
- 2.7 Регуляционные сооружения для стабилизации русловых процессов .....
- 2.7.1 Условия строительства регуляционных сооружений ..
- 2.7.2 Компонентные схемы регуляционных сооружений на реках Центральной Азии .....
- 2.8 Мостовые переходы.....
- 2.9 Организация селезащитных мероприятий .....
- 2.9.1 Защита от селей в странах Центральной Азии .....

3. ПРОЕКТИРОВАНИЕ СООРУЖЕНИЙ РЕЧНЫХ ГИДРОУЗЛОВ	.....
3.1 Основы проектирования сооружений речных гидроузлов	.....
3.2 Обеспечение безопасности речных гидроузлов.....	...
3.3 Охрана окружающей среды.....	...
3.4 Проектирование подпорных сооружений речных гидроузлов	.....
3.4.1 Особенности условий работы сооружений речных гидроузлов	.....
3.4.2 Расчет бетонных и железобетонных сооружений.....	...
3.4.3 Расчет устойчивости плотины на сдвиг.....	...
3.4.4 Расчет устойчивости плотин на опрокидывание.....	...
3.4.5 Расчет устойчивости бетонных плотин на всплытие	.....
3.4.6 Проектирование грунтовых плотин.....	...
3.4.7 Крепления откосов земляных плотин.....	...
3.4.8 Конструкции противофильтрационных и дренажных устройств земляных плотин.....	...
3.4.9 Фильтрационные расчеты при проектировании грунтовых плотин.....	...
3.4.10 Устойчивость откосов грунтовых плотин.....	...
3.5 Повышение устойчивости и сейсмостойкости плотин...	...
3.5.1 Конструктивные мероприятия при строительстве бетонных плотин.....	...
3.5.2 Конструктивные мероприятия при строительстве грунтовых плотин.....	...
3.6 Расчет параметров водопропускных сооружений речных гидро- узлов.....	...
3.6.1 Пропускная способность закрытых водосбросов и водоспусков	.....

3.6.2	Расчет пропускной способности поверхностных водосбросов .....	...
3.7	Проектирование низконапорных плотинных водозаборных гидроузлов .....	...
3.7.1	Проектирование регуляционных сооружений низконапорных плотинных водозаборных гидроузлов .....	...
3.7.2	Проектирование элементов водозаборных сооружений речных гидроузлов .....	...
3.7.3	Проектированию сопрягающих сооружений низконапорных плотинных гидроузлов .....	...
3.7.4	Статический расчет подпорных стенок в составе речных гидроузлов.....	...
3.8	Конструкция Г-образного затвора-автомата уровня верхнего бьефа .....	...
3.9	Состав проектов строительства речных гидротехнических сооружений.....	...
3.9.1	Порядок составления проектной документации .....	...
3.9.2	Порядок утверждения проектной документации .....	...
3.9.3	Состав и содержание проектной документации при одностадийном проектировании.....	...
4	<b>ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ СЕЛЕЗАЩИТНЫХ СООРУЖЕНИЙ.....</b>	...
4.1	Нагрузки и воздействия от селевых потоков .....	...
4.2	Надежность и безопасность селезащитных сооружений .....	...
4.3	Определение емкости селехранилища и уравнивающего уклона .....	...
4.4	Выбор створа и типа плотины селехранилища.....	...
4.5	Грунтовые плотины селехранилищ .....	...
4.6	Бетонные и железобетонные плотины селехранилищ ...	...
4.7	Водосбросы-селесбросы.....	...

4.7.1	Строительно-эксплуатационные придонные водосбросы с многоярусными водоприемниками .....	...
4.7.2	Поверхностные водосбросы-селесбросы.....	...
4.8	Селепропускные сооружения.....	...
4.9	Селенаправляющие сооружения.....	...
4.10	Стабилизирующие сооружения .....	...
4.11	Селепредотвращающие сооружения и мероприятия. ...	...
4.12	Особенности проектирования селехранилищных гидроузлов .....	.....
4.13	Организация строительства селезащитных гидроузлов	
4.14	Мероприятия по подготовке зон создания селехранилищ	
4.15	Изучение процессов остановки селевых потоков в селехранилищах .....	...
4.16	Рекомендуемые конструкции плотин селезащитных сооружений .....	.....
4.16.1	Сквозные стержневые плотины .....	...
4.16.2	Блочные подпорные сооружения арочного типа ....	...
4.16.3	Комбинированные плотины селехранилищ .....	...
	Список используемой литературы .....	...
	Приложения .....	.....

## **ВВЕДЕНИЕ**

Внедрение современных проектов застраиваемых и реконструируемых территорий, требует обеспечения инженерной защиты с оценкой рисков опасных природных воздействий. Использование современных разработок в области планирования устойчивого развития местности, проектирования зданий и сооружений, основанных на детальном изучении социальных, экологических, экономических условий и оцениваются надежностью и минимальными рисками при воздействии стихийных бедствий. Это требует проведения систематического мониторинга окружающей среды в условиях ее изменения и дополнительных исследований причин возникновения стихийных бедствий, методов и технологий для их предупреждения и преодоления.

Основными источниками опасных природных процессов на земле являются процессы взаимодействия сложных систем планеты, характеристики которых нарушают граничные условия устойчивого состояния. Чувствительной для антропогенных экосистем является граница взаимодействия литосферы и атмосферы нашей планеты где одновременно протекает множество сложных процессов. Они сопровождаются обменом и выделением различных видов энергии и служат причинами изменений окружающих ландшафтов и климатических условий.

Анализ причин аварий и катастроф свидетельствует, что процессы гидрометеорологической природы оказывают основное влияние на проявления опасных природных воздействий. Это определяет вывод,

что основным фактором происходящих изменений современности является изменение климата и трансформация окружающей среды, которые имеют естественный и техногенный характер. Изучение качественных и количественных характеристик стихийных бедствий и их причин позволяет уточнить методы проектирования защитных инженерных систем и заблаговременно проводить предупреждающие мероприятия, что значительно снижает все виды рисков.

Поскольку реки являются продуктами климата и рельефа, то изменения гидрометеорологических и морфометрических характеристик вызывают сложные трансформации процессов, происходящих в водосборных бассейнах, поймах и руслах рек.

На территории стран Средней Азии крайне опасен риск возникновения аварий и катастроф на водохозяйственных объектах, к которым относятся плотины и водохранилища, дамбы, перемычки, берегозащитные и ограждающие сооружения, особо рассматриваются сооружения селезащиты. Высокое внимание решению этого вопроса уделяется при строительстве гидротехнических сооружений на предгорных и горных участках рек, которые характеризуются сложными гидрологическими, геологическими и гидрогеологическими условиями.

# **1. ХАРАКТЕРИСТИКИ СТОКА РЕК ЦЕНТРАЛЬНОЙ АЗИИ**

Реки являются продуктом гидрометеорологических процессов, также определяющими являются комплексы физико-географических, геолого-геофизических условий района и др., где размещен водосборный бассейн. Индивидуальность этих условий создает ряд затруднений в изучении и определении закономерностей развития параметров речных русел в бытовых условиях и в условиях антропогенного воздействия. Использование водного стока рек требует проведения ряда многофакторных исследований, результаты которых повышают достоверность применяемых методик для расчета основных характеристик устройств и мероприятий инженерной защиты и сооружений, обеспечивающих устойчивое развитие территорий.

## **1.1 Водный сток и классификация рек**

На территории Центральной Азии насчитывается более 3000 рек, большинство из которых относится к малым горным и высокогорным рекам, истоки которых расположены на высоте 3000 - 4000 м над уровнем моря. Расходы воды в реках региона в зависимости от сезона изменяются от 0,5 до 500 м<sup>3</sup>/с, а уклоны дна на различных участках от 0,001 до 0,5.

В долинной части протекают большие реки, из которых наиболее крупными – бассейнообразующими являются Аму-Дарья, Сыр-Дарья, Иле, Зеравшан, Шу, Урал, Иртыш (рисунок 1.1) [1], а также их основные притоки. Формирование водного стока рек в основном сосредоточено в горной зоне. Равнинные участки водотоков характеризуются малым количеством осадков и большим испарением, а также разбором воды на орошение и обводнение земель, здесь они становятся областью рассеивания стока [2].

Как правило на долинных участках крупные реки имеют параллельную направленность к размещению хребтов основных горных массивов, а малые и средние горные реки имеют относительное перпендикулярное направление (рисунок 1.2) [3].

При рассмотрении рек Центральной Азии используется известная классификации по группам в зависимости от величин средне-голетних расходов воды, с учетом расходов рек 1% обеспеченности (таблица 1.1) [3].

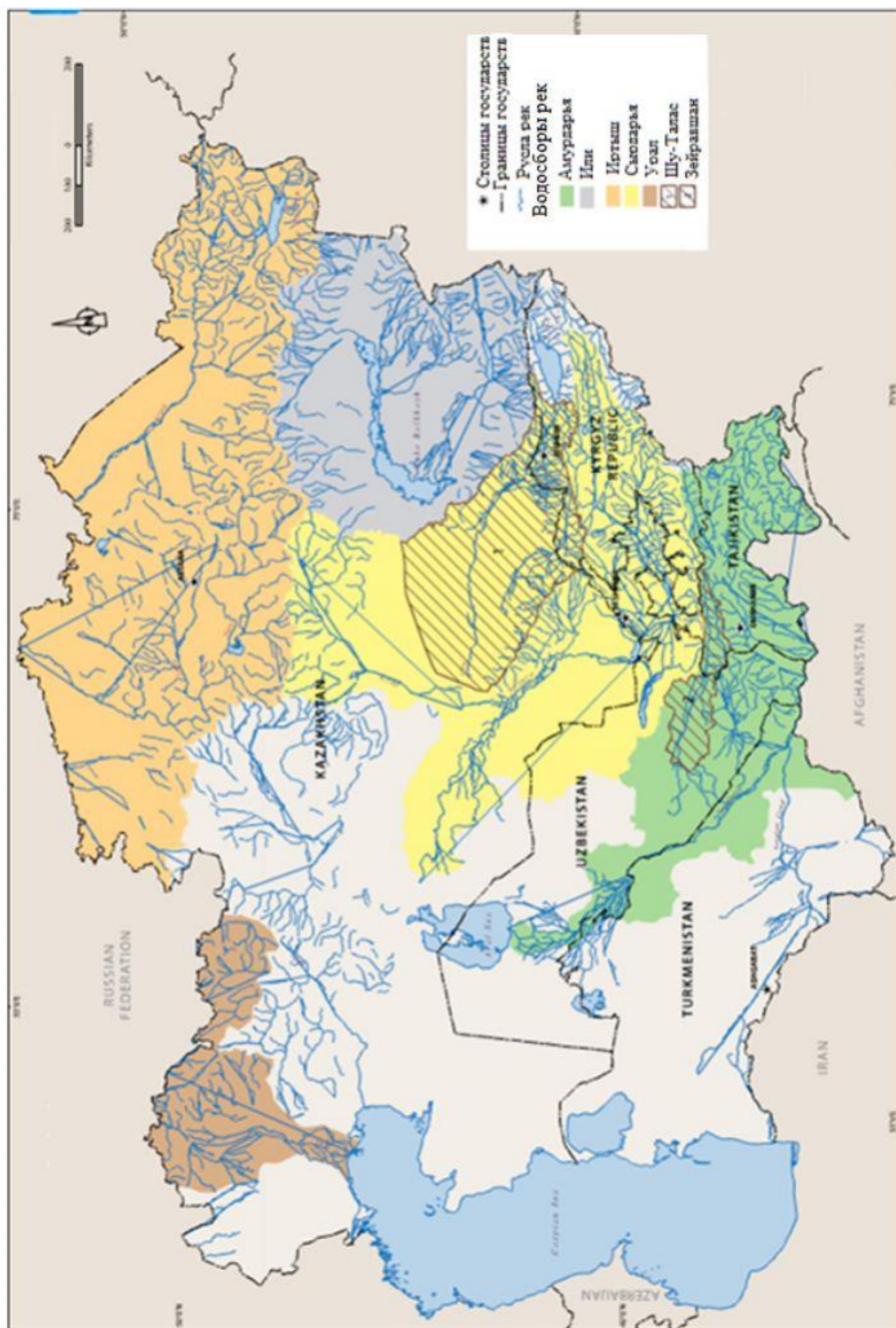


Рисунок 1.1 – Основные бассейны рек Центральной Азии

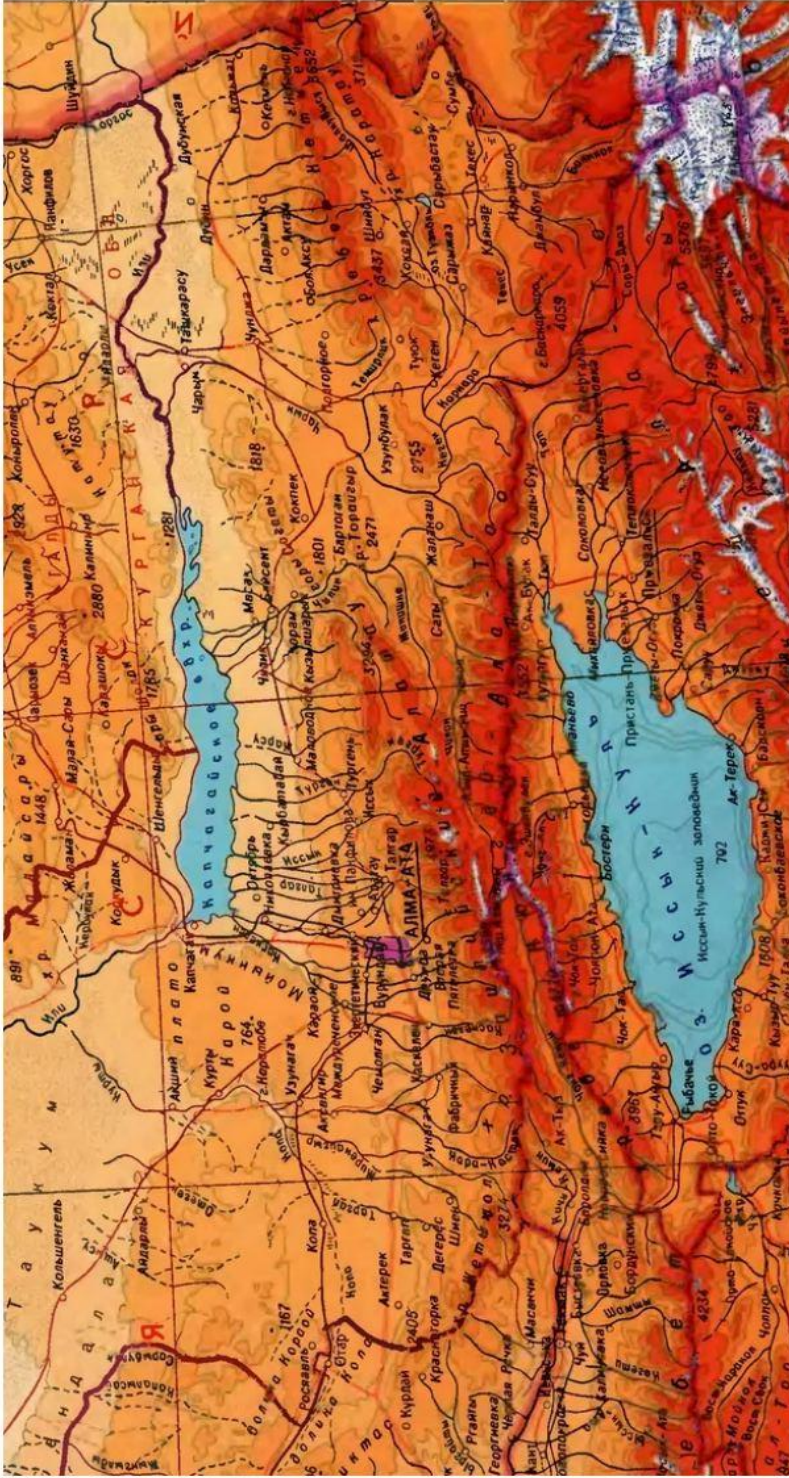


Рисунок 1.2 – Река Иле и ее притоки в зоне Алмаатинской области – пример относительной направленности

крупных и малых рек Центральной Азии

Таблица 1.1 – Классификация рек по группам

Характерные расходы рек, м <sup>3</sup> /с	Группы и подгруппы рек					
	Малые				Средние	Боль- шие
	I		II	III		
	Ia	Iб				
Средне- многолетние	0,5 ÷ 2,0	2,0 ÷ 4,0	4 ÷ 10	10 ÷ 30	30 ÷ 100	≥ 100
Максимальные	10 ÷ 30	30 ÷ 70	70 ÷ 150	150 ÷ 400	400 ÷ 1000	≥ 1000

Реки Центральной Азии получают воду: а) от таяния сезонных снегов, выпадающих в зимние периоды с низкими температурами; б) таяния высокогорных снегов и ледников; в) сезонных снегов, дождей и ливней; г) в результате выклинивания грунтовых вод.

В среднем для всех рек можно считать, что таяние снега дает 50 - 60%, ледники до 15%, дождевое питание 10 - 20%, грунтовые воды до 10 - 20% годового стока. Ледниковый сток проходит по руслам в июле- августе и частично в сентябре. Снеговой паводок проходит в марте - июле, когда реками выносятся до 60% годового стока [2].

Формирование жидкого стока водотоков происходит в основном в горной зоне бассейнов за счет талых вод снегов и ледников. Поскольку в комплексе факторов, формирующих сток, главным является климат, тесно связанный со сложным орографическим строением территории, гидрографы рек значительно отличаются друг от друга. Это

отличие по типу питания, по характеру многолетнего, внутригодового и внутри суточного распределения стока. Реки, берущие начало на высоких ярусах гор, питаются преимущественно высокогорными снегами и ледниками (реки снегово-ледникового питания), характеризуются затяжными паводками во второй половине лета. Реки с более низкими абсолютными отметками поверхностей бассейнов водосборов питаются за счет таяния сезонных снегов (реки снегового питания), они характеризуются более ранними паводками [4].

Реки, начинающиеся в самых нижних ярусах гор, питание которых происходит в основном за счет жидких осадков, имеют небольшие водосборные площади и отличаются резкими кратковременными паводками, несущими большое количество наносов. После прохождения дождей эти водотоки обычно пересыхают, а в случае родниковой подпитки имеют незначительную водоносность.

Группировка рек Центральной Азии по типу питания и характеру внутригодового распределения стока осуществляется по методу В.А. Шульца [11] в зависимости от показателя питания, определяемому по формуле:

$$\delta = \frac{W_{VII-IX}}{W_{III-VI}}, \quad (1.1)$$

Этот показатель является соотношением между средним объемом стока в летние месяцы ( $W_{VII-IX}$ ) половодья, и в месяцы весеннего половодья ( $W_{III-VI}$ ).

По этой классификации реки могут быть поделены на группы по месяцам с максимальным стоком воды (таблица 1.2).

Таблица 1.2 – Классификация рек Центральной Азии по типу питания

Месяцы с максимальным стоком	Тип питания рек	Индекс питания	Группы рек; показатель питания – $\delta$
VII-VIII	с весьма значительным преобладающим питанием за счет ледников и высоко-горных снегов;	I-a	I – Реки ледниково-снегового питания; $\delta = 1$
VI-VII-VIII	с преобладанием питания за счет таяния ледников, горных и сезонных снегов;	I-б	
V-VI	с существованием преобладанием питания за счет таяния высоко-горных и средярусных снегов;	II-a	II – Реки снегово-ледникового питания; $\delta = 0,27 - 0,99$
V-VI	с явным преобладанием питания за счет таяния сезонных снегов среднего и нижнего ярусов гор чрезвычайно близким к рекам снегового питания;	II-б	

IV-V-VI	чрезвычайно близкие к рекам снегового питания;	II-в	
IV-V	Снегового питания из нижнего яруса гор и долин	III	III – Реки снегового питания; $\delta = 0,18 - 0,26$
III-IV-V	Снегово-дождевого питания из долинных районов	IV	IV – Реки снегово-дождевого питания; $\delta = 0,00 - 0,17$

Гидрографы рек всех типов питания в летний период характеризуются наличием большого количества локальных пиков, создаваемых выпадающими дождями (рисунок 1.3). Теплые ливневые дожди значительно ускоряют процессы таяния снегов и ледников, это и является причиной образования опасных явлений - селевых паводков. В эти периоды пики гидрографов могут значительно превышать пики обычных паводков. Селевые паводки могут возникать на всех реках горной зоны, и как правило приходятся на периоды времени до наступления закономерного паводкового периода.

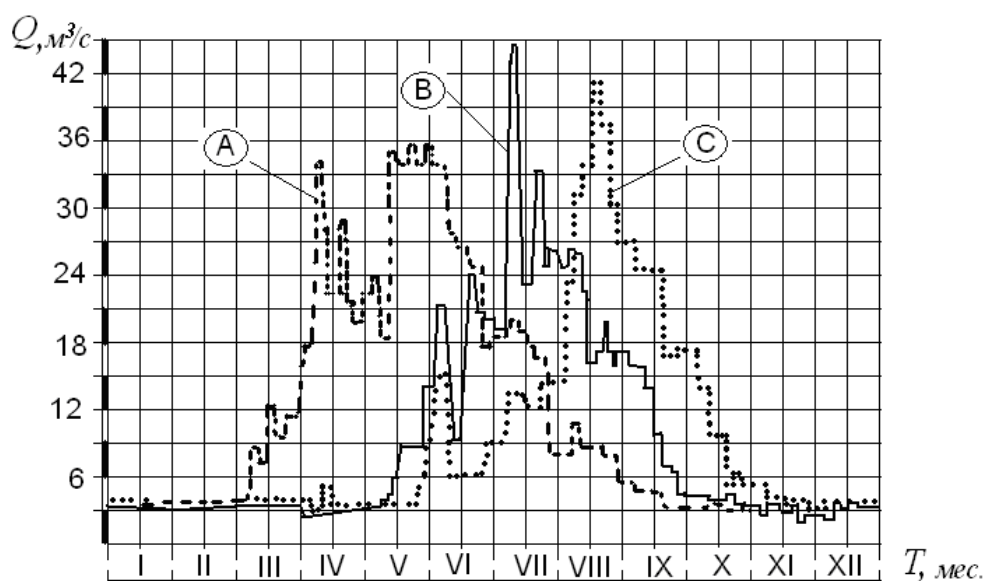


Рисунок 1.3 – Гидрографы характерных по типу питания малых горных рек Центральной Азии: А – реки снегового питания;

Б – реки снегово-ледникового питания; В – реки ледниково-снегового питания

Питание рек в период межени происходит в основном за счет подземных вод, поэтому гидрографы зимнего периода имеют сравнительно спокойный характер [5].

Для всех горных рек характерно колебание расходов воды в течение суток. Эти колебания наиболее резко проявляются в теплый период, при этом нарастание и спад уровней воды достигает 20-30 см/мин и более.

В верховьях рек имеются многочисленные моренные озера, при прорыве которых паводковые расходы увеличиваются в 2-3 раза по сравнению с расчетными значениями [6].

В зависимости от режима климатических условий изменяется водоносность рек. Различают многоводные годы, когда водность рек выше средней, средние и маловодные годы, когда она ниже нормы.

В изменении годового стока рек Центральной Азии существует закономерность повторения многоводных и маловодных лет группами.

Вероятность повторения за многоводным годом лет с водоносностью не ниже средней составляет - 0,81, а за маловодным годом лет с водоносностью не выше средней - 0,84 [2].

## **1.2 Показательные расходы воды горных рек**

### **1.2.1 Среднегодовое количество расходов воды**

Для горных рек Центральной Азии характерным является относительная устойчивость годового стока воды. В случае ледниково-снегового или снегово-ледникового питания водотоков за его расчетное среднегодовое значение – **за норму может быть принят средний годовой расход за фактический период наблюдений**, если этот период составляет не менее 10 – 15 лет. Это относится к рекам с показателем типа питания  $\delta > 1$ . Для рек снегового питания с  $\delta \leq 0,26$  необходимый период наблюдений должен быть не менее 25 лет.

Современные исследования стока [16] некоторых горных рек Центральной Азии различного типа питания свидетельствуют, что величины среднегодовых расходов воды за периоды 49 – 80 лет увеличились [15, 16].

### **1.2.2 Максимальные расходы воды**

Максимальные расходы воды на горных реках ледниково-снегового, снегово-ледникового формируются в основном за счет таяния снегов, ледников и, частично, от дождевых вод. Дождевые пики накладываются на основание гидрографа, образованное талыми и подземными водами. Иногда эти пики отсутствуют или имеют небольшие величины по сравнению с расходом от талых вод.

На реках снегового питания максимальные расходы воды формируются за счет таяния сезонных снегов на нижнем и частично на среднем ярусах гор и выпадения ливневых осадков. Последние часто играют решающую роль в образовании годовых максимумов. Дождевые паводки в некоторые годы наблюдаются в осенне-зимний период, преимущественно в ноябре, увеличивая расходы воды в реках в 5 - 10 раз по сравнению с среднемноголетними расходами.

Для определения расчетных максимальных расходов воды на реках используется метод наибольшего правдоподобия [16]. Предварительно обрабатываются ряды наблюдений по рекам, полученные с помощью гидропостов на однородность по критериям Колмогорова, Стьюдента и Фишера. В результате получают расчетные максимумы 1%, и 10% обеспеченности.

Выполненный сравнительный анализ результатов расчетов свидетельствуют [16, 17], что расходы указанной обеспеченности у горных рек независимо от типа питания практически не изменились за период с 1980 г. по 2010 год, а определённые изменения лежат в пределах точности расчетов.

### **1.2.3 Минимальные расходы воды**

Период стока минимальных расходов воды - межени на горных реках Центральной Азии наблюдается в холодное время года, когда про-

цессы таяния льда и снега затухают, а питание рек в основном происходит за счет подземных вод. Чем ниже находятся абсолютные отметки водосброса реки, тем большую роль в формировании стока в межень играют дожди и оттепели. На высокогорных реках меженный сток наиболее устойчив.

На реках ледниково-снегового и снегово-ледникового питания, влияние дождей и оттепелей мало и минимальные расходы связаны с истощением запасов подземных вод в конце межени. В основном на этих реках минимальные расходы воды наблюдаются в марте-апреле.

На реках, имеющих снеговое питание, истощение запасов подземных вод наблюдается в январе-феврале и минимальные годовые расходы, зависящие также от дождей и оттепелей, могут наблюдаться с сентября по февраль с преобладанием в январе.

#### **1.2.4 Руслоформирующие расходы**

Руслоформирующие расходы являются основным фактором, определяющим форму и процессы, происходящие в руслах рек. Таким расходом воды считается тот, при котором величина воздействия на русло эквивалентна воздействию всего гидрографа [4].

Анализируя русловые процессы на участках рек любого типа, можно прийти к выводу, что каждый расход является руслоформирующим. Потому что изменение расходов вызывает определенные деформации дна и берегов, устойчивые на определенный момент времени. Но

при быстром изменении проходящих расходов воды в реке русловые формы отстают в своем развитии, они часто не соответствуют кратковременно воздействующим условиям. Эти изменения происходят в определенном диапазоне, а значения меньше экстремальных величин. Из-за этого формы русел изменяются в ограниченных пределах, и имеют определенные характеристики, которые отличают один водоток от другого [8, 15].

По мнению Глушкова В.Г. расходы воды, уровни которых совпадают с уровнем русловой бровки являются руслоформирующими. Результаты исследований свидетельствуют, что высота бровки пойменных образований зависит от высоты уровней в половодье и длительности их наблюдений, а также от фракционного состава наносов и мутности потока. Уровни воды в реке могут быть выше или ниже бровки, но они занимают определенное положение [4, 13].

Известно, что чем больше расходы воды, тем больше руслоформирующая деятельность протока, но здесь фактор времени играет более важную роль. Поэтому при больших, но кратковременных расходах воды формы русел не успевают измениться до параметров, характерных этому потоку. В свою очередь, определение такого расхода имеет большое практическое значение, так как его величина может быть использована для определения основных параметров проектируемых сооружений речных гидроузлов.

Алтунин С.Т. в качестве руслоформирующего рекомендовал максимальный расход воды, повторяющийся раз в пять - десять лет, расходы 20% - 10% обеспеченности. Арыкова А.Н в качестве руслоформирующего расхода рекомендует использовать расход воды 1% обеспеченности [17, 18].

### **1.3 Сток наносов на горно-предгорных участках рек**

#### **1.3.1 Характеристики наносов рек Центральной Азии**

Реки Центральной Азии отличаются высокой эрозионной деятельностью и соответственно большей средней годовой мутностью, которая изменяется в широком диапазоне от 0,01 до 18 кг/м<sup>3</sup>. Наибольшую мутность имеют южные реки. Если мутность северных рек не превышает 0,2 - 0,3 кг/м<sup>3</sup>, то у южных рек мутность больше 3 кг/м<sup>3</sup> (рисунок 1.4).

Наносный режим рек зависит от гидрологических топографических - рельефных, морфометрических, почвенно-геологических условий местности.

Горные участки рек в зависимости от направления течения имеют ряд особенностей твердого стока, которые необходимо учитывать при проектировании речных гидротехнических сооружений. Этому во-

просу посвящены работы многих ученых, занимающихся гидроморфметрией рек, проблемами водозабора, проектирования дорог и мостов, защитой территорий от селей и затоплений и др. [2, 3, 4, 5, 7, 8].



Рисунок 1.4 – Движение двухфазного потока (вода-наносы) на участке реки Талгар в отмытке предварительно сформированной паводковыми расходами

В общем случае можно отметить следующие особенности рек региона в зависимости от их расположения [4, 8]:

1. Малые и средние реки, текущие поперек хребтов, имеют:

– высокую интенсивность нарастания уровней (до 20 см/мин) и расходов (до 185 м<sup>3</sup>/мин), особенно в период нарастания паводков;

– малое количество наносов в межень и большое их количество в паводок;

– ярко выраженную зависимость величины содержания наносов от колебания расходов воды, чередования годов с различной водностью;

– высокую плановую устойчивость русла в паводок и неустойчивость в межень;

– высокую вертикальную устойчивость русла в межень и неустойчивость в паводок.

2. Средние и большие реки, текущие вдоль хребтов, кроме перечисленных особенностей, отличаются транспортом значительного количества наносов в межень (до 1 кг/м<sup>3</sup>). Прогноз русловых деформаций на долинных участках затруднен, а в ряде случаев практически не возможен.

3. Крупность наносов, проходящих в паводок в реках, протекающих поперек хребтов составляет более 500 мм, больше чем у рек, протекающих вдоль хребтов – не более 150 мм.

Движение воды на горных и предгорных участках рек в основном имеет бурный характер течения и обладает большим запасом гидравлической энергии. Это является причиной для выноса вниз по течению большого количества наносов, основная масса которых откладывается на долинном участке.

Фракционный состав наносов изменяется в широком диапазоне от мельчайших частиц до крупных камней и валунов в диаметре 500-600 мм и более [3, 9].

Основными факторами, определяющими транспортирующую способность водного потока, являются уклоны дна рек и расходов воды, которые изменяются в значительных пределах. Эта закономерность выражена на переходном участке горных водотоков с изменением уклона дна русла или с изменением гидравлических условий. На предгорных участках, как правило, с уменьшением скорости течения и продольных уклонов по дну реки перемещаются наносы более мелкого состава, которые имеют вид песчано-галечниковых гряд.

Основную часть транспортируемых наносов составляют взвешенные, доля которых в общем балансе наносного стока изменяется от 0,4 до 1,0. Количество и фракционный состав взвешенных наносов меняются не только для различных рек и различных по водоносности лет, но и для различных участков одной и той же реки [9]. Большая часть стока взвешенных наносов, как и донных, приходится на период больших расходов, особенно на период дождевых пиков, когда склоновая эрозия достигает наибольших размеров. Однако, тесной связи между мутностью и расходами воды не обнаруживается: при одном и том же расходе воды в реке в начале пика паводка насыщенность потока наносами заметно выше, чем на его спаде [10].

Наносный режим рек также зависит от эрозионной деятельности, которую можно характеризовать интенсивностью смыва с поверхности

склонов водосборов. В среднем интенсивность смыва не превышает 10  $t$  с 1  $км^2$  в год. Максимальный смыв наносов превосходит 2500  $t$  с 1  $км^2$ . Большие скорости течения и мутность рек Центральной Азии приводят обычно к сильной изменчивости русел на равнинных участках [3, 10].

Транспорт наносов представляют, как проявление глобального флювиального геоморфологического процесса. Количественное и качественное содержание наносов в реках определяется несколькими основными факторами [11, 12]:

- количеством и характером осадков, выпадающих в водосборном бассейне;
- видом и количеством растительности;
- температурным режимом;
- свойствами почвогрунтов и горных пород, слагающими водосборную поверхность;
- энергетическими характеристиками отдельных районов бассейна (уклоны и формы склонов);
- антропогенным воздействием.

Плотность материала наносов изменяется в небольших пределах от 2055 до 2800  $кг/м^3$ . Наиболее распространенными являются наносы с плотностью 2650  $кг/м^3$ . При этом наносы в зависимости от геометрических размеров отдельных частиц подразделяются на глиноземы размером более 0,001 мм, начиная с 0,01 - кремнеземы и гравелисто-галечниковые седименты [13].

В странах бывшего Советского Союза пользуются шкалой гидравлической крупности В.Н. Гончарова [4]:

1) для наносов с диаметром частиц менее 0,20 мм (ламинарная область обтекания при  $Re_d \leq 1$ )  $w = 0,66d^2$ , м/с ( $d$ , мм);

2) для наносов с крупностью частиц от 0,2 до 1,5 мм (переходная область обтекания при  $1 < Re_d \leq 300$ )  $w = 0,11d^{1,04}$  м/с ( $d$  мм);

3) для наносов крупнее 1,5 мм (турбулентный режим обтекания при  $Re_d > 300$ )  $w = 0,134d^{0,5}$  м/с ( $d$  мм).

Наносы с геометрической крупностью менее 0,2 мм устойчиво удерживаются внутри потока воды. Большая их часть проходит путь от истока до устья реки за один год. Под влиянием различных факторов и величин времени отложения, состоящие из таких частиц, способны уплотняться и развивать значительные силы сцепления, делаясь трудно размываемыми.

Наносы, состоящие из песчаных фракций, не имеют сил сцепления и удерживаются на дне водотоков только за счет силы тяжести. Наиболее легко размываемыми отложениями наносов в природе являются песчаные частицы крупностью от 0,2 до 0,4 мм [13].

Частицы песчаных наносов до 2 мм представляют собой отдельные части горной породы или кристаллы минералов. Принято считать, что частицы с диаметром меньше указанного размера не меняют форму по пути следования от момента образования в пределах водосборного бассейна до отложения в устьях рек. Скальные частицы крупностью от

2 до 5 мм в составе речных наносов встречаются редко, что как считается, обусловлено особенностью процессов их образования и выветривания горных пород [3, 4, 13, 14, 15].

Более крупные частицы относят к гравелисто-галечниковым наносам, которые представляют собой окатанные зерна, форма которых близка к трехосному эллипсоиду. Как показали результаты многочисленных исследований, окатанная форма крупных камней, частиц гравия и галечника получается в результате обтекания их водой при их остановке или более медленном перемещении [16]. После достижения определенной конфигурации окатка отдельностей замедляется, или прекращается. При этом исследования показали, что отдельные частицы наносов не подвергаются истиранию по ходу перемещения по реке, а поддаются процессу сортировки, который активно проявляется при прохождении руслоформирующих расходов воды [13, 17, 18].

В практике оценки наносов и отмосток русел используется диаграмма Хьюлстрема, которая определяет связь скоростей водного потока с русловыми наносами и отложениями  $V_H \sim d$ , приведённая на рисунке 1.5 [20].

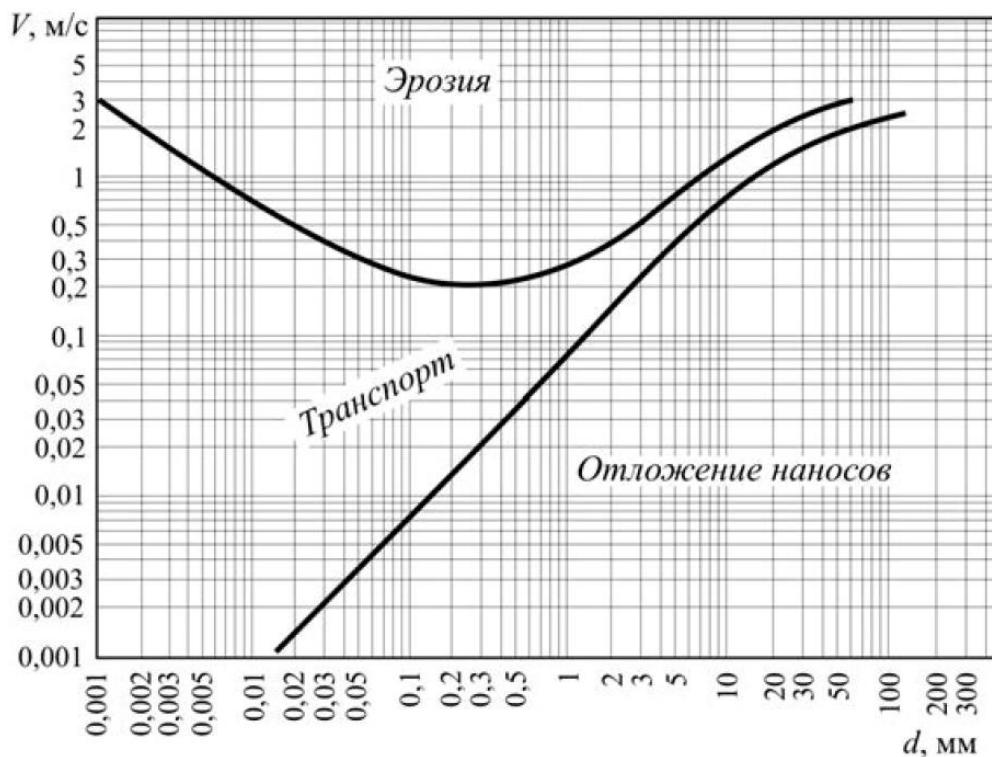


Рисунок 1.5 – Диаграмма приблизительно иллюстрирующая влияние средней скорости водного течения на транспортировку, отложение или, наоборот, размыв (эрозию) ранее отложенных частиц разного размера

На диаграмме видно, что зона транспорта наносов сужается в зоне перехода илстых частиц к песчаным образованиям и имеет узкий диапазон транспортирующих скоростей, при которых транспортируются наносы.

Это определяет их остановку при снижении скорости воды. В то же время наносы с  $d < 0,01$  мм взвешиваются при малых скоростях течения [19]. Продолжение кривых в область наносов больших диаметров показывает, что транспорт и перемещение частиц происходят при таких скоростях, которые наблюдаются только при паводковых расходах. В период межени их транспорт прекращается, а остановка наносов приводит к образованию аллювиальной отмостки из материала, крупность которого превышает критическую для данной скорости воды.

Более мелкие наносы ( $d < d_{кр}$ ) выносятся на нижерасположенные участки русла с меньшими уклонами, где они образуют свою отмостку. Транспорт песчаных наносов в межень не прекращается, но его область сужается, так как скорости течения в периферийных зонах становятся меньше неразмывающих.

### **1.3.2 Расчет транспортирующей способности потоков рек**

В инженерной практике считается, что на участках рек, находящихся в одинаковых природных условиях, относительное соотношение фракций транспортируемых наносов с различной крупностью остается постоянным, которое можно выразить в количественной форме. В работе «Гидроморфометрические характеристики горных рек» В.Ф. Талмаза и А.Н. Крошкин [8] рекомендовали номограмму (рисунке 1.6).

Эта номограмма используется для расчетов при определении осредненного фракционного состава влекомых наносов при рассмотрении сооружений устраиваемых на участках горных рек с уклонами от 0,02 до 0,08 и расходами 10 – 100 м<sup>3</sup>/с.

Для работы по номограмме средний диаметр русловых отложений определяется по формуле [8]:

$$d_{cp} = Ki^{0,9} \left( \frac{Q_{pф}}{\sqrt{g}} \right)^{0,4}, \quad (1.2)$$

где  $K$  – коэффициент, равный 1,6 или 3,0:

1,6 – при расчете среднего диаметра наносов, транспортируемых расходами воды с величинами меньше руслоформирующих;

3,0 – при рассмотрении русловых отложений или наносов, транспортируемых руслоформирующим расходом;

$i$  – уклон дна реки.

$Q_{pф}$  – руслоформирующий расход воды расход.

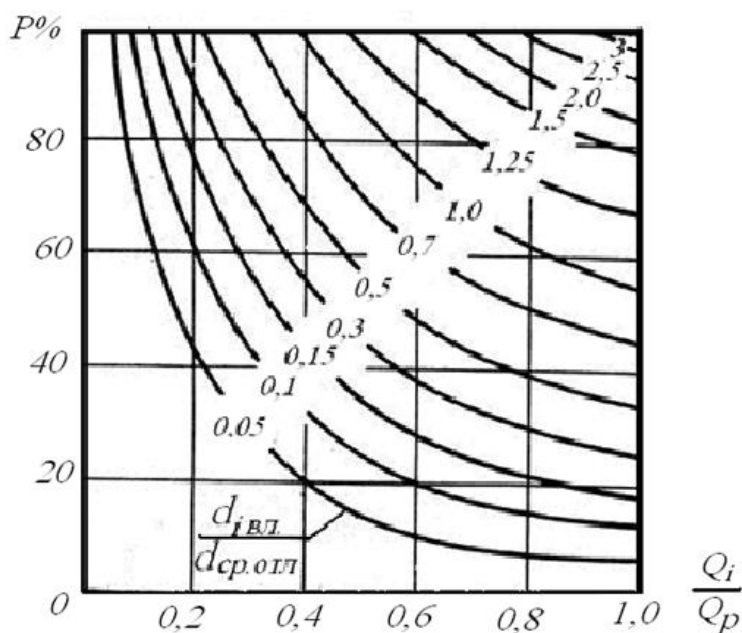


Рисунок 1.6 - Номограмма для определения фракционного состава влекомых наносов в зависимости от отношений рассматриваемых речных расходов  $Q_i$

к руслоформирующим расходам  $Q_p$  и расчетных фракции наносов  $d_{ивл}$  к средневзвешенному диаметру русловых отложений  $d_{ср.отл}$ .

Транспортирующую способность водного потока оценивают в зависимости от величины превышения средней скоростью потока значе- ний критических скоростей сдвига расчетных фракций наносов, имею- щих средний диаметр в смеси.

Влекомые наносы формируют шероховатое дно речного русла, образуют многочисленные выступы. Поток воды, соприкасаясь с этими

выступами циркулируя и срывая частички с верхнего слоя, перемещает их и затрачивает на это часть энергии, что уменьшает скорость воды. Таким образом транспорт частиц наносов зависит от характера их сопротивления силовому воздействию воды. Основными критериями устойчивости частиц в естественном речном русле на горно-предгорных участках является показатель разницы средней скорости потока и скорости воды при остановке наносов [4, 8].

Расход влекомых наносов на участке реки определяется по формуле:

$$G_H = q_H B_H . \quad (1.3)$$

где  $q_H$  – удельный расход влекомых наносов, кг/с, м;

$B_H$  – ширина рассматриваемого участка русла с активным движением наносов.

– для первой паводковой волны удельный расход влекомых наносов [10]:

$$q_H = 0,14 \frac{(v)^4}{\sqrt{h}} (1,2v - 0,12v_{o.H}) , \quad (1.4)$$

– для второй паводковой волны:

$$q_H = 0,035 \frac{(v)^4}{\sqrt{h}} (0,8v - 0,67v_{o.H}) , \quad (1.5)$$

Ширина рассматриваемого участка русла с активным движением наносов определяется по формуле:

$$B_H = B \sqrt{\frac{m}{m+1}}, \quad (1.6)$$

$B$  – ширина водного потока в речном русле, при отношении  $B/h > 10$  ( $h$  – средняя глубина водного потока), водный поток приводится к прямоугольному поперечному сечению, для горно-предгорных участков рек ширина водного потока определяется по формуле [3, 8]:

$$B = \frac{2,6}{i^{0,2}} \left( \frac{Q_i}{\sqrt{g}} \right)^{0,4} \times K, \quad (1.7)$$

$K$  – коэффициент, учитывающий величину рассматриваемого расхода; при руслоформирующем расходе равен (1,0); для расходов меньше руслоформирующих определяется по формуле [14, 15]:

$$K = \left( \frac{Q_i}{Q_{p\phi}} \right)^{\frac{0,4(1,06-i^{0,06})}{i^{0,06}}}, \quad (1.8)$$

где  $Q_i$  – рассматриваемый расход водного потока;

При этом скорость воды, соответствующая остановке наносов, определяется по формуле [8]:

$$v_{o.n} = 2 \frac{m-1,5}{m+1} \left( \frac{h}{d_{om}} \right)^{\frac{1}{m}} \sqrt{\frac{\gamma_H - \gamma}{\gamma} g d_{i.cp}}, \quad (1.9)$$

где  $m$  – знаменатель показателя степени при степенном законе распределения скорости по вертикали потока, для горно-предгорных участков рек [8]:

$$m = 1,5 + 0.314C / \sqrt{g}, \quad (1.10)$$

$\gamma$  и  $\gamma_H$  – плотность воды и материала наносов, принимается равной 1000 и 2650 кг/м<sup>3</sup> соответственно;

$h$  – средняя глубина воды на прямолинейном участке:

$C$  – коэффициент Шези.

Средняя глубина на прямолинейном участке русла:

$$h = \left( \frac{Q_i}{5Bi^{0,2}} \right)^{\frac{1}{1,7\sqrt[3]{i+1,5}}}, \quad (1.11)$$

$d_{om}$  – средний диаметр отмостки русла:

$$d_{om} = 4,5i^{0,9}, \quad (1.12)$$

$d_{i.cp}$  – средний диаметр транспортируемых наносов; при рассмотрении руслоформирующих расходов  $Q_{pф}$  применяется равенство  $d_{i.cp} = d_{om}$ ; в случае расчетов для расходов меньше руслоформирующих  $Q_i$  [14]:

$$d_{i.cp} = d_{om} \left( \frac{Q_i}{Q_{pф}} \right)^{1,1}, \quad (1.13)$$

Расчетные зависимости по определению расхода наносов и методики для расчета фракционного состава наносных смесей применяются при проектировании речных гидротехнических сооружений. В частности, с их помощью определяются параметры русловых отстойников, наносозащитных и нанососбросных устройств водозаборных гидрозвулов, регуляционных сооружений используемых для защиты берегов и выравнивания русел и др.

#### **1.4 Особенности зимнего режима горных рек**

Ледовые явления рек Центральной Азии напрямую зависят от климатических особенностей района, залегания водосбора, гидрографии реки и ее притоков и гидрографических условий местности. Помимо

общих, резко континентальных климатических условий всей горной части Центральной Азии, климатическая особенность бассейнов горных рек обуславливается расположением ограничивающих их горных хребтов, которые создают либо закрытые периферийно-отдельные горные районы, либо открытые и легко продуваемые влажными ветрами районы. При этом в закрытых горных районах большое значение имеют величина площади самого района и главным образом высота окружающих его хребтов. В крупных закрытых районах изменения температуры сказываются более резко и длительно (Горно-Бадахшанская автономная область Таджикистана) [2]. Другая ситуация наблюдается в малых закрытых и в открытых районах. Климат здесь значительно мягче, осадки обильнее, несмотря на большую изменчивость зимних морозных периодов в горах. Волны холода сменяются оттепелями – наблюдается цикличность, которая зависит от продолжительности каждого цикла.

Для закрытых горных районов в солнечные дни изменения температур в течении суток составляют от 28 до 40°. Зимним днем на солнце, у поверхности земли, температура воздуха повышается до +6,3°C, сильно снижаясь в предутренние часы суток. Это способствует образованию ледовых явлений на реках.

Гидрология горных рек, имеющих большие уклоны дна русла, в зимний период времени характеризуется прохождением незначительных расходов воды. При этом уровни воды находятся ниже поверхно-

стей порогов и крупных валунов, что приводит к образованию циркуляционных течений и повышенной турбулентности. Водный поток переохлаждается за счёт аэрации холодным воздухом и ускоренного перемешивания переохлажденных поверхностных слоев воды с более теплыми придонными [4].

Приведённые условия ослабляют образование поверхностного льда, но способствуют зарождению кристаллов льда внутри водной массы. Эти ледовые образования динамического типа называются шугой. На начальной стадии шуга состоит из тонких дискообразных пластинок диаметром 1–3 мм. Пластинки находятся во взвешенном состоянии,

а их движение представляет собой «подводную метель» [12].

По данным исследований на участках реки длиной 300 м и шириной 30 м за ночь может образоваться около 25,5–51,0 т шуги [4]. Первоначально кристаллы шуги имеют угловатую форму, затем они сростаются друг с другом в виде хлопьев, которые всплывают на поверхность, где образуют водно-шуговой лед. Если турбулентность в реке препятствует уплотнению шуги, то ее хлопья сростаются в плотно упакованные тарелочки.

На ледовый режим горных рек, кроме климатических факторов в значительной степени оказывают влияние родниковая подпитка. Из-за этого на реках, имеющих мощную подпитку из подземных источников, шуголедовые и ледовые явления проявляются слабо или вовсе отсутствуют [4].

Большинство из малых горных рек Центральной Азии имеют незначительные расходы воды в зимний период времени, что вводит ограничения по их круглогодичному использованию для хозяйственных нужд. Строительство постоянных водоприемников на реках со среднезимним расходом воды меньше  $0,25 \text{ м}^3/\text{с}$  является не рациональным, из-за большой вероятности полного замерзания потока воды.

Затруднения, вызываемые шугой, проявляются в закупорке решеток водоприемников и в образовании зажоров в руслах рек, отводящих каналах, обмерзание напорных водоводов.

Качественная и количественная оценка ледовых явлений на горных реках производится при определении расхода шуголедовых образований, их стока и максимального коэффициента шугонасыщения потока [15]. Эти данные устанавливаются замерами шуги или теоретически по данным гидрологических наблюдений за многолетний период [23].

Проведенные исследования свидетельствуют, что горные реки, несмотря на свою схожесть по типу питания, географическому положению, имеют различные гидрологические характеристики в зимний период.

На реках с мощной родниковой подпиткой практически не наблюдается шуголедовых явлений, а имеющиеся – по своим параметрам (забереги и донный лед) не опасны для гидротехнических сооружений, работающих в зимний период. Реки без родниковой подпитки имеют более сложные ледовые образования в зимний период, которые

выражаются в установке значительного ледяного покрова, мощных заберегов, заторов и зажоров с образованием большого количества шуги.

Так же на зимний режим рек оказывают влияние пойменные условия по длине водотока. Горные реки с более глубокими поймами формируют вдоль русел зону определенного климатического режима. Это ослабляет образование ледовых образований.

Как показывают произведенные замеры по определению количества шуговой массы в потоке, наибольшее ее количество образуется при температурах воздуха от  $-2^{\circ}\text{C}$  до  $-15^{\circ}\text{C}$  при пониженном атмосферном давлении ниже 710 мм. рт. ст. Понижение температуры воздуха ниже  $-16^{\circ}\text{C}$  вызывает интенсивное образование ледяного покрова на реках, что существенно уменьшает свободную поверхность потока, соприкасающуюся с холодным воздухом. Это снижает интенсивность шугообразования [4].

На горных реках имеется ледовый сток при положительных температурах воздуха. Это обусловлено размягчением и отрывом донного льда и льда заберегов водным потоком.

Результаты исследований показали, что распределение шуговой массы по вертикали водного потока зависит от величины коэффициента содержания шуги в потоке  $m_{cp}$ . При увеличении коэффициента  $m_{cp}$  шуговая масса транспортируется на большей глубине. С увеличением коэффициента содержания шуги в потоке, верх шуговой массы транспортируется над водной поверхностью в виде шапки. Максимальная величина шуговой шапки на реке Ала-Арча достигала величины 0,05 м

при коэффициентах шугонасыщения  $m_{cp}=0,25$ . Как показали последующие исследования указанное значение коэффициента насыщения воды шугой был предельным для представленных условий [4].

При прохождении порожистого участка реки потоком с шугой, шуговая масса перераспределяется по всей глубине, а ее всплытие до первоначальной глубины происходит на расстоянии 2 - 2,5 м от порогов при скоростях потока  $0,7\div 0,8$  м/с.

## **1.5 Русловые процессы**

### **1.5.1 Характеристики основных участков рек**

Все реки Центральной Азии по расположению, характеру движения воды и составу грунтов, слагающих русла, можно разделить на три участка [4]:

1. Верхний или горный – от истоков до выхода реки из ущелий;
2. Средний или предгорный – от начала конуса отложений речных наносов до зоны выклинивания подрусовых вод;
3. Нижний или долинный – от зоны выклинивания до впадения в основную водную артерию.

Образование устойчивых переломов в продольном профиле (рисунок 1.7) очень часто является следствием сползающих осыпей, впадения в основной поток боковых притоков, несущих большое количество

крупных наносов, аллювиальные отложения, которые резко нарушающих характер течений.

Продольный уклон горных участков для различных рек изменяется в пределах 0,02 - 0,2 [3, 10]. Из-за резких изменений уклонов горную часть водотоков подразделяют на четыре характерных части: исток, верхнюю, среднюю и нижнюю, которые отличаются друг от друга. Исток и верхний участок рек находится в зоне альпийских лугов.

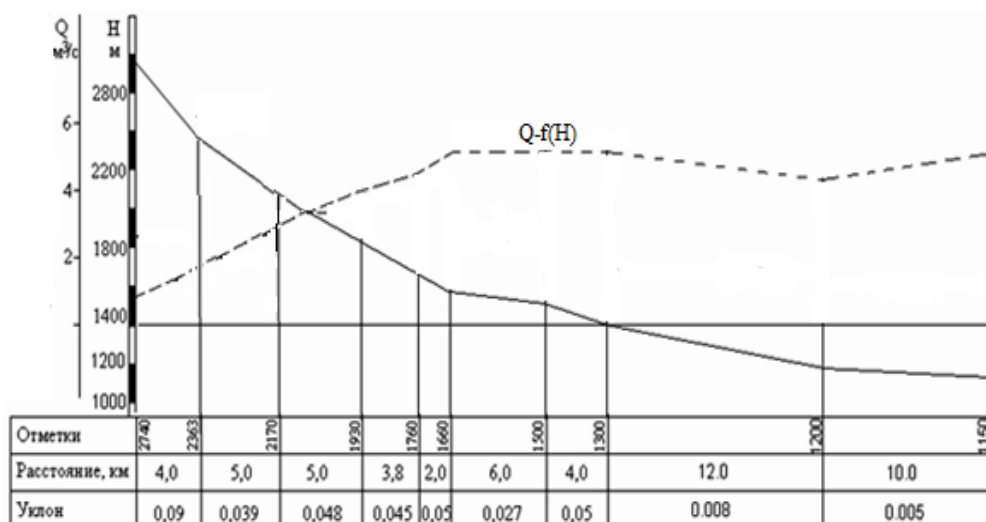


Рисунок 1.7 – Характерный продольный профиль малых горных рек Центральной Азии

Средний горный участок имеет в среднем уклон, равный  $i=0,06$ . Долины рек имеют V - образную форму ущелья. Здесь расходы воды

резко увеличиваются вниз по течению за счет впадения многочисленных притоков.

Нижние горный участок рек имеют уклон не более 0,05. Пойменный рельеф нижних и средних участков горных водотоков обеспечивает возможность создания речных гидротехнических комплексов.

Далее, ниже по течению рек, нижний участок переходит в предгорный с уклонами 0,01-0,04, которые на всем протяжении изменяется не значительно. Долины рек имеют U - образную форму ущелий. Предгорные участки рек находится в менее труднодоступных для строительства условиях, и поэтому в большинстве случаев используется для расположения на ней головных объектов питания ирригационных систем.

На выходе из ущелий гор боковые склоны выполаживаются, в этом месте поток из ущелья выходит в долину, т.е. проходит по предгорному участку по собственному конусу выноса. Здесь водоток занимает относительно большую ширину и часто разбивается на ряд мелких рукавов. Вода в вегетационный период полностью или частично разбирается в ирригационные системы. Небольшие остатки ниже водозаборных сооружений, просачиваясь в толщу галечно-песчаных отложений, теряются. Поэтому долинные участки горных рек часто безводны, если не считать выклинивания подземных вод, сброса паводковых объемов воды, излишних для орошения и сброса расходов зимней межени.

Для горных участков реки характерно протекание потока с крутыми уклонами и, следовательно, со скоростями больше критических.

Такое течение называют бурным. Русло этой части реки сложено из булыжников, крупных валунов, обломков скал, а участки с относительно спокойным течением чередуются с порогами, стремнинами водопадами.

На остальных участках река протекает с уклонами и скоростями меньше критических, то есть имеют спокойный режим движения воды.

### **1.5.2 Русловые процессы на горных участках рек**

Основными характеристиками русел горных рек являются [15]: продольный и поперечный профили, плановые очертания и распределение глубин по длине и ширине. Речное русло постоянно подвержено деформациям и изменениям. Непрерывные изменения морфологического строения русел рек и пойм, происходящие под силовым воздействием движущейся воды, называют русловым процессом. Он сопровождается прежде всего размывами, переносом и отложением наносов, который вызывает деформации. Величина, которых зависит от соотношения расходов воды, наносов и связанных с комплексом природных условий по длине реки и на территории водосбора. Дно и берега русел при взаимодействии оказывают равное воздействие на движущийся водный поток. Таким образом русла рек и движущиеся потоки находятся в постоянном динамическом взаимодействии.

Результаты исследований природных закономерностей взаимодействия речных потоков с руслами используются при строительстве регуляционных сооружений. Они устраиваются для управления водными потоками, перемещением наносов, то есть способствуют созданию необходимых русловых форм для хозяйственного использования водотоков.

Основы учения о развитии русловых процессов были заложены в конце XIX - начале XX веков, и приводятся в трудах В.М. Лохтина, М. Фарга, Г. Жирардона, Н.И. Маккавеева, Н.Е. Кондратьева в основном направленных на разработку мероприятий по улучшению судоходных условий участков рек. Эти исследования получили свое продолжение в работах Н.Е. Кондратьева, М.А. Великанова, К.В. Гришанина, И.И. Леви, С.Т. Алтунина, К.Ф. Артамонова, А.Н. Крошкина, В.Ф. Талмазы, В.Н. Гончарова и др. [15]. В конце XX века Чаловым Р.С. была открыта научная школа – «Русловедение» - как самостоятельная отрасль знаний.

Чаловым Р.С. была структурирована и предложена схема взаимодействия потока и русла, а также влияние на него физико-географических условий, которая приведённая на рисунке 1.8 [19].



Рисунок 1.8 – Схема взаимодействия потока и русла и влияние на него физико-географических условий

Детализируя факторы, проявляющиеся в деформируемых речных руслах, В.Н. Гончаров [21] рассматривал взаимодействие трех потоков:

– основной поток воды, движущийся вдоль русла;

– дискретный поток, состоящий из основных, турбулизирующих.

Это поток, возмущений воды, порожденных руслом;

– дискретный поток из твердых частиц различной плотности и размеров, но который обладает особыми механическими и физическими свойствами, обуславливающими его собственные закономерности и влияние их на режим транспортирующего потока.

В сложных условиях рек горной, горно-предгорной зоны (где распространены валунные гряды, быстротоки и пр.) А.Н. Крошкин и В.Ф. Талмаза

[8] выделили четвертый дискретный поток. Этот поток состоит из пузырьков воздуха различной крупности, образующихся в зонах гидравлических прыжков, обтеканием преград, косоструйности движения воды и т.д.

Обобщая определения были выделены факторы, принимающие участие в русловых процессах на горных участках рек [15]:

- основной поток воды, движущийся вдоль русла;
- дискретный поток, состоящий из основных турбулизирующих возмущений воды, дискретный поток из твердых включений (наносы, ледо-шуговая масса) и воздушных пузырьков;
- грунт, слагающий русло и ограниченные им поперечные, плановые и продольные профили дна и берегов русла.

В результате взаимодействия между аллювиальным ложем реки, жидким и твердым потоками образуются различные русловые формы, с различными гидроморфометрическими характеристиками.

М. А. Великанов выделил шесть основных русловых образований возникающих в результате русловых процессов [4]:

1. Изгиб русла с устойчивой поперечной циркуляцией (ось по течению) и упорядоченным распределением струй.
2. Перегиб русла с неустойчивыми циркуляциями разных направлений с беспорядочным (по Н. С. Лелявскому – «веерообразным») распределением струй.
3. Пойма реки, спрямляющая в высокие воды основное течение реки, иногда влияющая на формирование меженного русла.

4. Раздвоение динамической оси с образованием осередков, а в дальнейшем (иногда) и островов с протоками.

5. Слияние притоков (с главной рекой и между собою) с образованием непосредственно ниже слияния отложений разных типов, зависящих от угла слияния, концентрации и крупности наносов, а также от последовательности фаз паводков сливающихся рек.

6. Впадение реки в водоем с нулевыми скоростями воды (постоянного или переменного уровня) с формированием сложных морфологических типов накопления наносов – дельт и большей частью с растеканием потока по нескольким рукавам.

В число перечисленных русловых форм не входит прямолинейное русло, так как оно считается исходным, принимающим участие в русловом процессе в совокупности с другими факторами руслообразования.

Указанные русловые формы также характерны и для горных рек, на которых Талмазой В.Ф. и Крошкиным А.Н. дополнительно были выделены следующие руслообразования [22]:

1. Валунные гряды, ступени, быстротоки, образовавшиеся при пересечении рекой коренных пород, отдельных селевых, мореных отложений, создающие бурные течения и аэрированные потоки.

2. Полосы селевых отложений, разъединяющие горный поток на протоки, вызывающие беспорядочное перемещение струй, отличающиеся значительной шероховатостью и аэрацией потока

3. Участки подпора и отложения наносов перед естественными завалами, конусами выноса селевых логов, каменными осыпями, выходами скальных пород, создающие неустойчивые течения, блуждание, наличие рукавов.

4. Участки спада за естественными завалами, селевыми конусами выноса, характеризующиеся укрупненной отмосткой русла.

5. Шуго-ледовые скопления, донный лед, сбивающие поток в новых направлениях, повышающие горизонты, а иногда и расходы воды, перемещающие наносы в примороженном ко льду состоянии, деформирующие русло.

Параметры перечисленных русловых форм требуют проведения индивидуального анализа, для определения их зависимости от характеристик русловых потоков. Эти характеристики подразделяю на пять групп [4, 15]: гидравлические, плановые, высотные, характеристики живых сечений потока и ложа русла. В общем случае их можно разделить на гидравлические и морфометрические:

– гидравлические: расходы воды и наносов, осредненные скорости движения, гидравлический уклон, площадь и ширину живого сечения воды, средние и максимальные глубины;

– морфометрические: смоченный периметр и гидравлический радиус, длина характерного участка русла, радиус от оси изгиба, геометрический уклон, высоты выступов шероховатостей, относительную шероховатость, средние и максимальные размеры диаметров наносов.

Анализируя механизмы взаимодействия речных потоков равнинных и горных рек определил влияние кинетичности водного потока на специфику его взаимодействия с руслом на горных, предгорных и равнинных участках. При этом критерием перехода от равнинных рек к горным служит величина критического уклона  $I_{кр}$ , поскольку его соотношение с фактическим уклоном определяет спокойное ( $I < I_{кр}$ ,  $Fr < 1$ ), бурное ( $I > I_{кр}$ ,  $Fr > 1$ ) и критическое ( $I = I_{кр}$ ,  $Fr = 1$ ) состояние потока. Это соответственно определяет, механизм взаимодействия потока с руслом. Для расчета критического уклона Чаловым Р.С были рекомендованы зависимости [19]:

$$I_{кр} = kg \frac{d^{1/3} b^{1/2} V^{1/2}}{F^{m/3}}, \quad (1.14)$$

и

$$I_{кр} = kg \frac{d^{1/3} b^{1/2} V^{1/2}}{e^{N \frac{m}{3}}}, \quad (1.15)$$

где  $k$  – опытный коэффициент по Штриклеру  $k=0,047$ ; по Чангу  $k = 0,052$ ;

$d$  – крупность донных наносов;

$b$  – ширина водного потока по урезу воды;

$V$  – средняя скорость водного потока;

$F$  – площадь водосбора реки;

$N$  – порядок реки, по схеме А. Шайдеггера, приведена в таблице 1.3.

Таблица 1.3 – Типы русел и соответствующие им интервалы уклонов, в зависимости от их размеров (площади бассейна и порядка)

Тип русел	Уклоны рек			
	с площадью бассейна, км <sup>2</sup>			
	> 1000	1000...100	100...10	< 10
	их порядок (по схеме А. Шайдеггера)			
	> 8,3	9,0...3,0	5,6...2,0	< 2
Равнинные	<0,0003 – 0,0005	<0,0005 – 0,0007	<0,005 – 0,007	<0,01 – 0,015
Предгорные	0,0003 – 0,0007	0,0005 – 0,0007	0,005 – 0,01	0,01 – 0,02
Горные: с развитыми аллювиальными формами	0,001 – 0,0014	0,005 – 0,0017	0,007 – 0,03	0,015– 0,08
с неразвитыми аллювиальными формами	0,002 – 0,02	0,007 – 0,04	0,018 – 0,07	0,025 – 0,125
порожисто-водо- падное	> 0,004	> 0,002	> 0,025	> 0,04
селевое	–	> 0,015 – 0,03	> 0,03 – 0,10	> 0,070
Скальные	при всех уклонах			

Анализируя формулы (1.14) и (1.15) их автором были сделаны следующие заключения [19]:

– чем меньше речные расходы и площадь бассейна, тем при больших уклонах поток сохраняет спокойное течение;

- увеличение скорости потока (в результате его стеснения) при прочих равных условиях приводит к росту критического уклона;
- критический уклон, разделяющий равнинные и горные реки, уменьшается с увеличением размеров реки;
- спокойное течение на малых реках сохраняется при больших уклонах;
- увеличение крупности наносов обуславливает повышение критического уклона;
- чем больше размер реки (расходы воды, площадь и порядок), тем меньше критический уклон.

Чалов Р.С. также дополнил описание русловых форм характерных для горных участков рек, выделенные Талмазой В.Ф. и Крошкиным А.Н. Чалов Р.С. разделил русловые процессы на горных реках на следующие: порожисто-водопадные, с неразвитыми (безгрядовые) и развитыми (грядовые) аллювиальными формами [19].

**Порожисто-водопадные русла** формируются при очень крутых уклонах дна горных рек. Их морфологические характеристики определяется крупными валунами и глыбами. Здесь наблюдается чередование участков, где поток становится бурным, до возникновения вертикально падающих гидравлических струй и бассейнов, образующихся в эрозионных котлах.

Порожисто-водопадное русло отличается ступенчатостью продольного профиля. Ступени образуются на скоплениях валунно-глыбового

материала и на выходах скальных пород. В последнем случае они разделяются плесами, которые формируются выше перелома продольного профиля в зоне спада уровней, и эрозионными котлами ниже водопадов, где в потоках возникают гидравлические прыжки волнового типа. Скопления плохо сортированных крупной гальки и валунов встречаются за выступами берегов, ниже эрозионных котлов и в плесах. В аллювиальных руслах ступенчатость связана следующими друг за другом порогами и водопадами, образованными скоплениями крупнообломочного материала. Их высота зависит от размеров обломочного материала, слагающего русло, и колеблется от 0,1...1,5 м до 10...20 см. Подобные порожиисто-водопадные русла формируются благодаря продольной сортировке галечно-валунного или валунно-глыбового материала.

Эти русловые формы размещаются на верхних и средних горных участках, которые являются источниками поступления на более низкие участки крупных валунов. Массовое движение руслообразующих наносов на реках с порожиисто-водопадным руслом происходит в отдельные годы с особенно мощными паводками.

Русла с **неразвитыми аллювиальными формами** характеризуются равномерным распределением глубин по длине потока, нарушаемыми крупными валунами и глыбами. Крупные валуны и глыбы образуют **здесь** выступы, поднимающиеся над уровнем воды в межень; высота **других** составляет в среднем  $0,7h$  и не менее чем у 20% общего

количества крупных валунов в отмостке. Для этих участков справедливо условие:  $h/\Delta < 5$  здесь  $h$  – глубина потока над выступом шероховатости высотой  $\Delta \sim d$ , вследствие чего поток является бурным.

В горных руслах этого типа в паводки происходит сплошное влечение руслообразующих наносов по всему сечению потока. Здесь движение наносов осуществляется в «гладкой фазе», а поперечное сечение имеет прямоугольную форму, развитое по горизонтали. Поток воды здесь проходит с относительно малыми глубинами. Скопления валунов не образуют грядовые формы, создают пологие площадки, соединяющиеся с выпуклыми берегами русла ниже крупных глыб, обвалившихся со склонов. Такие русла занимают практически всю речную долину, лишь местами имеют узкие поймы.

В местах остановки ранних селей, расширения долин и в высокогорье русло с неразвитыми аллювиальными формами разделяется на многочисленные протоки и рукава. При прохождении паводковых расходов изменяется положение и количество протоков и рукавов – размываются одни русловые формы и образуя другие. Здесь пойма не успевает формироваться, и все дно долины в межень период представляет собой широкое и плоское галечное или галечно-валунное поле.

На прямолинейном участке в межень галечно-валунные отмели тянутся вдоль берегов, поток сосредотачивается в средней части русла, где его скорости при паводке достаточны для размыва дна.

В горных руслах этого типа фактором, обеспечивающим транспорт наносов при русловых деформациях, является размыв мелкозернистой отмостки под валунами и глыбами. Однако его результативность меньше, чем у порожисто-водопадных русел. Существенным фактором развития русла с перемещением крупных образований является соизмеримость их размеров с глубиной водного потока, которая воздействует на отдельные валуны в виде гидродинамического напора. Этому способствует форма водной поверхности возле выступов шероховатости - подъем уровня с верховой и депрессия с низовой стороны. В этих условиях критическая скорость размыва может быть оправлена по преобразованной формуле Маккавеева Н.И.:

$$V = \sqrt{\frac{P}{(30+640i_d)\rho h^2 \times 10^{-4}}}, \quad (1.16)$$

где  $P$  – вес транспортируемых потоком скальных обломков;

$i_d$  – уклон дна;

$\rho$  – плотность воды, насыщенной взвешенными наносами;

$V$  – скорость течения, см/с;

$h$  – глубина потока, см.

Сдвигу крупных обломков способствует ударное воздействие более мелких частиц, перемещаемых потоком. Рост плотности двухфазного потока (вода - наносы) происходит благодаря повышенному содержанию в потоке взвешенных частиц. Чему способствует снижение

критических скоростей для гальки при прохождении быстро нарастающих паводковых речных расходов с большими величинами.

Русла горных рек с **развитыми аллювиальными формами** представляют собой в межень чередование мелководных участков – гряд в виде антидюн. По длине гряды наблюдается спокойный режим движения воды, а в концевой части на перекате поток имеет бурное состояние. Во время паводков поток становится бурным по всей длине этого участка, а на перекатах-антидюнах возникают большие стоячие волны. Паводковые расходы воды безотрывно обтекают гряды-антидюны, то есть кривая свободной поверхности воды совпадает с поверхностью гряд [19].

Постоянство зон скопления наносов обуславливает устойчивое положение перекатов в русле. Транспорт наносов осуществляется путем переноса отдельных частиц с одной гряды на другую. Эти деформации происходят на пике паводковых расходов. На спаде паводка транспортирующая способность потока недостаточна для деформации такого русла. Однако при прохождении повышенных расходов наблюдается размыв гряд наносов. При этом увеличение подвижности наносов и активизация размыва возрастают, чему способствует повышенная насыщенность двухфазного потока взвешенными частицами.

Пред криволинейными участками русел на горных и предгорных участках рек распространяются перекатные участки. В период повышенной водности гребень гряд, составляющих перекаты размывается с

понижением отметок дна. В маловодный период происходит аккумуляция наносов и повышение отметок.

Описанный механизм русловых процессов на участках формирования развитых аллювиальных форм представляет собой процесс формирования и переформирования перекатов-антидюн. Очевидно, что параметры перекатов-антидюн соответствуют определенным расходам двухфазного потока (вода-наносы) и уклонам дна русла. То есть длина поверхности гребня и высота перекатов зависит от паводковых расходов воды и наносов, а происходящий процесс их размыва является периодом переформирования. Такой процесс практически всегда проявляет себя на реках, когда наступает переход от маловодного периода к многоводному и наоборот. При этом заметное некоторое постоянство размещения и размеров перекатов-антидюн в определенный период времени является проявлением примерного равенства паводковых расходов воды и наносов, наблюдаемых на реке несколько лет подряд. Развитие процессов прохождения паводков по руслам рек проявляется также приблизительно по одинаковому сценарию.

Есть мнение, что форма перекатов-антидюн формируется для повышения транспортируемой способности водного потока. Так как глубины потока по длине гребня гряды уменьшаются – увеличивается количество движения речного потока (вода-наносы) из-за роста скоростей на концевых участках. К такому заключению можно прийти, анализируя уравнение Логинова Г.И. [4], предложенное для анализа

транспортирующей способности потока в промывных трактах водозаборных сооружений [24]:

$$G = \frac{2\Delta K_d - \rho g b_{np} (2h_2 J \times l_{ак} + J^2 l_{ак}^2)}{2\alpha'' (\rho_n - \rho)(v_{н2} - v_{н1})}, \quad (1.17)$$

где  $G$  – расход наносов;

$\Delta K_d$  – приращение количества движения проходящего потока жидкости (вода-наносы);

$\rho_n, \rho$  – плотность донных наносов и водного потока соответственно;

$b_{np}$  – ширина промывного тракта;

$h_2$  – глубина воды в конечном сечении активной зоны (зона кривой спада). Эта глубина с понижением отметок, формируется даже при условии движения водного потока в бурном режиме на подходном участке и на отводе. Она формируется на перекате и может быть рассчитана по формуле [25]:

$$h_{кн} = H_0^1 \left( \frac{1}{Fr} \right)^{0,345}, \quad (1.18)$$

$H_0$  – полный гидродинамический напор на участке до начала кривой спада;

$Fr$  – число Фруда водного потока на подходном участке  $Fr = V^2/gH_0^1$ ;

$J$  – уклон поверхности кривой спада;

$l_{ак}$  – длина активной зоны, длина кривой спада;

$\alpha''$  – коэффициент Кариолиса;

$v_{н2}, v_{н1}$  – скорости движения донных наносов в конце и начале кривой спада соответственно.

Анализируя уравнение (1.17) автор пришел к выводу, что устройство в промывном тракте донной вставки с обратным уклоном поверхности вызовет увеличение транспортирующей способности потока. Проведённые исследования физических моделей промывных трактов подтвердили сделанное заключение [4].

Продолжение исследований зависимостей параметров речных перекатов на горных участках рек от гидроморфометрических характеристик водного потока может быть использовано в практике проектирования понуров речных гидротехнических сооружений. При определении оптимальных их параметров для создания условий транспорта наносов без аккумуляции в верхнем бьефе подобных по длине перекатов-антидюн в руслах с развитыми русловыми формами.

### 1.5.3 Русловые процессы на предгорных участках рек

Русла предгорных участков горных рек развиваются при условии изменения во времени режимов движения водного потока: при меженином режиме  $Fr < 1$  и при паводке на мелководных участках  $Fr > 1$ . Таким образом на этих участках рек формируются русловые процессы характерные для горных и долинных зон. На них формируются асимметричные грядовые русловые формы с крутым низовым откосом (подвальем), которые свойственны для долинных рек. Они отличаются большей крутизной. Также здесь могут формироваться перекаты-антидюны, свойственные макроформам горных рек.

По своей морфологии русла по длине предгорных участков неодинаковы:

– в сужениях русел обычно имеют место слабо извилистые формы с галечно-валунными перекатами и осередками;

– при расширениях преобладают разветвленные русла, нередко образуются пойменно-русловые разветвления, развивается пойменная многорукавность и галечно-валунные поля;

– перекаты-антидюны, образующиеся бурным потоком в паводки, на них могут накладываться гряды мелких размеров, формирующиеся спокойными потоками в межень.

В процессе формирования извилистых русел большую роль играют поперечные течения, которые возникают при искривлении дина-

мической оси потока, иногда при развитии побочней на участках перехода одних русловых форм в другие с размываемыми берегами. В основном когда участок с бурным режимом движения потока переходит на участок с уклонами меньше критических или на участке с меньшей кинетичностью. На участке критических уклонов в паводковый период по руслу происходит сползание крупных русловых наносов в виде призм отложений наносов. Причем самые крупные наносы выносятся на стрежне потока в зоне максимальных скоростей. При спаде паводков возвышенные части призмы центральной части возвышается над потоком, и вода поворачивает в сторону от стрежня. Это способствует образованию косых струй воды, которые направлены в сторону береговой линии вызывая плановые деформации. Меженные расходы и маловодные паводки начинают развивать криволинейные участки.

В случае не размываемых берегов поток, обтекая побочни, становится извилистым. Часть призмы наносов остается затопленной и образует гребень переката. Течение потока приобретает характер переливания через гребень гряды из одного плёса в другой. Гребень переката размывается, а в плёсовой лощине происходит отложение размытого материала. При этом типе руслового процесса отсутствуют плановые деформации русла и не образуются поймы. Такой побочневый тип руслового процесса встречается на участках рек, стесненных склонами.

На участках с не развиваемыми берегами где отсутствует пойма развивается ленточно-грядовый тип без плановых деформаций русел. При этом типе ленточные гряды сохраняют свою целостность во все

фазы гидрологического режима реки, только изменяют свои геометрические размеры и перемещаются в русле вниз по течению. Скорость их сползания может достигать 200 - 300 м/год.

Осередковый тип русловых процессов, наблюдается там, где река переносит большое количество наносов и образует широкое и распластанное русло, по которому беспорядочно сползают крупные гряды. В межень эти гряды образуют разбросанные по всей ширине русла осередки, а при уменьшении глубин - острова. Протоки между островами меандрируют, в результате чего острова перемещаются вдоль или поперек течения реки, образуется многорукавное русло. Осередковый тип процесса часто встречается на предгорных участках рек, а также в приустьевых участках. Разновидностью осередкового типа русловых процессов являются блуждающие русла [15].

Иногда предгонный характер реки сохраняют на долинных участках рек Центральной Азии с песчаным составом русловых отложений, далеко от гор. Это связано с систематическим отложением на некоторых участках части наносов крупных фракций влекомых наносов с повышением уклонов дна больших рек. Примером являются реки Амударья и Сырдарья. Сырдарья в пределах Ферганской долины имеет уклоны дна  $i = 0.004$ , в начале равнинной части бассейна  $i = 0,0013$ . На Амударье ниже слияния Пянджа уклон дна превышает среднее значение равнинного участка  $i > 0,0004\%$  На этих участках при прохождении паводков наблюдается бурный режим движения потока с образованием гряд-антидюн [19].

Необходимо учитывать, что при любом типе руслового процесса соотношения между явлениями отложения наносов и эрозии дна и берегов тесно связаны с транспортирующей способностью потока и содержанием наносов в нем. Если речной поток насыщен наносами в большей мере или имеются фракции, не соответствующие кинематическим характеристикам, наблюдается аккумуляция наносов. На участках, где транспортирующая способность потока превосходит содержание взвешенных и влекомых наносов, происходит размыв русла. Размыв ведет к увеличению площади живого сечения потока, уменьшению скоростей, вследствие чего размыв прекращается. На участках размыва может произойти формирование самоотмостки. При этом мелкие фракции наносов выносятся с участков размыва, и дно остается покрытым крупными частицами, шероховатость русла увеличивается, скорости уменьшаются и размыв замедляется. **Отложение наносов уменьшает живого сечения потока, увеличение скорости.** Это может вызвать начало процесса размыва, что приводит к выводу, что формирование русел рек является саморегулирующимся процессом.

Описанные положения используются при разработке конструкций сооружений речных гидроузлов на участках рек горной и предгорной зоны.

### **1.5.4 Устойчивость русел рек**

При определении параметров регуляционных сооружений важной гидротехнической характеристикой русел рек является устойчивость – это возможность их противодействия плановым и высотным перемещениям. Согласно рекомендациям [49] понятие «устойчивость речного русла», применимо для сравнения рек по скорости развития русловых деформаций. Устойчивость оценивают, как количественную характеристику русловых деформаций - скорость перемещения русловых форм в виде: побочней, перекатов, воронок размыва, берегов и т.д. При этом рассматриваются качественные описания, которые основаны на зависимости форм русел от степени его подвижности. Есть участки рек, где переформируется только дно, на других преобладают плановые изменения при относительной неизменности отметок дна. Поэтому, при определении характеристик устойчивости русел надо учитывать не только состав отмостки дна, но и берегов, подвижность которых зависит:

- от прочности коренных пород;
- от крупности и цементации отложений;
- от наличия и состояния растительного покрова и др.

Учесть все факторы очень трудно, обычно задачу оценки устойчивости упрощают, игнорируя влияние берегов и закладывая в основу критериев соотношение между силой лобового давления потока на донную частицу и силой её сопротивления сдвигу.

К. Ф. Артамонов [49] предложил следующие основные положения теории устойчивости русел:

- минимум диссипации (рассеивания) энергии при взаимодействии потока и русла;
- ограниченность естественных комплексов;
- дискретность и структурность русловых образований;
- отставание развития русловых форм от изменений в потоке;
- нелинейность и факторная относительность связей в системе поток – русло.

Динамически устойчивы аллювиальные участки русел там, где русловой процесс определен тремя основными гидроморфологическими факторами: расход воды, крупность наносов и уклон русла, а при нарушенном или селевом режиме добавляется четвертый фактор - расход донных наносов.

Анализируя гидроморфометрические характеристики горных рек можно отметить, что в условиях горных рек устойчивость скальных и переходных участков русел отличается от устойчивости аллювиальных: если первые в период паводка подвергаются незначительной деформации, то вторые при тех же условиях могут изменять как продольные, так и поперечные формы. По характеру деформаций на аллювиальных участках они выделяю две группы русел:

1) неустойчивые - деформируемые при паводковых расходах на величину, превышающую в поперечных сечениях размер диаметра наносов крупных фракций, слагающих естественную отмостку русла; при этом изменяются не только поперечные, но и поперечные формы;

2) устойчивые - недеформируемые при одних расходах паводка они не изменяются или меняют форму в пределах выступов шероховатости; при других расходах средняя величина размывов и отложений достигает размера частиц отмостки ( $d_{отм}$ ) без изменения очертаний поперечного сечения русла.

Скальные и переходные участки можно считать наиболее устойчивыми. В селевых руслах в момент прохождения селя разграничение "поток и русло" теряет смысл. При этом исключением являются скальные участки, в которых русло и при прохождении селевого потока может сохранить свою прежнюю форму.

## 1.6 Селевые процессы

Сели катастрофические природные явления, стремительно распространяющиеся в руслах рек, состоящие из смеси воды, грязи и обломков горных пород (рисунок 1.9).

Особенностью селевых потоков является высокая насыщенность твердым материалом от 10 до 75% от объема, который увеличивает объемный вес смеси стремительно движущегося потока от 1100 до 2500 кг/м<sup>3</sup> [26]. Высокие плотность и пластичность селевых потоков является причиной его инерционности – стремления сохранять первоначальное направление движения. Поэтому при столкновении связанных селевых потоков с преградами происходит удар и выброс селевой массы.



Рисунок 1.9 – Головная волна селевого потока высотой 15 м, входящего в селехранилище в урочище Медео 15 июля 1973 года

Селевые русла горных рек занимают особое место в типизации русловых процессов. К ним относятся русла, в которых речной сток за межселевой период не успевает или не может переработать (перенести) ранние селевые отложения [19].

Характерной особенностью распространения селей являются пульсации и волны. Что свидетельствует о не установившемся режиме движения. За время схода селей от 1 до 4 часов проходят от 10 до 100 волн. В начальной части распространяющегося потока находится лобовая волна.

Она имеет крутой передний фронт, который в 1,5 раза выше высоты следующего потока и состоит из крупных обломков горных пород. Максимальные размеры этих обломков изменяются от 2,0 до 10 м. Сели перемещаются в виде сплошного потока шириной от 3 до 100 м и глубиной от 2 до 10,0 м. Расходы селей могут изменяться от 10 до 10 000 м<sup>3</sup>/с, а скорости движения достигают 15 м/с (в долине р. М. Алматинки (Заилийский Ала-тау) скорость селя составила – 10 м/с). Максимальные расходы селей в десятки раз превышают паводковые расходы воды, проходящие по селевым руслам. Продвижение селевых потоков сопровождается вибрациями поверхности земли и гулом.

Селевые потоки не формируются в руслах крупных рек, площадь водосбора которых превышает 1000 км<sup>2</sup>. Русла этих рек считаются в основном как принимающие селевые потоки при боковой приточности от более малых. Чаще всего малые горные реки с площадью водосбора менее 10 км<sup>2</sup> являются источниками селевых потоков, которые выходят в долины больших рек или в межгорные котловины. Объемы отложений, выносимых селем грязекаменных масс в долину может составлять более 100 тыс м<sup>3</sup>, объемы отложений в высокогорьях достигают 5 – 6 млн. м<sup>3</sup> (рисунок 1.10).

Один сель выносит объем обломков, который горная речка в обычных условиях перемещает за 50 – 100 лет.

Основными условиями для возникновения селей являются:

– расходы воды, величина которых превышает величины паводковых расходов реки;

– наличие на дне русла и склонах долины легкоразмываемых - рыхлообломочных горных пород;

– значительные уклоны русла и склонов, более  $i > 0,1$ .

Эти условия обеспечивают, размыв русла на отметках выше береговой кромки, образование селевой смеси при вовлечении в водный поток обломочных материалов и ускоренное движение смеси вниз по наименьшим отметкам поперечников (рисунок 1.11).

Производственная и хозяйственная деятельность человека в бассейнах водосборов селевых рек создают большую вероятность образования селей: вырубка лесов, разработка естественных откосов склонов, складирование отвалов сыпучих материалов и др. Эти факторы в совокупности с современными условиями изменения климата создают предпосылки для перехода бытовых русел рек в разряд селевых.



Рисунок 1.10 – Отложение селевых масс в долине реки Сарканд  
(фото 1982 г. В.Е. Сербо)



Рисунок 1.11 – Селевое русло реки Большая Аматака  
после прохождения селя 19 августа 1975 года

### **1.6.1 Классификация селей**

В зависимости от условий образования и состава селевые потоки классифицируются на различные типы и характеры.

В зависимости от плотности селевого потока и его состава и выделяются следующие три типа [27]:

1) **Наносоводный селевой поток** с объемным весом  $1100 - 1500 \text{ кг/м}^3$ .

Это смесь воды с крупными камнями, в том числе с валунами и со скальными обломками. Формируется при прохождении большого паводка с переносом крупнообломочного материала.

2) **Грязевой селевой поток** с объемным весом  $1500 - 2000 \text{ кг/м}^3$ .

Это смесь воды с твердой фазой, состоящей из глинистых и пылеватых частиц с невысокой долей содержания камней.

3) **Грязекаменный селевой поток** с объемным весом  $2100 - 2500 \text{ кг/м}^3$ .

Это смесь воды, мелкозема, гальки, песка, гравия, небольших камней. В потоке могут появляться отдельные крупные камни. Такой сель обладает предельно высокой плотностью, которая позволяет транспортировать во взвешаном состоянии появляющиеся крупные валуны.

В зависимости от роли и доли воды в селевом потоке они классифицируются на связанные и несвязанные [27]:

1) **Связанные (структурные) потоки** содержат относительно малое количество воды и в основном смеси глинистых, песчаных частиц и воды. Такая смесь свойства пластичного вещества и движется, как единое целое. Во время движения по руслу эта масса разрушает и выпрямляет некоторые участки, а также может переваливаться через препятствия и возвышенности.

2) **Несвязанные потоки селевые потоки** содержат большое количество воды и отличаются большой скоростью перемещения. Обломочный материал в смеси постоянно соударяется, истирается и соот-

ветственно видоизменяется. В качестве связующего элемента здесь является вод. Поток распространяется вдоль изгибов русел, разрушая и сглаживая их местами.

В зависимости от механизма возникновения селей используется классификация, приведенная в таблице 1.4 [26].

В зависимости от периодичности сохла селей – по селевой активности селевые русла разделяют на три группы:

Таблица 1.4 – Классификация селей на основе первопричин возникновения

<b>Типы</b>	<b>Первопричины</b>	<b>Распространение и зарождение</b>
1. Дождевой	Ливни, затяжные дожди.	Самый массовый на Земле тип селей образуется в результате вызывающих, размыв склонов и оползни
2. Снеговой	Интенсивное снеготаяние.	Происходит в горах Субарктики. Связано со срывом и переувлажнением снежных масс
3. Ледниковый (Гляциальный)	Интенсивное таяние снега и льда.	В высокогорных районах. Зарождение связано с прорывом талых ледниковых вод
4. Вулканогенный	Извержения вулканов.	В районах действующих вулканов. Самые крупные. Вследствие бурного снеготаяния и прорыва кратерных озер
5. Сейсмогенный	Сильные землетрясения: 7- 8 баллов.	В районах высокой сейсмичности. Срыв грунтовых масс со склонов

6. Лимногенный	Разрушение естественных озерных плотин	Сопровождающееся размывом русла прорывной волной
7. Антропогенный (прямого воздействия)	Скопление техногенных пород. Некачественные земляные плотины.	На участках складирования отходов. Размыв и сползание техногенных пород. Разрушение плотин.
8. Антропогенный (косвенного воздействия)	Нарушение почвенно-растительного покрова.	На участках сведения лесов, лугов. Размыв склонов и русел

- с высокой селевой активности (с повторяемостью один раз в 3–5 лет и чаще);
- со средней селевой активности (с повторяемостью один раз в 6–15 лет);
- с низкой селевой активности (с повторяемостью один раз в 16 лет и реже).

По абсолютной высоте размещения истоков селевых потоков применяется следующая классификация русел селевых рек:

- высокогорные: очаг селей лежат выше 2500 м, объем выносов с 1 км<sup>2</sup> составляет 15–25 тыс. м<sup>3</sup> за один сель;
- среднегорные: очаг селя лежат в пределах 1000-2500 м, объем выноса с 1 км<sup>2</sup> составляет 5–15 тыс. м<sup>3</sup> за один сель;
- низкогорные: исток селя размещается ниже 1000 м, объем выносов с 1 км<sup>2</sup> менее 5 тыс. м<sup>3</sup> за один сель.

По воздействию на сооружения и по характеру разрушений сели классифицируют на:

– катастрофические: полное разрушение строений, участков дорог вместе с полотном и сооружениями, завал сооружений селевыми массами;

– мощные: зафиксированы большая разрушительная сила, снос мостовых ферм, разрушение опор мостов, каменных строений, дорог;

– среднемошнные: наблюдаются сильные размывы, полная забивка отверстий, повреждение и снос бес фундаментных строений;

– маломощные: имеются небольшие размывы, частичная забивка отверстий водопропускных сооружений.

### **1.6.2 Селевые бассейны**

Селевым бассейном называют часть речного бассейна, включающего: толщу почвогрунтов, потенциально способную принимать участие в селеобразовании, поверхностные и подземные водосборы, селеопасные озера, подземные и поверхностные моренно-ледниковые водоемы как очаги селеобразования, селевые русла, конусы и поля выноса. В селевых бассейнах различают три основные зоны: стартовую (селевые очаги), промежуточную (транзитная) и зону разгрузки (зона отложения, конусы выноса) [28].

Селевой очаг - морфологическое образование, способное концентрировать водный сток. Такие образования являются потенциальными селевыми массивами, который имеет достаточный уклон для развития

сдвигового или транспортно-сдвигового селевых процессов и, тем самым, для формирования грязевого или грязекаменного потоков высокой плотности. Выделяет два типа селевых очагов: селевой очаг обводнения и взаимодействия.

**Селевые очаги обводнения** представляют собой рыхлообломочные породы с обнаженными, задернованными, залесенными склонами или обломки скальных и полускальных пород, размещенные в ложбинах корневых породах, в которых потенциальная селевая масса, имеет предельный и более угол наклона, при насыщении этих масс водой, в них развивается сдвиговый процесс с формированием селей высокой плотности.

**Селевые очаги взаимодействия** выглядят как: ложбины, врезы, рытвины, русла, тальвеги в покровных рыхлообломочных породах; ложбины и кулуары в коренных породах, которые заполнены потенциальными селевыми массами, залегающими при углах наклона меньше предельных, но имеющие сверху импульсные прорывные водные системы или водосборы, способные формировать паводки с расходами, превышающими их критическое значение. В этих селевых очагах развивается транспортно-сдвиговый процесс, при взаимодействии воды и рыхлообломочных материалов, с формированием селя.

Основными поставщиками рыхлообломочного материала для образования селей размещаются на верхних ярусах гор. Они представляют собой накопления наносов в виде: морено-ледниковых комплексов, мощных скрытых морен на высоте 1700 – 3000 м (образовавшихся

более 10 тыс. лет назад) (рисунок 1.12) [29], (рисунок 1.13) [28] (рисунок 1.14) [30], глетчеров (рисунок 1.15) [31], конусов выноса рытвин и врезов (рисунок 1.16), русловых отложений обвалов и оползней, осыпей.

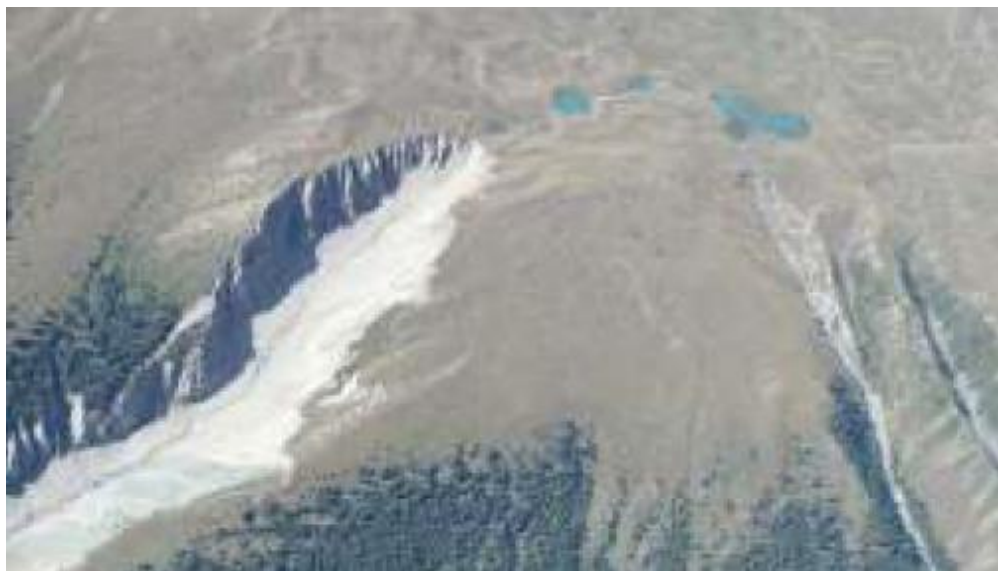


Рисунок 1.12 – Селевой овраг на склоне моренно-ледникового комплекса,  
на левом борту долины реки Чон-Аксу

В локальных ячейках моренных массивов, как в сотах, может долгое время сохраняться готовая потенциально селевая масса, которая превращается в сель после разрушения водоупорных перегородок. Разрушиться перегородки могут в результате подрезки склона паводком как ливневого, так и гляциального генезиса [31].

На средних ярусах гор, также могут находиться очаги селеобразования: множественные отложения малых селей, которые при прохождении более крупных, которые включаются в процесс и дополняют и усиливают его.

Потепление климата с поднятием нулевой изотермы среднегодовых температур на верхние ярусы гор, перемещает аридный климат в глубь ущелий, и ведет к изменению состава растений от многолетних (гидрофитов) к однолетним с коротким вегетационным периодом.

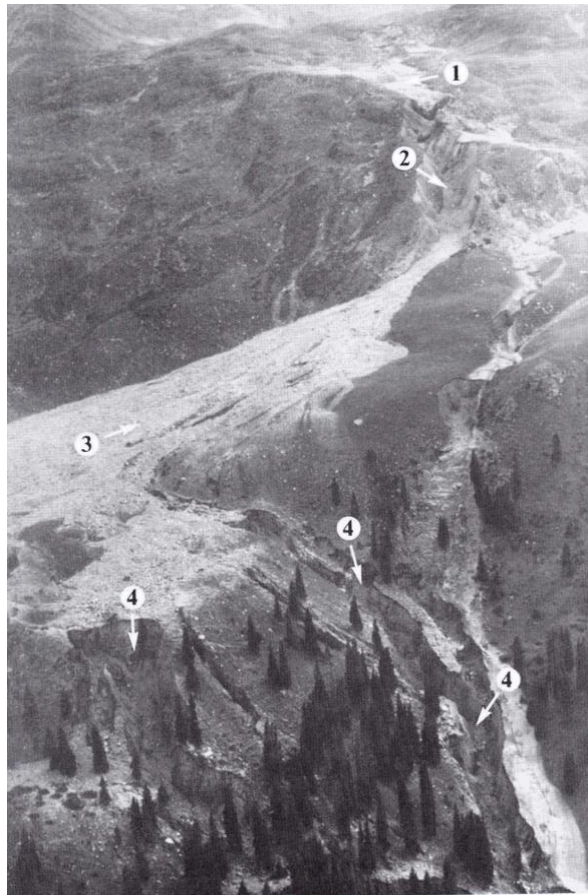


Рисунок 1.13 – Моренно-ледниковые формирования в верховье р. Каскелен:

1 – крупнофракционный сел, на современной морене;

2 – врез в верхнечетвертичной морене; 3 – селевая смесь на пологом участке;

4 – серия врезов на крутом участке морены

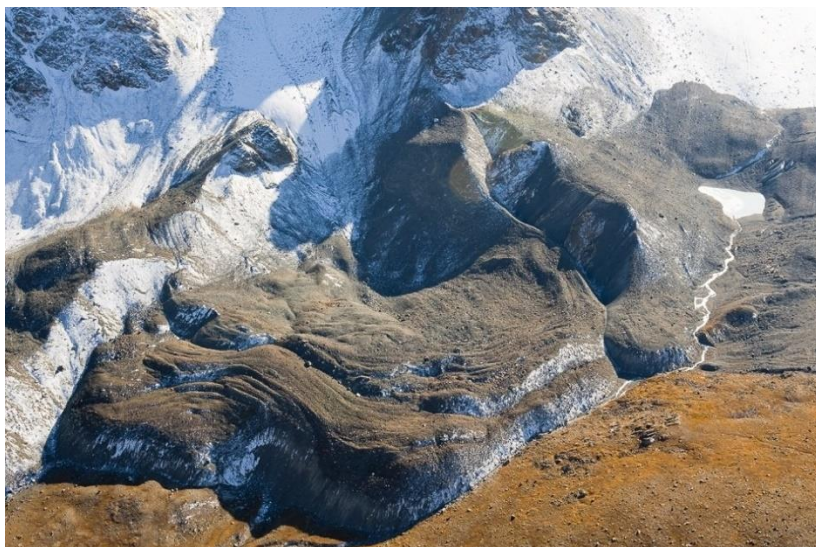


Рисунок 1.14 – Ледники на моренных пьедесталах

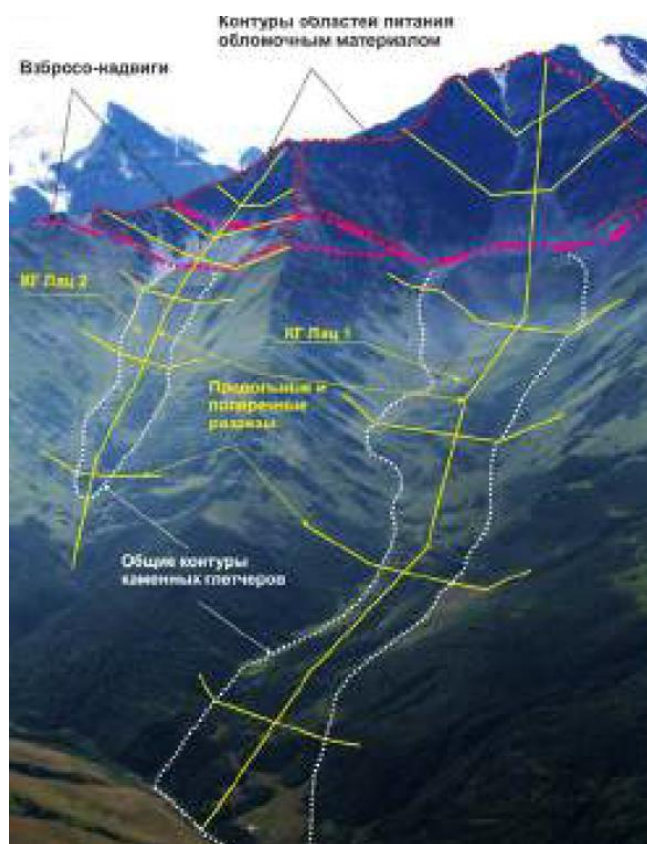


Рисунок 1.15 – Каменные глетчеры с положением расчетных разрезов для определения накопленных объемов (зона водосбора выделена красным)

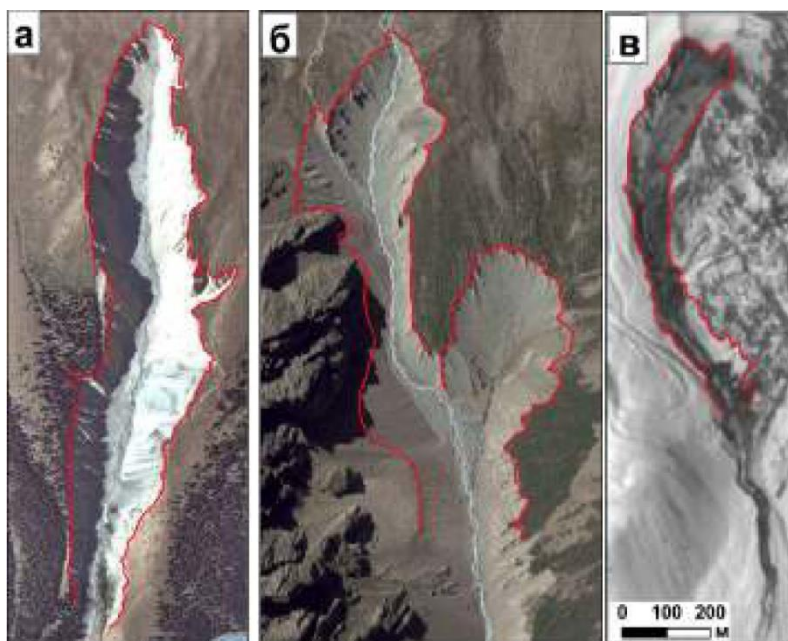


Рисунок 1.16 – Селевые врезы, образовавшиеся в моренных пьедесталах:

а – р. Акджар (правый приток р. Чонг-Ак-Суу, Кыргызстан);

б – р. Жарсай (левый приток р. Иссык, Казахстан);

в – правый приток р. Барсемдара (бассейн р. Пяндж, Памир, Таджикистан)

При отмирании корневых систем растений в почвогрунтах образуются каналы, способствующие аккумуляции больших объемов воды. Это приводит к развитию сдвигового селевого процесса даже при незначительных подвижках в основании нависающего массива, что вы-

зывает развитие селевых процессы. Это часто происходит в паводковый период и при поднятии уровней водного потока выше русловой бровки.

Анализы результатов исследований селевых очагов горных рек Центральной Азии свидетельствует [28, 29]:

1) потенциальны селевые массивы представлены фракциями от коллоидных до валунно-глыбовых;

2) содержание крупнообломочных пород с диаметром более 2 мм составляет 60 – 70 %;

3) чем выше коэффициент фильтрации, тем менее предрасположены отложения к селеформированию;

4) чем больше влагоемкость селеформирующих отложений, тем больше плотность формируемых ими селевых потоков. При этом значение плотности селеформирующих отложений больше зависит от содержания в них частиц размером 2-3,25 мм, чем частиц размером менее 2 мм;

б) наиболее высокая степень насыщения наблюдается в селевых потоках, размывающих гляциальные отложения морен. Значительно ниже степень насыщения селевых потоков, размывающих аллювиальные отложения;

б) селевые потоки высокой плотности формируются из гляциальных или пролювиальных отложений, но не из аллювиальных (из аллювиальных отложений пылеватые и глинистые частицы постоянно вымываются бытовыми речными потоками);

7) современные аллювиальные и гляциальные отложения менее предрасположены к селеформированию, чем плейстоценовые (более 11,7 тыс. лет назад) отложения такого же генезиса. В более древних отложениях содержится больше песчаных и глинистых частиц в составе мелкозема;

8) землетрясения способствуют разрушению горных пород в зонах трещиноватости тектонических разломов и преобразованию скальных пород в рыхлообломочные и способствуют быстрому обводнению (разжижению) рыхлообломочных пород подземными водами.

**Промежуточная (транзитная) зона** селевого бассейна расположена между очагами зарождения селей зонами отложения - конусами выноса. Уклоны дна селевых русел рек изменяются в пределах от 0,035 до 0,10. Как правило, при подходе селя к промежуточной зоне селевая смесь имеет реологические свойства (сформированную структуру), которые позволяют (при больших значениях расхода и объема селя) перемещаться до конуса выноса, расположенного в предгорной зоне, без остановки и распада (рисунки 1.17).



Рисунок 1.17 – Транзитный участок селевого русла реки

При наличии в транзитной зоне рыхлообломочного материала перемещение селей сопровождается их обогащением твердой составляющей и водой, поступившей из притоков и захваченной в русле.

Также селя подпитывается грунтовой водой, поступающей на участках углубления русла, поровой водой, попадающей в селевой поток вместе с рыхлообломочным материалом. При этом расход и объем селя значительно возрастает.

В качестве примера может служить селя 1921 г. на р. Малая Алматинка. Русло реки от Медеу до южной окраины г. Верный было углублено

на

10 - 12 м. Объем выноса русловых отложений составил 1-2 млн. м<sup>3</sup> [28].

При небольших расходах селей на участках расширения русел, из-за того, что крупные валуны превышают глубину потока, они начинают останавливаться. Это тормозит продвижение селя. Условием к остановке селя в промежуточной зоне служат искусственные препятствия.

Так, ввремя селя 1956 г. на р. Малая Алматинка в районе дома отдыха Совмина произошло массовое отложение крупных фракций, вызванное недостаточной пропускной способностью подмостового отверстия [28]. Этот факт является исключением из правил, так как остановка наносов происходит в зоне конусов выноса.

**Селевой конус выноса (зона отложений)** входит в состав селевого бассейна, его типичной формой является сегмент полу конуса (рисунок 1.18).

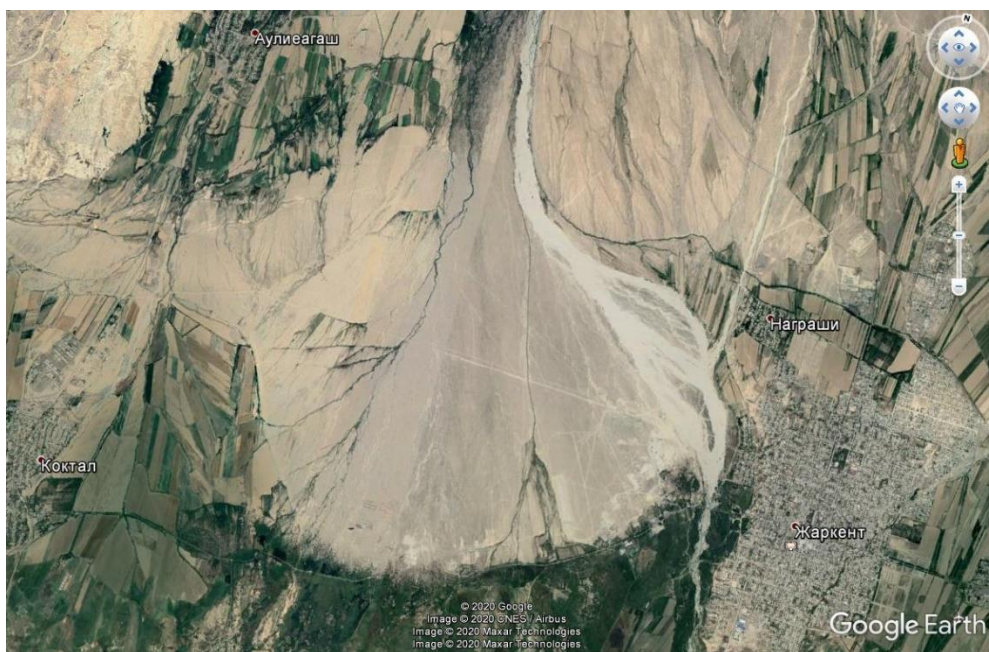


Рисунок 1.18 – Конус выноса реки Усек

Конус сложен селевыми массами с характерным отношением длинны и ширины 1:10 соответственно. При сходе грязекаменных селей формируется бугристо–грядовый микрорельеф, а при сходе грязевых селей - плосковыпуклый. Часто этот конус составляет часть более обширного пролювиального конуса выноса [32]. Конусы выноса Северного Тянь-Шаня и Джунгарского Алатау сложены в основном селевыми отложениями (золотые и аллювиальные отложения играют второстепенную роль). Конусы, имеют характерную веерообразную форму и приурочены к месту выхода селей в более широкую долину или на предгорную равнину.

Селевые конус выноса заканчиваются заболоченными участками, выходом родников, к периферии уклон его поверхности уменьшается и принимает значение уклона предгорной равнины, примыкающей к подошве конуса, форма горизонталей при топографической съемке имеет небольшую кривизну [28].

### **1.6.3 Количественные характеристики селевых потоков**

При проектировании противоселевых сооружений и проведении мероприятий по предупреждению селей важным является понимание природы явления и возможность проведения расчета его количественных характеристик. К количественным характеристикам селевых потоков относят: поперечные размеры селевого потока, скорость распространения, максимальный расход селя, объем выноса твердой составляющей и всего селя, плотность селей, деформации селевых русел и бассейнов, продолжительность селей [26].

**Размеры поперечного сечения селевого потока:** ширина  $b$ , глубина  $h$ , площадь живого сечения  $w$  и смоченный периметр  $R$  учитываются при определении параметров селепропускных отверстий сооружений речных гидроузлов. Значения этих величин определяют расход селевых потоков и используются для прогноза объема выноса селевой массы. Оценка глубины селевого потока осуществляется через определение уровня селя или высшего селевого горизонта в условиях не размываемого или слабо размываемого русла.

Площадь живого сечения  $w$  селевого потока определяется по формуле:

$$w = b \times h, \quad (1.19)$$

Смоченный периметр селевого потока рассчитывается по формуле:

$$\chi = b + 2h, \quad (1.20)$$

Значение **скорости селей** в большинстве случаев лежит в пределах 1–10 м/с. При расчетах скоростей селевых потоков, как и для водных потоков в уравнениях Шези:  $V^2 = f(h; i)$ , функционально связывают с уклоном русла и глубиной потока. При этом учитывается тот факт, что в зонах небольших селевых бассейнов низкогорий и среднегорий она значительно меньше, чем в крупных селевых бассейнах высокогорий.

Поверхностная скорость движения селевого потока определяется по формуле [33]:

$$V_{\text{пов}} = \frac{2,1R}{l} \sqrt{R \sin \alpha}, \quad (1.21)$$

где  $R$  – гидравлический радиус, для рек принимается равным  $R = w/\chi$ ;

$\alpha$  – угол наклона дна участка равен  $\arctg(i)$ ;

$i$  – продольный уклон дна русла;

$l$  – масштаб турбулентности потока, определяется по формуле:

$$l = \frac{\sqrt{(S_T d_{80})^2 + (\chi R)^2}}{3.2 \left[ \left( \frac{R}{d_{80}} \right)^{\frac{1}{6}} - \left( \frac{d_{80}}{R} \right)^{\frac{1}{6}} + 0.3 \right]} \quad (1.22)$$

где  $d_{80}$  – диаметр фракции твердых включений, соответствующий 80% содержанию фракции гранулометрического состава смеси селеформирующих грунтов;

$\chi$  – параметр Карамана, рассчитываемый по формуле:

$$\chi = 0,4 \frac{1 + S_T \left( \frac{\rho_H - 1}{\rho_c} \right)}{1 + 2,5 S_T}, \quad (1.23)$$

где  $S_T$  – объемная концентрация твердой составляющей селевого потока, определяется по формуле:

$$S_T = 2,33 \sin \alpha, \quad (1.24)$$

Средняя скорость селя меньше поверхностной; в грязекаменных селях она составляет 0,8 поверхностной [26].

Для расчета средних скоростей селя также предложены эмпирические зависимости:

$$V = 4,5 h^{0.67} i^{0.17}, \quad (1.25)$$

и

$$V = 4\sqrt{d_{max}}, \quad (1.26)$$

где  $d_{max}$  – линейный размер максимальных обломков в метрах;

4 – среднее значение параметра, учитывающее все другие элементы формулы.

**Расход селя  $Q$**  – это **объем селевой смеси  $W$** , проходящей через поперечное сечение потока в единицу времени  $t$ , измеряется в  $\text{м}^3/\text{с}$ . Расход селя рассчитывается с помощью уравнения неразрывности:

$$Q = V \times w, \quad (1.27)$$

Для расчета расхода селей ливневого-дождевого происхождения Срибновым М. Ф. была рекомендована зависимость [26]:

$$Q_{max,c} = Q_{max,v} (1 + \beta) K_{зат}, \quad (1.28)$$

где  $Q_{max,c}$  – максимальный расход селевого потока;

$Q_{max,v}$  – максимальный расход воды в реке;

$\beta$  – объемное содержание наносов в  $1 \text{ м}^3$  воды;

$K_{зат}$  – коэффициент заторности.

Для расчета паводковых речных расходов, которые могут вызвать сели, и которые могут образоваться при прорыве высокогорного озера, имеющего гляциальный характер современного обледенения, рекомендуется использовать формулу [33]:

$$Q_{max} = 220(F - 0,5)^{0,8}, \quad (1.29)$$

Объем гляциального паводка рассчитывается по формуле:

$$W = 0,31(F - 0,5) \times 10^6, \quad (1.30)$$

где  $F$  – площадь наиболее крупного паводка, км<sup>2</sup>. При  $F \leq 0,5$  км<sup>2</sup> расчет производится на случай ливневого происхождения.

Расход и объем селевого потока взаимодействия рассчитывается по формулам:

$$Q_{max.c} = \frac{Q_{max}}{1 - S_T}, \quad (1.31)$$

$$W_0 = \frac{W}{1 - S_T}, \quad (1.32)$$

Плотность селевого потока, насыщенного рыхлообломочным материалом горных пород, определяется по формуле:

$$\rho_c = \rho + S_T(\rho_H - \rho) . \quad (1.33)$$

где  $\rho_H; \rho$  – плотность рыхлообломочного материала селя и воды соответственно.

При развитии селевого процесса на транзитном участке русла расход грязекаменных селевых потоков и их объём в конце каждого расчетного участка русла определяются по формулам:

$$Q_{(max.c)i} = \frac{Q_{c(i-1)}[1-S_{T(i-1)}(1+\theta)]}{1-S_{Ti}(1+\theta)}, \quad (1.34)$$

$$W_{(max.c)i} = \frac{W_{c(i-1)}[1-S_{T(i-1)}(1+\theta)]}{1-S_{Ti}(1+\theta)}, \quad (1.35)$$

$Q_{c(i-1)}; W_{c(i-1)}$  – расход и объем воды селевого потока в конце предыдущего участка русла соответственно;

$S_{T(i-1)}; S_{Ti}$  – предельная объемная концентрация твердой составляющей в конце предыдущего и расчетного участков;

$\theta$  – влажность селеформирующего грунта на расчётном участке (в зависимости от вида грунта изменяется от 0,08 до 0,1 [33]).

Формулы (1.34) – (1.35) рекомендованы для случаев если на транзитных участках русел селевые потоки частично производят отложения.

Для случая транспорта селевых потоков без отложений максимальный расход селевого потока в конце расчетного участка может быть рассчитан по формуле:

$$Q_{ci} = [1 + 0,007(1 - E + \theta)\sin\alpha_i l_i \frac{\mathcal{E}_{i-1}}{Y_i}] Q_{c(i-1)}, \quad (1.36)$$

где  $E$ ;  $\theta$  – пористость и объемная влажность грунта на расчетном участке соответственно (влажность в зависимости от вида грунта изменяется от 0,2 до 0,25 [33]);

$\alpha_i$ ;  $l_i$  – угол наклона дна и длинна расчетного участка русла;

$\mathcal{E}_{i-1}$  – показатель эродирующей способности потока, поступающего на расчетный участок, определяется в зависимости от плотности и содержания селевого потока, изменяется в пределах от 0,01 до 1,48 [33].

$Y_i$  – показатель устойчивости грунта к эрозии, рассчитывается по формуле:

$$Y_i = 0,3n_i + (1 - n_i)A, \quad (1.37)$$

$A$  – коэффициент устойчивости грунта к эрозии, изменяется в зависимости от вида грунта в пределах от 1,2 до 3 [33];

$n_i$  – коэффициент учитывающий обрушение бортов при прохождении селя зависит от отношения ширины селевого потока к его глубине и расхода селевого потока, изменяется в пределах от 0,0 до 0,8 [33].

**Плотность селевого потока  $\rho_c$**  определяется по формуле:

$$\rho_{ci} = \frac{\rho_{c(i-1)} + M \sin \alpha_i l_i \frac{\vartheta_{i-1}}{Y_i}}{1 + N \sin \alpha_i l_i \frac{\vartheta_{i-1}}{Y_i}}, \quad (1.38)$$

где  $\rho_{c(i-1)}$  – плотность селевого потока поступающего с предыдущего участка;

$M; N$  – коэффициент (для грунтов - I и II категории:  $M=15,4$ ;  $N=0,00616$ ; для грунтов III категорией  $M=14,6$ ;  $N=0,00595$ ).

**Объем выноса  $W_{ci}$**  в конце расчетного участка селевого русла без отложений смеси рассчитывается по формуле:

$$W_{ci} = [1 + 0.007(1 - E + \theta) \sin \alpha_i l_i \frac{\vartheta_{i-1}}{Y_i}] W_{c(i-1)}, \quad (1.39)$$

где  $W_{c(i-1)}$  – объем селевого потока поступающий на расчетный участок.

Для первого расчетного участка принимаются расход и объем селеформирующего паводка.

Приведенные зависимости предполагают проведение расчета приближением. При этом параметры поперечных сечений селевого потока задаются и по формуле (1.27). Полученное значение сравнивается со значениями расходов полученными по формулам (1.31 – 1.36). Приближение заканчивается при условии, если разница значений не будет превышать 10%.

**Деформации селевых русел** происходит в результате вовлечения грунтов в движущейся селевой поток или отложения части селевой смеси в русле. Расчет деформации селевого русла производится для участка длиной равной 0,1 от длины основного селевого русла.

Глубина размыва русла грязекаменным селевым потоком вычисляется по формуле:

$$h_{\text{разм}} = \frac{W_{ci}S_{\tau i} - W_{c(i-1)}S_{\tau(i-1)}}{0,8L \times b}, \quad (1.40)$$

где  $L$  – длина участка;

Глубина отложений наносоводного и грязекаменного селевого потока вычисляется по формуле:

$$h_{\text{отл}} = \frac{W_{c(i-1)}S_{\tau(i-1)} - W_{ci}S_{\tau i}}{0,8L \times b}, \quad (1.41)$$

Если при расчетах одновременно будет происходить размыв и отложение части селева высота отложений рассчитывается по зависимости:

$$h_{ci} = \frac{\tau_{ci}}{\rho_{ci}g \sin \alpha_i}, \quad (1.42)$$

$\tau_i$  – статическое напряжение сдвига вещества селевого потока, определяется в зависимости от плотности селевого потока и

преобладающих пород. Определяется в соответствии рекомендациям [33].

При упрощённых расчетах возможная глубина размыва русла грядекаменным селевым штоком вычисляется на расчетном участке длиной, равной 0,1 от длины основного селевого русла по формуле:

$$h_{\text{разм}} = \frac{0,07 \sin \alpha \Delta W_c}{B \times Y}, \quad (1.43)$$

Продолжительность селей определяется отношением объемов выноса из русла селевого потока к расходу селевого потока:

$$T = W_c / Q_c, \quad (1.44)$$

**Ударная сила сея.** Осредненные значения ударной силы селевых потоков при мелких селях изменяются в пределах 5 – 6 т/м<sup>2</sup> и при очень крупных достигают 15 – 30 т/м<sup>2</sup> [26].

## 1.7 Сток рек и социально-экономические риски

Несмотря на сложные природно-климатические условия, основу экономики стран Центральной Азии составляют сельскохозяйственные, промышленные и горнодобывающие производства, размещаемые

в бассейнах рек. Карта распределения плотности населения на территории Центральной Азии (рисунок 1.19) подтверждает сделанные выводы.

А оценка состояния используемых и перспективных территорий, рациональное использование природных ресурсов, экологическое обоснование интенсификации производства является главным условием устойчивого развития различных зон нашего региона. При этом основным природным ресурсом, от состояния и режима которого зависят результаты многих социально-экономических проектов являются реки.

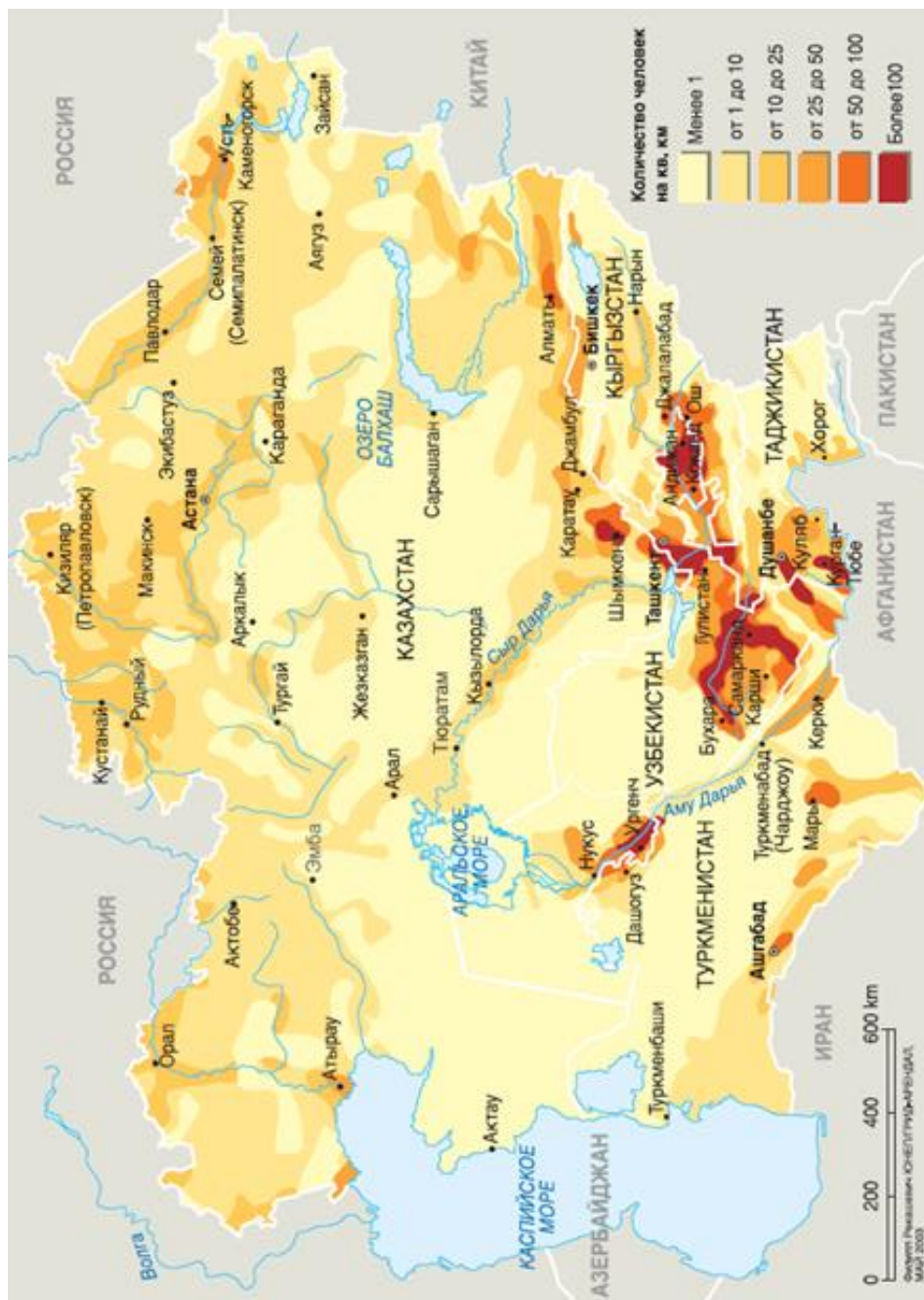


Рисунок 1.19 – Карта плотности населения на территории стран Центральной Азии

### **1.7.1 Проблемы трансформации стока рек на примере р. Сырдарья**

Особенно остро проблемы рационального использования водных ресурсов проявляются в Казахстане.

Это обусловлено ограниченностью количества водных ресурсов и неравномерностью распределения их по территории, значительной изменчивостью во времени, высокой степенью загрязнения объемов воды трансграничных рек.

Река Сырдарья является важным источником воды для сельского хозяйства и промышленных мощностей юга Республики. Но ее трансграничное положение вносило до последнего времени колоссальные коррективы в возможности ее использования. Сложность управления трансграничными водами определяется различием сопредельных стран по природным условиям, экономическому развитию, законодательству, политической ориентации или отраслевым приоритетами.

Верховья Сырдарьинского речного бассейна являются зоной использования гидроэнергетических ресурсов. Средний и нижний участки стока реки, где размещаются площади интенсивного земледелия, использовались для размещения речных гидротехнических сооружений ирригационного назначения. Речная дельта с прилегающей акваторией Аральского моря является зоной ведения рыбного хозяйства и животноводства. При таком количестве видов водопотребителей и водопользо-

вателей возникают множественные проблемы комплексного использования и охраны водных ресурсов Сырдарьи, основными из которых являются:

1. Противоречия графиков использования воды в гидроэнергетике и ирригации: ирригационные системы аридной зоны заинтересованы в повышенных речных расходах воды в вегетационный период сельхоз культур, гидроэнергетике требуются расходы зимой - в периоды максимальных электрических нагрузок. При этом основной приток – река Нарын находится на территории Кыргызстана, где ее сток зарегулирован плотинами гидроэнергетических узлов. При быстрой сработке водохранилищ зимой в низовьях реки вода проходит по транзиту на участке Казахстана, что является проявлением непроизводительных потерь объемов воды. Также в зимний и весенний периоды в пойме реки Сырдарья, по указанной причине, до последнего времени ежегодно происходили значительные наводнения.

2. Различием качества речной воды, используемой верховым и низовым потребителем. При этом низовой водопотребитель заинтересован в максимально возможном предотвращении загрязнения речного стока водопотребителями на верхних участках, в то время как последний имеет намерение использовать естественный водоток в качестве отводящего коллектора коммунально-промышленных стоков и возвратных вод с полей орошения.

Для снижения социально-экономических рисков Казахстаном по берегам Сырдарьи ниже по течению Шардаринской ГЭС для защиты

от наводнений были сооружены 526 км подпорных дамб. Однако построенные в аварийном порядке берегоукрепительные сооружения не отвечали техническим требованиям безопасности. Дамбы, устроенные вдоль русла, не выдерживали и разрушались при высоких уровнях воды. Так как пропускная способность русла зимой не превышала 450 м<sup>3</sup>/с в зону наводнений Южно-Казахстанской и Кызылардинских областей попадало 69 населённых пунктов с населением 401,1 тыс. человек, из которых эвакуации подлежат 199, тыс. чел.

В этих условиях Казахстаном был реализован проект «Строительства Коксарайского контррегулирующего водохранилища на реке Сырдарья». 18 марта 2010 года с участием Нурсултана Назарбаева контррегулятор был запущен в эксплуатацию.

Согласно проекту ПК «Институт Казгипроводхоз» были построены следующие гидротехнические сооружения: головной водозаборный гидроузел, подводящий канал, длиной 16 км, - сопрягающее сооружение, плотина в 44,7 км, которая и образовала чашу водохранилища емкостью 3 млрд. м<sup>3</sup>. Далее - водовыпускное сооружение, отводящий канал длиной 10 км и два моста. Общая расчетная сметная стоимость строительства составляет более 48 млрд. тенге.

К началу 2011 года Коксарайский контррегулятор своевременно был подключен - согласно плану - в противопаводковый режим, обеспечивая полную безопасность населенным местностям в низовьях реки Сырдарья.

## **1.7.2 Методика оценки экономического риска при селевых явлениях**

На территории Казахстана селевой опасности подвержено 164 тыс. км<sup>2</sup> территории. Наибольшее распространение селей наблюдается в руслах горных рек размещенных в зоне хребтов горных массивов: Жетысу Алатау, Иле Алатау, Кунгей и Терискей Алатау. По результатам исследований Казселезащиты, в республике имеется более 1000 селевых очагов, которые угрожают 156 населенным пунктам, где проживают более 150 тысяч человек.

Наибольшее количество человеческих жертв и наибольший материальный ущерб и от селевых потоков приходится на зону предгорий Заилийского Алатау. Где за последние 90 лет отмечалось около 800 случаев прохождения селевых потоков. Часть этих селей носила катастрофический характер, они сопровождалась человеческими жертвами и значительными разрушениями зданий и сооружений. Основными причинами формирования селей здесь являлись: предварительные ливневые дожди - 70 %; прорывы приледниковых озер -20 %; прорывы завальных озер и искусственных водохранилищ (10 %) [28].

Оценка селевых рисков может быть выполнена по методике, предложенной Бабуриным В.Л. и др. [34], которая проводится по показателям вероятного ущерба за один год. Она основана на разработанной Шныпарковым А.Л методике оценки индивидуального риска

селей

и лавин. [35].

Для оценки селевого риска в экономических показателях вместо показателей численности и плотности населения используются значения условного валового муниципального продукта в пределах административных районов. В расчетах оценки рисков учитывается, что в пределах селевого бассейна в зону воздействия селевого потока попадает не более 5 % территории, а чаще всего поражается площадь, которая составляет 1-2 %. Вместо коэффициента летальности, используется коэффициент уязвимости объектов. Итоговая формула расчета полного экономического риска от селевых потоков имеет вид:

$$R_p = P \times Y_t \times Y_S \times S \times K_y \quad (1.45)$$

где  $R_p$  – полный экономический риск;

$P$  – повторяемость селевых потоков;

$Y_t$  – уязвимость во времени;

$Y_S$  – уязвимость в пространстве;

$S$  – условный валовый муниципальный продукт;

$K_y$  – коэффициент уязвимости объектов.

Уязвимость территорий во времени, рассчитывается по формуле:

$$Y_t = L_{maf}/365, \quad (1.46)$$

где  $L_{mf}$  – продолжительность селеопасного периода;

Уязвимость территорий в пространстве определяется возможным поражением территорий селевыми потоками, которая определяется по соотношению:

$$Y_S = F_{mf} / F_{tot}, \quad (1.47)$$

Коэффициент уязвимости объектов  $K_y$  на территории муниципальных образований, принимается согласно степени селевой опасности: для территорий с низкой степенью селевой опасности  $K_y=0,01$ ; средней  $K_y = 0,02$ ; высокой  $K_y = 0,05$ .

На основании расчетов определяются селевые риски для каждого исследуемого административного района.

Оценка коллективного риска для селевых бассейнов производится по формуле [36]:

$$R_{mf} = P_{mf} \times K_y \times V_t \times d \times K_l \times F, \quad (1.48)$$

где  $R_{mf}$  – коллективный селевой риск жертв/год;

$P_{mf}$  – повторяемость селей, раз в год;

$V_t$  – уязвимость населения во времени, зависит от возможного периода нахождения человека в опасной зоне в течение суток и в течение года:  $V_t = (t_d / 24) \times (t_y / 365)$  (здесь  $t_d$  - время нахождения человека в селеопасной зоне в течение суток, часы;  $t_y$  - период нахождения человека в селеопасной зоне в течение года, равный продолжительности основного селеопасного периода, в течение которого сходит около 90% всех селевых потоков, сут.);

$d$  – плотность населения на оцениваемой территории, чел./км<sup>2</sup>;

$K_l$  – коэффициент летального исхода от селевых явлений, безразмерный;

$F$  – заселенная площадь в пределах селеопасной территории, км<sup>2</sup>.

Расчет индивидуального селевого риска  $R_{ind}$  (1/год) можно определить по формуле:

$$R_{ind} = R_{mf} / D \quad , \quad (1.49)$$

где  $D$  – численность населения на рассматриваемой территории, чел.

Применение научно обоснованных подходов в использовании методов организации селезащиты, регулирования и стабилизации русел рек позволяет оперативно и достоверно оценить состояние и особенности нежелательных явлений на водотоках. Приведённые методы оценки селевых рисков определяет возможность и целесообразность внедрение современных проектов застраиваемых и реконструируемых территорий в условиях воздействия опасных природных воздействий.

## 2. СООРУЖЕНИЯ РЕЧНЫХ ГИДРОУЗЛОВ ЦЕНТРАЛЬНОЙ АЗИИ

### 2.1 Речные гидроузлы горной предгорной зоны

Речные гидроузлы, устраиваются для использования водных ресурсов естественных водотоков и предотвращения вредного воздействия воды на окружающую среду человека. На территории Центральной Азии с помощью речных гидроузлов осуществляются различные виды водохозяйственной деятельности: создаются водохранилища, регулируются русловые процессы, используются объемы воды, регулируются уровни воды, а также ведется защита территорий от селевых и паводковых потоков.

Компоновка речных гидроузлов, формируется комбинацией гидротехнических сооружений различного технологического назначения. При этом конструкции применяемых гидротехнических сооружений зависят от: назначения, климата, топографии, гидроморфометрии рек, геологических и гидрогеологических условий водосборных бассейнов русел и грунтов оснований.

По назначению и по условиям взаимодействия с потоками рек различают следующие гидротехнические сооружения речных гидроузлов:

– **водозаборные** сооружения, служащие для забора и подачи воды из русел рек в водохозяйственные системы;

– **водоподпорные** сооружения (плотины, дамбы и др.), которые перегораживают реку или ограждают русловые водохранилища и воспринимают напор воды (*разница уровней воды в верхнем и нижнем бьефах называется напором на сооружении*);

– водосбросные (поверхностные водосливы, глубинные отверстия и др.) используются для сброса излишков воды и полезных «попусков» в нижний бьеф – отводящее русло гидроузлов;

– **регуляционные** сооружения (струенаправляющие дамбы, берегоукрепительные сооружения и др.), предназначенные для стабилизации русловых процессов (борьба с размывами и отложениями наносов);

– **селезащитные** гидротехнические сооружения возводятся в селевых руслах и бассейнах с целью прямого воздействия на движущейся селевой поток для его остановки и локализации зоны его воздействия.

По целевому назначению речные гидроузлы разделяют на **комплексные** и **специализированные**. Гидроузлами комплексного назначения являются комбинации гидротехнических сооружений, которые используются для различных отраслей водного хозяйства. Специализированные речные гидроузлы, устраиваются для нужд одной отрасли водного хозяйства.

По условиям использования сооружения речных гидроузлов разделяются на **постоянные** - используемые при постоянной эксплуатации гидроузла, и **временные**, которые используются в периоды строительства и ремонта постоянных сооружений.

Постоянные гидротехнические сооружения разделяются на **основные** и **второстепенные**. Основными считают сооружения, разрушение которых приводит к нарушению нормальной работы всего речного гидроузла. Второстепенными считают сооружения, разрушение которых не влечет за собой нарушение технологических характеристик речного гидроузла.

Гидротехнические сооружения речных гидроузлов в соответствии с рекомендациями действующих нормативных документов подразделяются на четыре класса капитальности или на три уровня ответственности. Класс капитальности или уровень ответственности сооружений определяется по последствиям при возможной аварии гидроузла, строительной высоте сооружений, материала и вида грунтов оснований. Класс капитальности определяет величины: расчетных коэффициентов запаса при рассмотрении групп предельных состояний; пропускной способности и габаритные размеры водопропускных сооружений речных гидроузлов.

## 2.2 Водозаборные гидроузлы

Водозаборные гидроузлы устраиваемые на реках Центральной Азии являются сложными комплексами гидротехнических сооружений, которые устраиваются в руслах и поймах рек для осуществления определённых операций технологического процесса «**водозабора**» [4]:

– **водоотбор**, заключается в непосредственном отборе из источника части расхода воды для обеспечения требуемой водоподачи потребителю, а также для осуществления других технологических операций;

– **водоподача**, определяет непосредственное регулирование расхода воды, поступающей потребителю в соответствии с планом (графиком) водопользования или текущей потребности;

– **защита от наносов**, которая проводится для недопущения в отводящий канал или трубопровод твердых частиц грунта, представляющих опасность для рассматриваемого потребителя или водопользователя;

– **рыбопропуска**, организуемой для недопущения в отводящий водовод рыб определенного вида и возраста при угрозе их жизнеспособности;

– **борьбы с плавающими телами и ледошуговыми образованиями** необходима для защиты водопроводящих элементов гидросистем от попадания твердых составляющих речного потока, движущихся в поверхностных горизонтах;

– **необходимый сброс объемов воды**, связана с организацией упорядоченного гидротранспорта твердых составляющих речного потока по заданному алгоритму с возможностью применения комбинаций различных способов сброса - трансфузии (сброс излишков воды при переливе через гребень автоводослива) и адаптации (сброс излишков воды путем маневрирования затворами водосбросных устройств).

Эти технологические операции были определены при рассмотрении низконапорных плотинных водозаборных сооружений. Организации процесса водозабора с помощью высоконапорных плотинных речных гидроузлов предусматривает дополнительно операцию **трансформации объёмов речного стока и уровней воды в верхнем бьефе**, которую можно охарактеризовать следующим образом:

– **трансформация объёмов речного стока и уровней воды в верхнем бьефе** речного гидроузла, производится для соответствия графиков водоподдачи и водопотребления, а также для концентрации объёмов воды верхнего бьефа перед водоприемными и водосбросными элементами.

Учитывая эту структуру технологического процесса можно выразить в виде графического выражения, приведенного на рисунке 2.1:

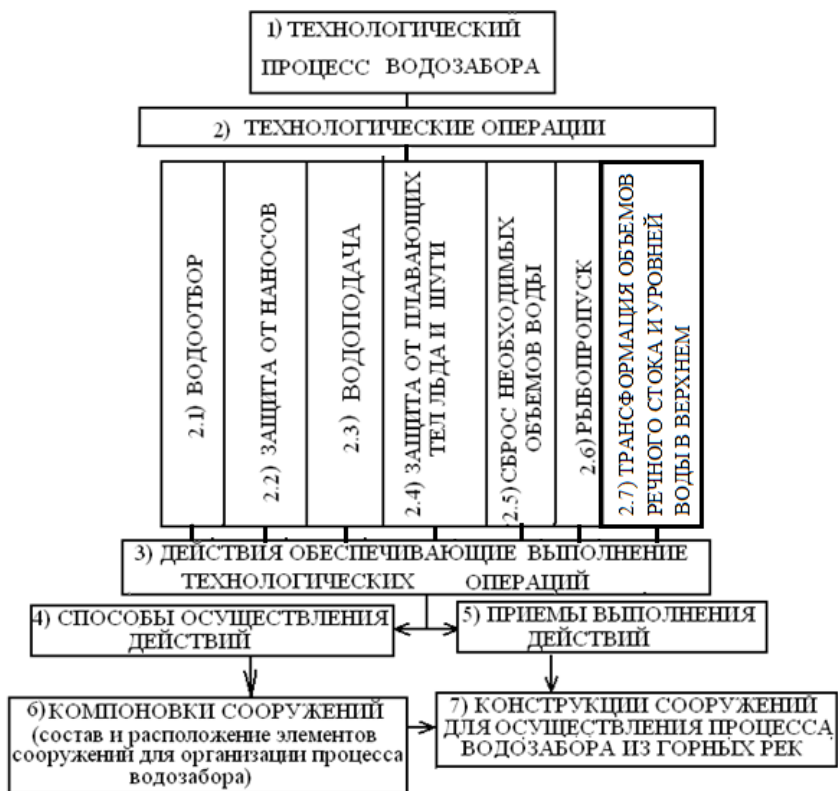


Рисунок 2.1 – Структурная модель процесса водозабора из речных русел

с помощью плотинных водозаборных сооружений

Используемые на территории стран Центральной Азии водозаборные речные гидроузлы можно классифицировать по напорам воды. Это высоконапорные плотинные, низконапорные плотинные и бесплотинные.

Определяющим критерием при выборе схемы устройства водозаборного гидроузла является максимальное значение коэффициента во-

дозабора. Он является отношением среднедекадного расхода водозабора к среднедекадному расходу реки расчетной обеспеченности [3, 4], рассчитывается по формуле:

$$\alpha = Q_{B.3} / Q_{P\%}, \quad (2.1)$$

где  $Q_{B.3}$  и  $Q_{P\%}$  – соответственно расчетный расход гидросистемы и расход притока реки расчетной обеспеченности.

Анализ динамики водозабора на речных водозаборных гидроузлах энергетического назначения Центральной Азии показывает, что в большинстве случаев критический период с максимальным коэффициентом водозабора приходится на весну, осень и зиму.

Сток наносов в указанные периоды не значительный, но достаточно большая продолжительность периодов определяет формирование призм наносов в верхнем бьефе водозаборных створов.

В период зимней межени водоотбор осложняется шуго-ледовыми явлениями, что вместе с высокими значениями коэффициента водозабора представляет определенную опасность для гидротурбин.

Необходимо отметить, что гидрологический режим большинства горных рек является более благоприятным для ирригации, чем для энергетики, т.к. повышению потребности в воде на орошение соответствует летний максимум расходов воды в этих источниках

При значениях коэффициента водозабора  $\alpha_{\max} \leq 0,25$  обычно принимается бесплотинная схема водозабора, при коэффициенте  $0,95 \geq \alpha \geq 0,25$  принимаются компоновки низконапорных плотинных водозаборных гидроузлов с полным перекрытием створа.

В случае превышения в определенные периоды времени значений расходов водозабора над расходом притока реки ( $\alpha > 1$ ) в створе водозабора сооружаются высоконапорные плотины, способные образовывать аккумулирующую емкость (водохранилище) [4]. Это может послужить причиной устройства гидроэнергетических систем с плотинной или комбинированной схемой концентрации напора. Создание водохранилищных гидроузлов комплексного назначения позволяет применять МГЭС для частичного покрытия пиковых участков графика электрической нагрузки энергосистем, облегчить условия защиты водоприемников гидросистем от наносов, плавника и ледошуговых образований и водоприемников водохозяйственных систем.

Окончательно тип и компоновка речного водозаборного гидроузла принимают в зависимости от морфометрических, гидрологических, топографических условий местности и на основе технико-экономического сопоставления различных вариантов. Этот фактор предопределяет большое разнообразие компоновочных решений при строительстве головных гидроузлов в руслах рек. Исследования по определению рациональных их схем продолжается до последнего времени.

В зависимости от создаваемого напора (*разности уровней воды в верхнем и нижнем бьефе*) водозаборные гидроузлы плотинного типа бывают:

- низконапорные ( $H \leq 10$  м);
- средненапорные ( $10 < H \leq 50$  м)
- высоконапорные ( $H > 50$  м).

Сравнительные характеристики водозаборных гидроузлов, определенные в зависимости от назначения, области применения, состава элементов приведены в таблице 2.1.

Применение средне и высоконапорных плотинных водозаборных гидроузлов на малых горных реках для малой гидроэнергетики и ирригации требует отдельного технико-экономического обоснования, так как устройство водохранилищ с относительно малыми регулирующими емкостями в то же время нуждается в создании значительных мертвых объемов для аккумуляции речных наносов различного фракционного состава.

Как показывают сопоставления гидроморфометрических характеристик горных рек и технических характеристик высоконапорных плотин, относящихся к IV классу капитальности, они не будут удовлетворять положению действующих СНиП по срокам службы ГТС. Если ежегодные издержки на очистку мертвого объема будут превышать допустимую долю ежегодной прибыли от реализации продукции [50, 51]. В этом случае подпорный створ и образованная емкость используются как русловой отстойник.

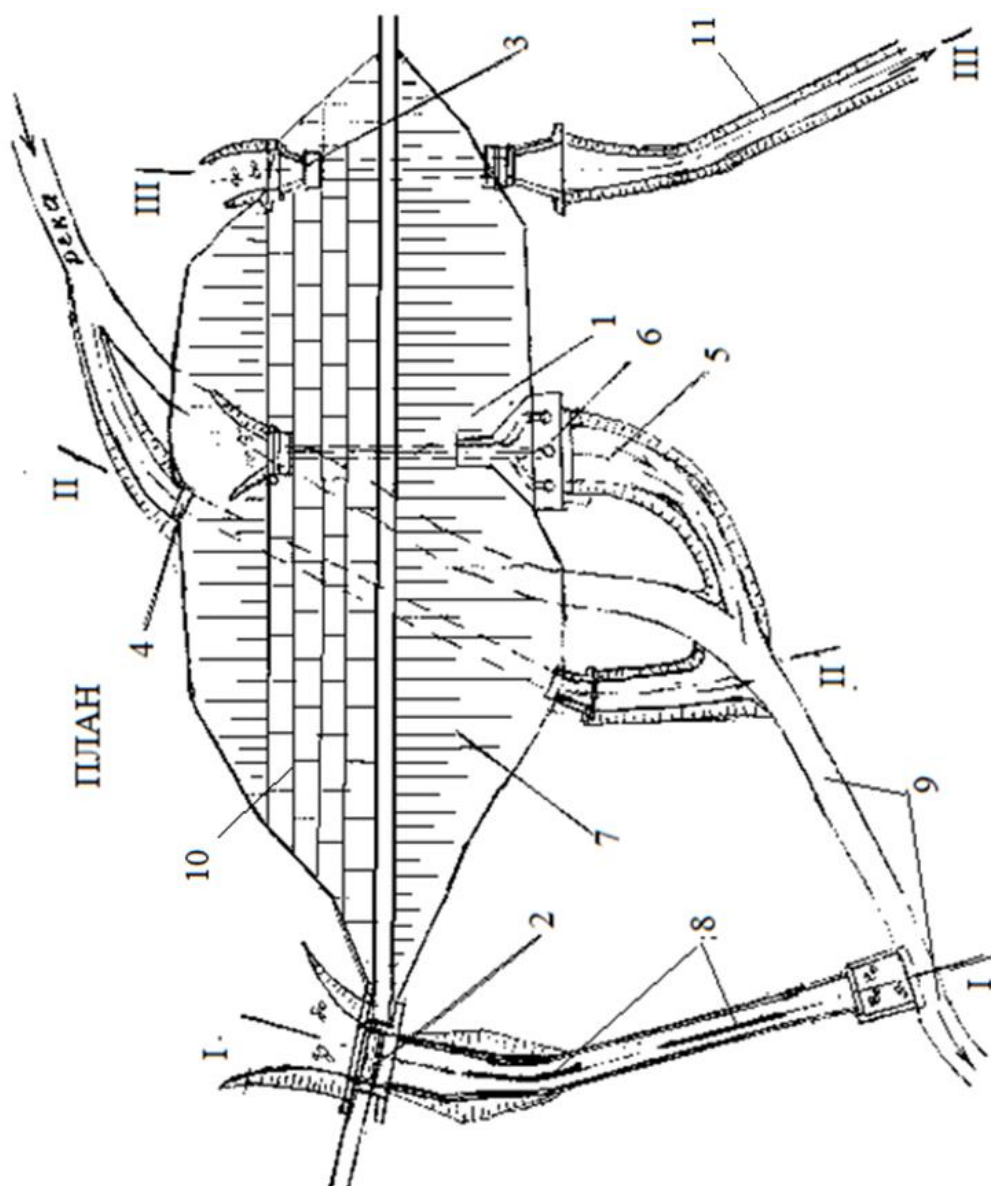
Учитывая ответственность по обеспечению надежности средненапорных гидроузлов и классификации плотинных гидроузлов в некоторых странах Евросоюза далее по тексту средненапорные гидроузлы будут рассматриваться совместно с высоконапорными.

При устройстве бесплотинных схем водозабора перед водоприемным оголовком отводящего канала не осуществляется регулирование сбрасываемых речных расходов и уровней воды. Такие гидроузлы отличаются сравнительно простой конструкцией, которая имеет относительно не высокую стоимость строительства.

Таблица 2.1 – Основные характеристики плотинных гидроузлов

Тип гидроузла	Назначение, область применения	Составные элементы	Особенности
Низконапорный гидроузел	На равнинных и горных реках для подъема уровня воды, с целью водоподдачи в ирригационные, гидроэнергетические системы и системы водоснабжения	Плотина низко пороговая, бетонная, водозаборное, лесосплавные, рыбопускные сооружения, судходные шлюзы, здание ГЭС.	Сооружения располагаются в пределах основного русла. При малой ширине русла реки часть водосбросных сооружений располагается на верхней части поймы.

Тип гидроузла	Назначение, область применения	Составные элементы	Особенности
Средне-напорный гидроузел	На равнинных многоводных реках в нескальных грунтах. На горных и предгорных реках в полускальных и скальных породах.	Глухая грунтовая или водосливная ж/б плотина, здание ГЭС, судоходные шлюзы, водозаборные сооружения одно или много камерные, рыбопропуски.	<u>Руслевая компоновка</u> : водосливная плотина, здание ГЭС в русле реки. Пойма перекрыта глухой грунтовой плотинной. <u>Пойменная компоновка</u> : водосливная плотина, здание ГЭС. Основное русло перекрыто плотинной.
Высоконапорный гидроузел	На горных реках в глубоких и узких ущельях из скальных грунтов при $Q_{\max} \leq 4$ тыс. м <sup>3</sup> /с. На предгорных и равнинных многоводных реках при $Q_{\max} \leq 10 - 20$ тыс. м <sup>3</sup> /с и нескальных основаниях. Основное назначение энергетическое.	Ж/б или грунтовые плотины. Здание ГЭС с водозабором и отводящими устройствами. Водоприемники ирригационных систем и систем водоснабжения, рыбопропускные сооружения, судоходные шлюзы и лесопропускные устройства.	В узких створах горных рек гравитационная или арочная плотина. Водосливы и здания ГЭС в теле плотины. В широких створах многоводных рек частично глухая грунтовая плотина, частично водосливная бетонная плотина. В русле реки здание ГЭС.



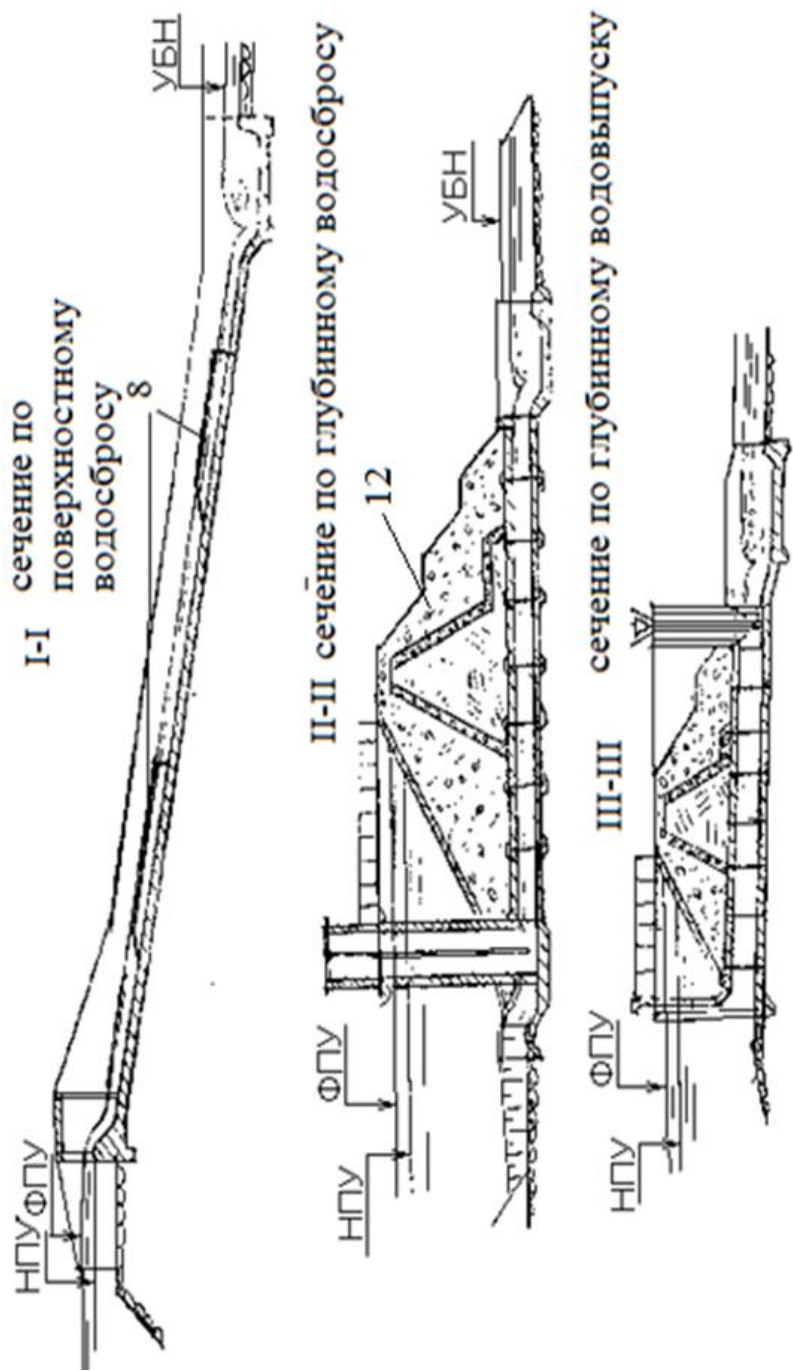


Рисунок 2.2 – Компоновка речного водозаборного гидроузла: 1 - грунтовая плотина;

2 – поверхностный водосбор; 3 – глубокий водовыпуск; 4 – водосбор; 5 – отводящий канал;  
нал;

6 – здание ГЭС; 7 – низовой откос плотины;

8 – быстротечный канал; 9 – отводящее русло реки; 10 – верховой откос;

## 2.3 Высоконапорные плотинные водозаборные гидроузлы

Типовая компоновочная схема речного высоконапорного водозаборного гидроузла комплексного назначения (гидроэнергетического, ирригационного) приведена на рисунке 2.2 [37].

Чаще в Центральной Азии, за редким исключением, строятся специализированные плотинные речные гидроузлы. Об этом свидетельствует анализ безопасности плотин, выполненный Европейской экономической комиссией для создания потенциала при региональном сотрудничестве – Приложение 1 [38].

Согласно приведенной типовой компоновочной схеме для организации основных технологических операций водозабора не зависимо от назначения необходимо устройство следующих гидротехнических сооружений: водоподпорные сооружения – плотины; водосбросы и водоспуски; водовыпуски, напорные и безнапорные водоводы и сопрягающие сооружения.

Водоподпорные сооружения устраиваются и перегораживают русла рек, создают подпор в подводящем русле с аккумуляции объемов и поднятием уровней водного потока. При этом увеличивается разница отметок воды до и после сооружения. Основными речными водоподпорными сооружениями являются плотины, которые полностью перегораживают русло реки.

По степени перераспределения стока во времени – его трансформации в подпорном створе речного гидроузла различают следующие

виды регулирования: суточное, недельное, сезонное, годовое, многолетнее.

Наиболее важные виды регулирования в условиях Центральной Азии – сезонное и многолетнее регулирование.

Чем больше емкость создаваемого водохранилища по отношению к регулируемому стоку, тем выше степень его регулирования - выравнивания, тем ближе значение коэффициента трансформации стока к единице, который определяется по формуле [52]:

$$\alpha = Q_{зар.} / Q_{ср.л.}, \quad (2.2)$$

где  $Q_{зар.}$  – расход воды, аккумулируемый в водохранилище;

$Q_{ср.л.}$  – среднемноголетний расход реки в створе устройства гидроузла.

Добиться полного выравнивания стока при  $\alpha = Q_{зар.} / Q_{ср.л.} = 1$  возможно только ценой больших затрат на сооружение крупнейших водохранилищ, которые с экономической точки зрения, как правило, не оправдываются.

Однако в ряде случаев при создании водохранилищ на реках с высокой степенью естественного регулирования стока (при относительно малых коэффициентах изменчивости годового стока  $C_v$ ) целесообразно доведение коэффициента трансформации до значения близкого к 1.

Водоохранилища **суточного** регулирования стока предназначены для перераспределения в течение суток равномерного стока реки в соответствии с неравномерным водопотреблением. То есть повышение

подаваемых расходов в часы утреннего и вечернего максимума производится за счет объемов воды, зарегулированных в периоды снижения водопотребления в ночные и обеденные часы (рисунок 2.3) [52].

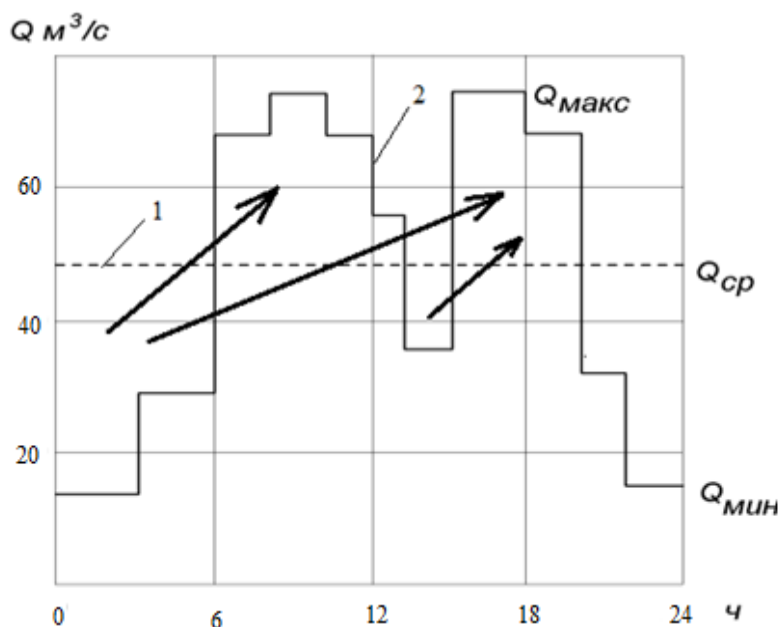


Рисунок 2.3 – Схема суточного регулирования стока

Водоохранилища **недельного** регулирования речного стока предназначены для перераспределения в течение недели практически равномерного стока реки. При этом аккумулярование объемов воды производится в нерабочие дни, и их подача ведется в течении рабочих дней недели (рисунок 2.4). Объем водоохранилища недельного регулирования объемов избытков стока в выходные в соответствии с объемами недостатка.

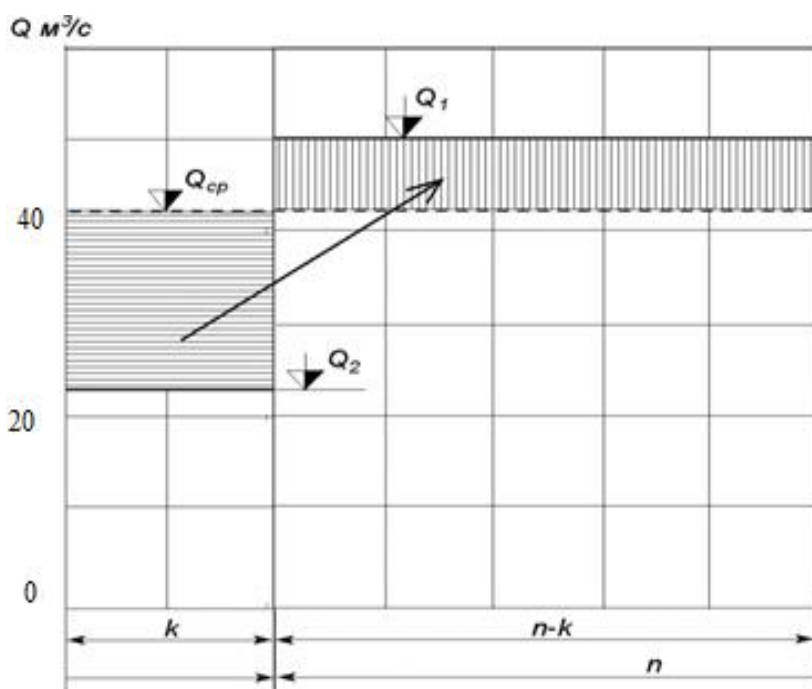


Рисунок 2.4 – Схема недельного регулирования стока реки

Водоохранилище сезонного регулирования стока предназначено для перераспределения стока в многоводные и маловодные периоды года (рис. 2.5). Она несколько отличается от схемы годичного регулирования.

Схема **годового** регулирования стока наблюдается в случаях если объемы избытка речного стока в расчетном маловодном году компенсируют объемы дефицита. То есть когда зарегулированный расход доведен до величины среднегодового расхода подачи.

Водоохранилище **многолетнего** регулирования стока предназначено для перераспределения речных расходов не только внутри года,

но и аккумуляции объемов воды в многоводные и средневодные годы для ее подачи в маловодные (рисунок 2.6).

Полезный объем водохранилища находится в прямой зависимости от степени регулирования стока

Классификация водохранилищ по глубине воды и объемам воды в верхнем бьефе приведена в таблицах 2.2 и 2.3.

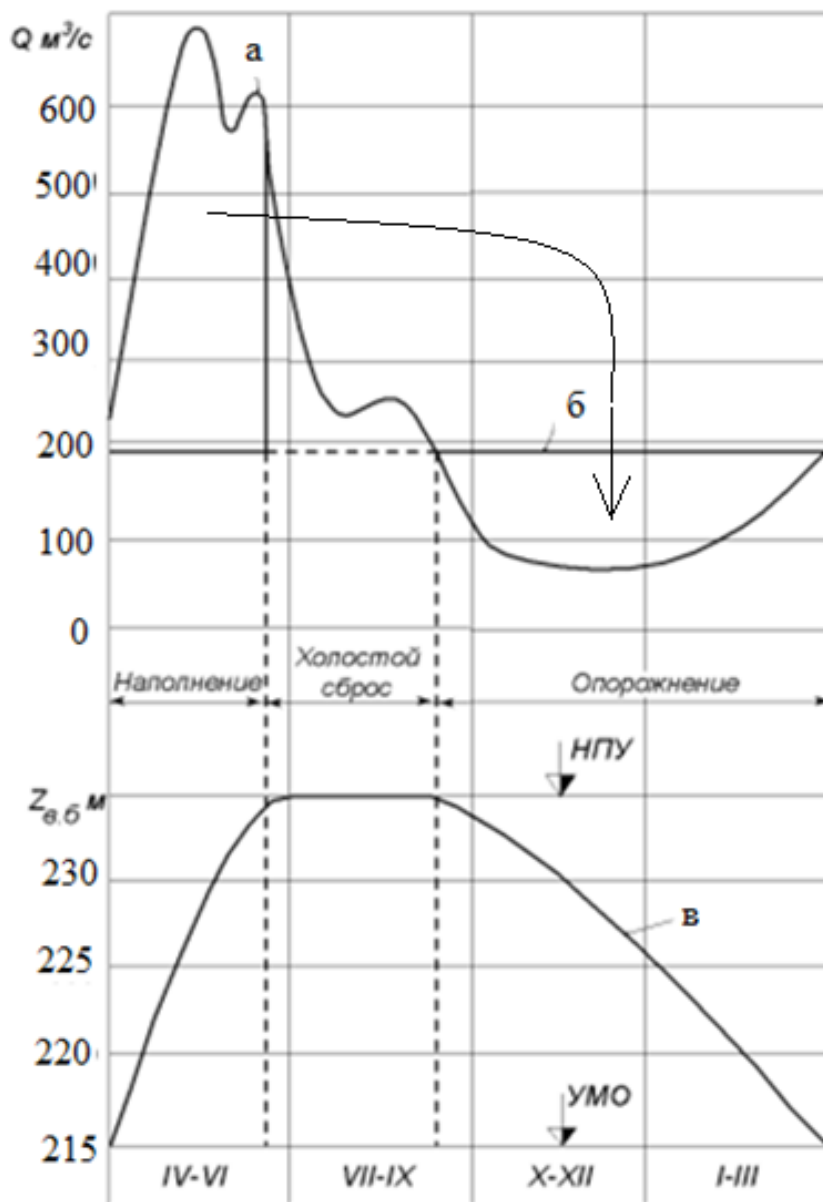


Рисунок 2.5 – Схема сезонного регулирования стока реки:

а - естественный водный сток;

б – подаваемые расходы из водохранилища;

в – уровни воды в верхнем бьефе водохранилища

Таблица 2.2 – Классификация водохранилищ по глубине

Категория водохранилищ	Наибольшая глубина, м	Средняя глубина, м
Исключительно глубокие	более 200	более 60
Очень глубокие	100–200	30–60
Глубокие	50–99	15–29
Средней глубины	20–49	7–14
Неглубокие	10–19	3–6
Мелководные	менее 10	менее 3

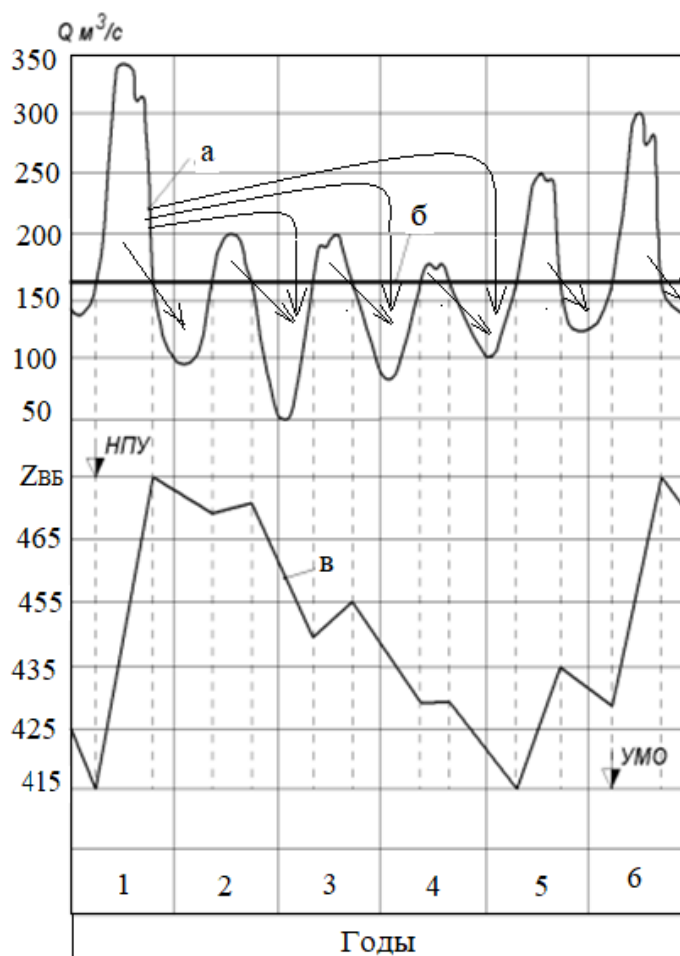


Рисунок 2.6 – Схема многолетнего регулирования стока:

а – естественные расходы; б – расходы водоподачи;

в - уровни воды в верхнем бьефе водохранилища

Таблица 2.3 – Классификация водохранилищ по объемам воды

Категория водохранилищ	Полный объем, км <sup>3</sup>	Площадь водного зеркала, км <sup>2</sup>
Крупнейшие	более 50	более 5000
Очень крупные	50–100	500 - 5000
Крупные	1–50	100 - 500
Средние	0.1 - 1	20 - 100
Небольшие	0.1–0.01	2 - 20
Малые	менее 0.01	менее 2

В современной практике водохозяйственного планирования режимов эксплуатации водохранилищ их отдачу обычно связывают с надежностью удовлетворения требования водохозяйственных систем. Сравнительным критерием при этом является **гарантированная отдача водохранилищ**.

Под гарантированной отдачей подразумевается минимальная среднесуточная, среднемесячная, среднесезонная или среднегодовая отдача, обеспечиваемая с заданной надежностью. При проектировании в качестве гарантированной используется отдача либо средняя за всю межень, либо средняя за осенне-зимний период, либо среднегодовая. В

зависимости от назначения гидроузла его гарантированная отдача может быть выражена в зависимости от различных факторов [52]:

1) сбрасываемый гарантированный расход воды  $Q_{гар}$ , подаваемый в отводящее русло гидроузла для нужд водного транспорта, рыбного и лесного хозяйства;

2) подаваемый гарантированный расход воды  $Q_{гар}$ , подаваемый из водохранилища через водовыпуски в каналы или трубопроводы для нужд ирригации, водоснабжения и на деривационные ГЭС напор, который не связан с напором воды в водохранилище и др.;

3) гарантированным количеством гидравлической энергии потока  $\mathcal{E}_{гар}$  или мощностью  $N_{гар}$ , используемых на ГЭС в составе гидроузлов в расчетных маловодных условиях и их участие в покрытии графика нагрузки энергосистемы.

На речных гидроузлах комплексного назначения гарантированная отдача выражается совокупностью указанных величин.

В состав водоподпорных сооружений высоконапорных плотинных речных гидроузлов включают: плотины, огораживающие или струенаправляющие дамбы и элементы механического оборудования речных гидроузлов. Они являются наиболее ответственными в составе речных гидроузлов, так как воспринимают основные нагрузки - давление воды со стороны верхнего бьефа. Отказы в работе этих сооружений приводят к прорыву напорного фронта гидроузла и неконтролируемому переливу воды в нижний бьеф, что грозит катастрофическими последствиями по длине отводящего русла.

### 2.3.1 Высоконапорные плотины

Плотины — это гидротехнические сооружения по конструктивным особенностям и назначению разделяются на глухие и водосливные.

Глухие плотины, предназначенные для создания перепада уровней воды с образованием водохранилищ, русловых отстойников и селехранилищ.

Водосливные плотины изготавливаются из бетона и допускают перелив воды через гребень при сбросе излишних расходов, поступающих в верхний бьеф по реке.

На территории Центральной Азии как правило устраивается глухие массивные – грунтовые плотины из местных строительных материалов. Реже строятся глухие бетонные гравитационные или железобетонные контрфорсные плотины (см. Приложение 1).

**Грунтовые плотины** в зависимости от материала сооружения подразделяются на земляные и каменно-набросные. Основной проблемой при строительстве и эксплуатации грунтовых плотин является обеспечение их водонепроницаемости. Водонепроницаемость этих плотин достигается устройством противодиффузионных элементов в виде экрана на верховом откосе, с зубом или понуром, а также в виде ядра или диафрагмы в теле плотины (рисунки 2.7 и 2.8) [37].

Верховые откосы **земляных плотин** выполняются более пологими, так как при смачивании водой они имеют меньшую устойчивость, коэффициент их заложения изменяется в пределах  $m = (2,5 - 4)$ , низовые откосы имеют меньший коэффициент заложения от  $m = (1,5 - 3)$ .

При высоте земляных плотин более 18 м на откосах плотин (чаще на низовом) устраивают бермы - для повышения устойчивости, надзора за откосом и ремонтом покрытия.

Бермы на низовом откосе устраиваются через 7-15 м высоты и позволяют проложить дороги, предохранить его от размыва осадками. Ширина берм принимается не менее 1,0 м, а на их плоскости устраиваются водоотводящие кюветы и лотки.

Ширину гребня плотины принимают не менее 3 м, так как на нем устраивают дороги. Отметку гребня плотины принимают с учетом отметок максимальных расчетных – форсированных уровней воды и высоты наката и нагона ветровых волн.

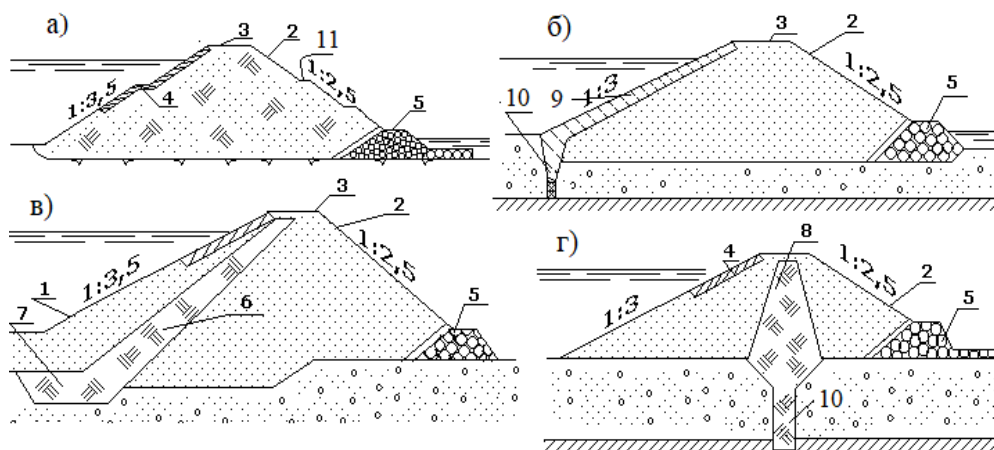


Рисунок 2.7 – Конструкции земляных плотин: а – однородная; б – с экраном и зубом; в – с экраном и понуром; г – с ядром;

1 – верховой откос; 2 – низовой откос; 3 – гребень;

4 – крепление верхового откоса; 5 – дренажный банкет

б – грунтовый экран; 7 – грунтовый понур; 8 – ядро;

9 – бетонный или асфальтный экран; 10 – шпунт; 11 – берма

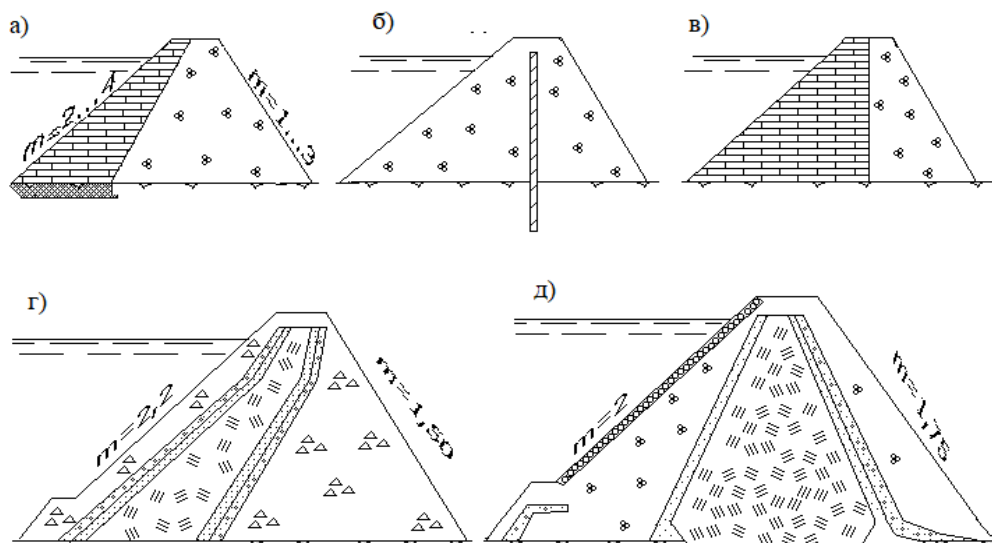


Рисунок 2.8 – Конструкции каменно-набросных плотин:

а – с негрунтовым – железобетонным экраном; б – с диафрагмой;

в – полу набросная; г – с грунтовым экраном; д – с грунтовым ядром

На рисунке 2.9 приведена конструкция земляной однородной плотины, возведенной в пойме реки Сырдарья. Плотина является основной составной частью Коксаряйского контррегулятора, построенного в Южноказахстанской области в 2010 году.

Верховой откос закреплен монолитным железобетонном для предохранения от размыва тела плотины. Верхняя граница крепления располагается на уровне гребня плотины, где устроен волноотбойный парапет переменной высоты от 1,0 до 1,5 м. Железобетонное крепление разделено на отдельные карты размером 10×10 м. Между картами устроены деформационные швы, которые выполнены из уплотнительной поливинилхлоридной ленты. На границах плит установлены антисрепетированные доски, послужившие опалубкой при строительстве.

В нижней части крепления верхового откоса устроен бетонный упор размером 0,3×0,5 м, расположенный на каменном зубе высотой 1,2 м, который состоит из камня W 10-30 см.

Для защиты от эрозии низовой откос закреплен щебнем толщиной 0,25 м.

Общая длина плотины на суглинистом основании составляет 32,6 км, а на песчаном основании 12,1 км. Средняя толщина водопроницаемого основания 30 м. На участке песчаного основания в нижней части тела плотины устроен зуб, по схеме, приведенной на рисунке 2.10.

Для сбора и отвода фильтрационной воды через тело плотины вдоль низового откоса разработана открытая дрена глубиной 2,0 м, шириной по дну 3,0 м и заложением откоса  $m=3,0$ . Такая конструкция грунтовой плотины позволила выполнить внедрение проекта в срок - 113 суток.

**Каменно-набросные** плотины возводятся из камней при отсыпке и укладке. Такие плотины имеют повышенную водопроницаемость, поэтому их не строят однородными - для уменьшения потерь воды применяют противофильтрационные устройства. Экраны могут быть изготовлены, из металла, полимерных пленок, асфальтобетона или из каменной кладки.

Преимуществами каменно-набросных плотин является: возможность использования местных материалов; строительство не зависит от погодных условий, плотины возводятся любой высоты.

Недостатки, определяющие пределы применения каменно-набросных плотин включают: наброска из камня дают большие осадки, которые регулярно необходимо компенсировать, водосбросы и водоспуски речных гидроузлов могут устраиваться только за пределами тела плотины.

Поперечник на ПК243+00

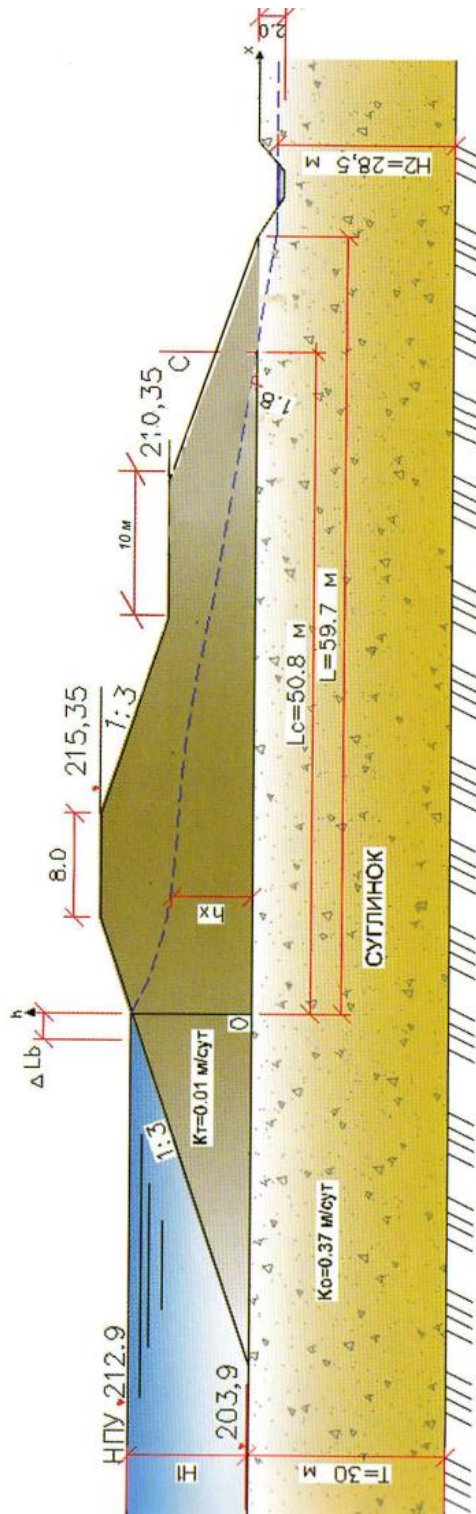


Рисунок 2.9 – Конструкция поперечного профиля земляной плоты на суглинистом основании Коксарайского контррегулятора

### Поперечник на ПК23+00

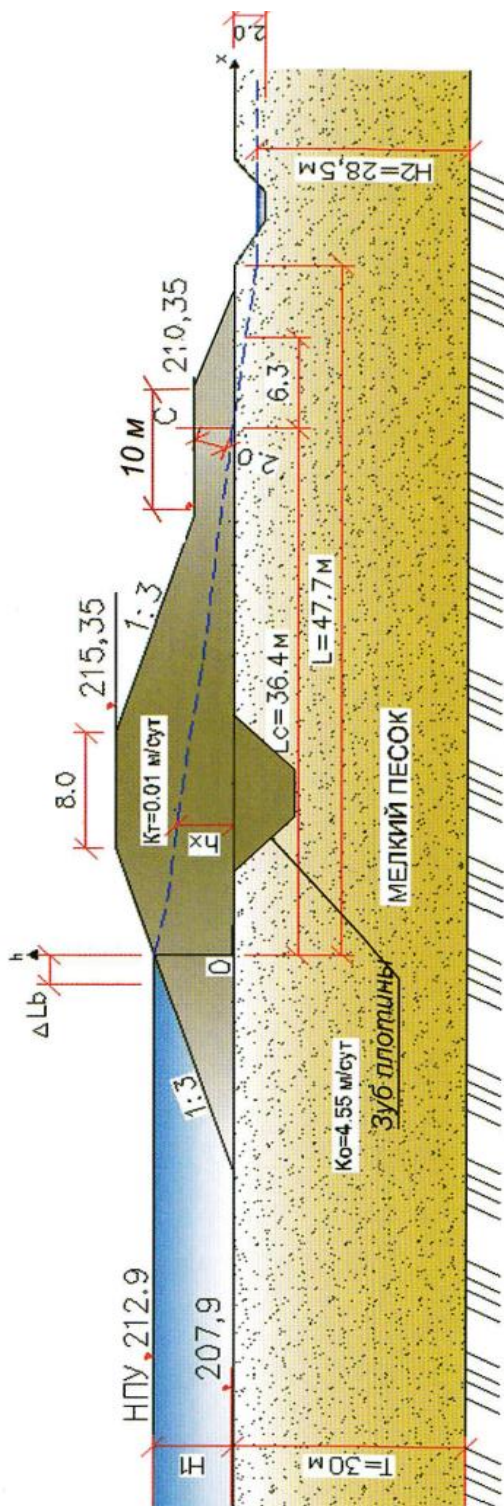


Рисунок 2.10 – Конструкция поперечного профиля земляной плоты на песчаном основании Коксарайского контррегулятора

По физико-механическим показателям камни, укладываемые в плотины должны отвечать требованиям морозостойкости, прочности, неветриваемости. Коэффициент заложения откосов каменно-набросных плотин из условия сохранения устойчивости на сдвиг принимают равным  $m = (2 - 4)$ . Экраны или ядра плотин выполняют из малопроницаемых грунтов: глины, суглинка, глинобетона. Иногда для устройства ядра применяют асфальтобетон и полимерные пленки.

**Бетонные и железобетонные плотины** по конструкции разделяются на три основных вида: гравитационные, контрфорсные и арочные. В странах Центральной Азии в руслах рек были возведены гравитационные и контрфорсные плотины (рисунок 2.11) [38] (см. Приложение 1).

Гравитационные, плотины получили свое название от латинского слова: "gravitas", что означает "тяжесть". Устойчивость этих плотин обеспечивается собственным весом. Благодаря своей неприхотливости эти плотины имеют высокую надёжность и могут быть устроены практически во всех географических условиях.

Первой гравитационной плотинной, построенной на территории Центральной Азии, была плотина Усть-Каменогорской ГЭС (рисунок 2.12). В состав подпорного створа гидроузла входят: - глухая часть бетонной плотины длиной 300 м; водосливная часть плотины длиной 92 м, включающаяся четыре водосливных отверстия; однокамерный судоходный шлюз. Усть-Каменогорская ГЭС входит в каскад Иртышских ГЭС – нижняя ступень.

Подпорный створ станции выполняет роль контррегулятора более мощной Бухтарминской ГЭС. В качестве прототипа при строительстве гидроузла был принят проект Днепро ГЭС. Основной функцией является выработка электроэнергии и компенсационное регулирование стока реки Иртыш. Гидроузел был введен в эксплуатацию в 1952 году, но из-за нехватки потребителей электроэнергии была остановлена, а в 1959 году была вновь запущена при окончании монтажа 4-го гидроагрегата.

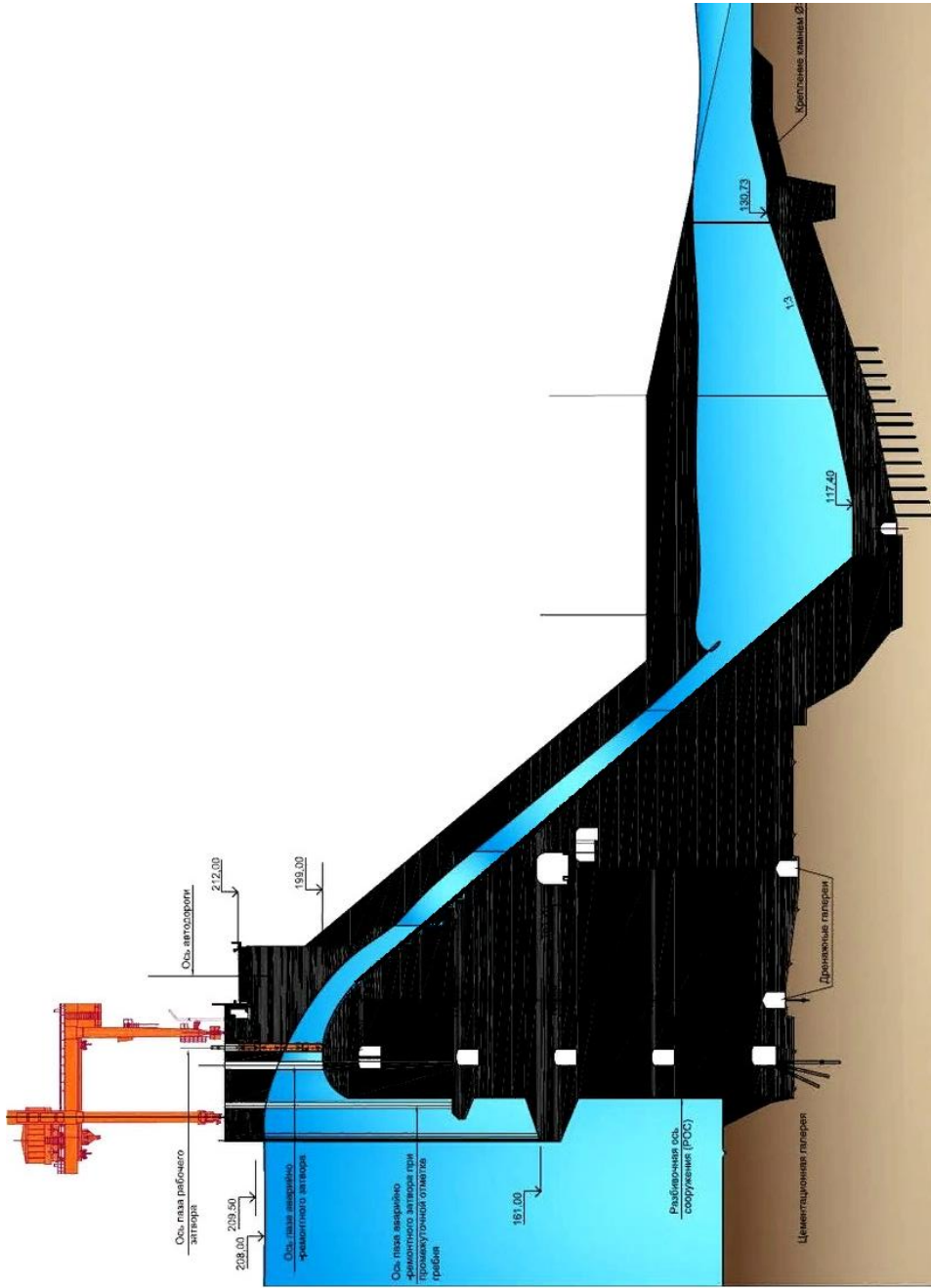


Рисунок 2.11 – Схема размещения гравитационной плотины в подпорном створе русла

Бухтарминская ГЭС - верхняя ступень Иртышского каскада, расположена в русле реки Иртыш ниже устья реки Бухтарма. Эксплуатация станции началась при пуске 1-го гидроагрегата в 1960 году, на полную мощность ГЭС введена в действие в 1966 году (рисунок 2.13).

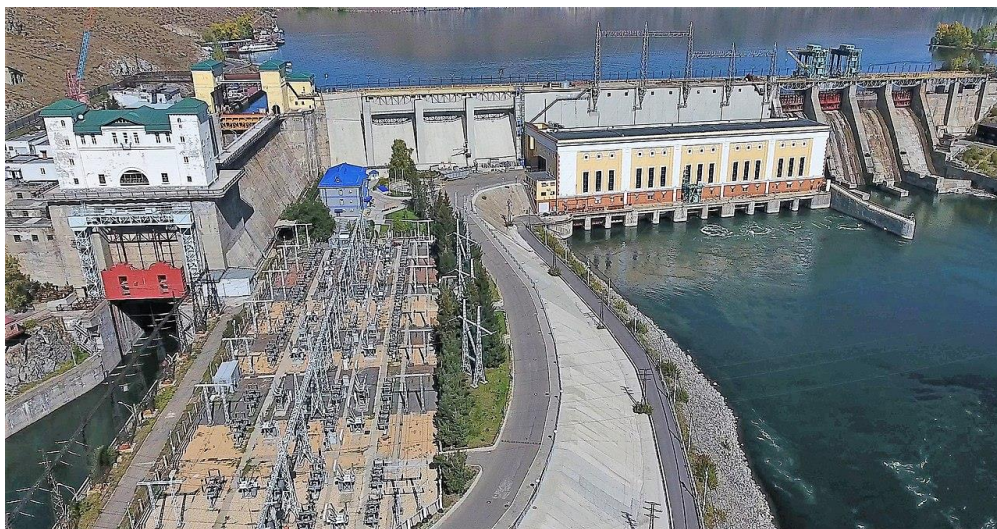


Рисунок 2.12 – Компонировка речного гидроузла Усть-Каменогорской ГЭС



Рисунок 2.13 – Гравитационная плотина Бухтарминской ГЭС

Максимальная высота гравитационной плотины в русловой части равна 87 м, в состав подпорного створа входит водосливной пролет 18 м. На правом берегу русла размещен четырёхкамерный односторонний шлюз.

Полная длина подпорного створа гидроузла составляет 430 м. Он образует крупнейшее водохранилище в Центральной Азии с объемом 49800 млн. м<sup>3</sup>, так как в его состав входит озеро Зайсан.

При строительстве гидротехнических сооружений Бухтарминской ГЭС впервые на территории СССР использовался «жесткий бетон». Проведенные исследования в 2002 году свидетельствовали о повышении прочности бетона. При этом плотина была признана лучшей в мире по состоянию и качеству бетона.

Самой высокой гравитационной плотиной в Центральной Азии является Токтогульская плотина на р. Нарын высотой 215 м (рисунок 2.14).



2.14 – Гравитационная плотина Токтогульского водохранилища

Конструктивно глухие гравитационные плотины представляют собой бетонную стену треугольного поперечного сечения с прямоугольной надстройкой. Основными элементами таких плотин являются: гребень; напорная; низовой откос; бетонная кладка, выполненная в виде блоков, разделенных деформационными швами (рисунок 2.15); смотровые потерны - галереи, соединенные с дренажной системой; основание плотины.

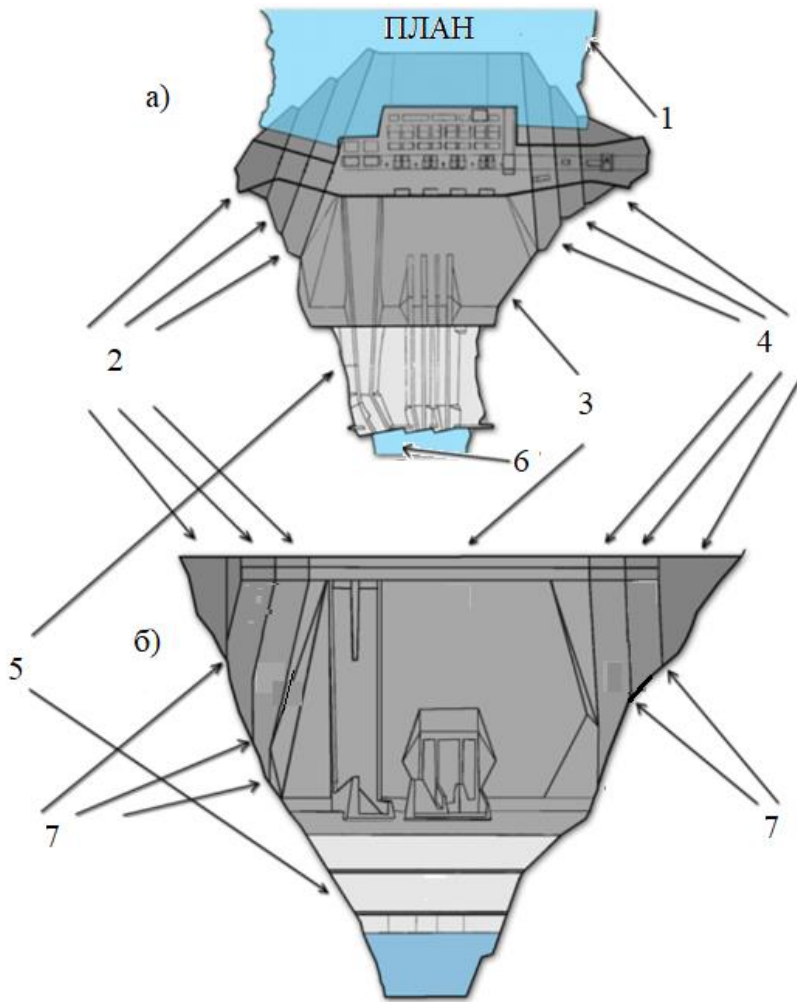


Рисунок 2.15 – Гравитационная плотина Токтогульского водохранилища:

- а – план плотины; б – вид со стороны нижнего бьефа  
 1 – водохранилище;  
 2 – блоки правого берега; 3 – центральный блок; 4 – блоки левого берега;  
 5 – здание ГЭС; 6 – отводящее русло; 7 – деформационные швы

При проектировании очертание профиля гравитационных плотин определяется с учетом устойчивости плотин на сдвиг, прочности и минимального объема плотины.

Заложение откоса верховой напорной поверхности изменяется в пределах от  $m_1=0 - 0,075$  до  $m_1=0,4$  с прямолинейным или ломаным очертанием откоса. Заложение низового откоса при прямолинейном очертании изменяется в пределах  $m_2=0,15 - 0,62$ .

Современные глухие гравитационные плотины в основном возводятся в широких створах со скальными основаниями, когда отношение длины створа на уровне гребня (длина плотины по гребню  $L_{nl}$ ) к максимальной высоте плотины в этом створе  $h_{nl}$  отвечает условию  $L_{nl}/h_{nl}>3$ . Токтогульская плотина является исключением из указанного правила, так как отношение длины к ее высоте равно  $L_{nl}/h_{nl}=292,5/215=1,36$ .

Как свидетельствует практика проектирования и строительства гравитационных плотин, экономичным поперечным профилем плотины считается конструкция с наименьшей шириной  $B_{nl}$  по подошве плотины, которая обязательно должна удовлетворять условиям [37]:

- отсутствию растягивающих напряжений в бетоне тела плотины;
- обеспечению устойчивости тела плотины против сдвига по основанию.

Для выполнения первого условия верховая напорная грань плотины должна быть вертикальной. Следовательно, экономичным сечением является прямоугольный треугольник с вертикальной гранью.

Второе условие для гравитационных плотин обеспечивается при относительной ширине основания плотины:

- для скальных оснований  $B_{пл}=(0,7 - 0,8)h_{пл}$ ;
- для песчаных оснований  $B_{пл}\approx h_{пл}$ ;
- для глинистых грунтов  $B_{пл}=(1,2 - 1,7)h_{пл}$ .

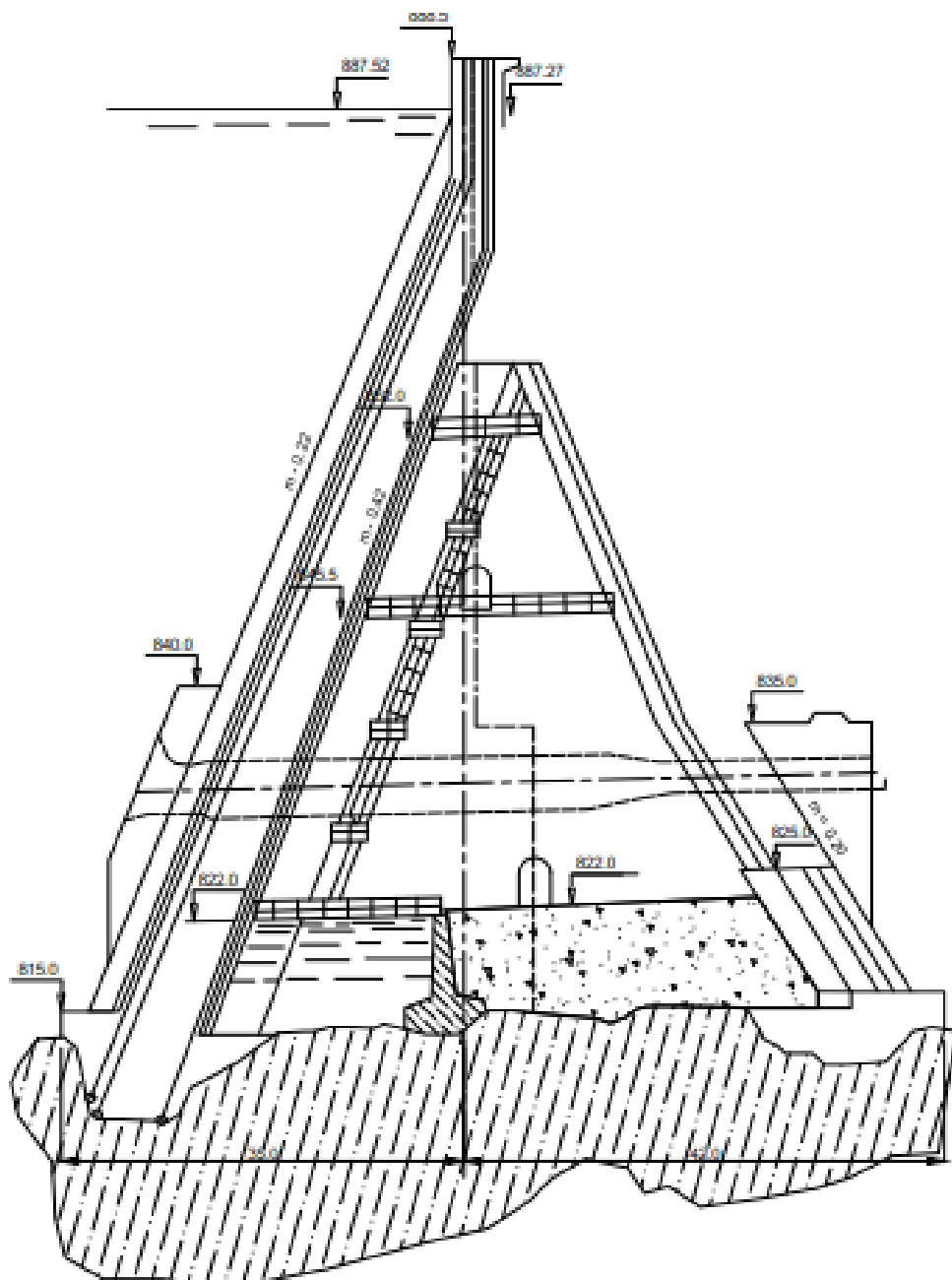
Бетонные и железобетонные плотины, отличающиеся по конструкции от массивных гравитационных, называют облегченными плотинами.

Контрфорсные плотины являются облегченными, представляют собой ряд расположенных на некотором расстоянии друг от друга контрфорсов - подпорных стенок в нижней части плотины, которые удерживают напорную плиту, воспринимающую давление воды со стороны верхнего бьефа (рисунок 2.16).



Рисунок 2.16 – Гребень контрфорсной плотины Кировского водохранилища

Примером контрфорсных плотин в Центральной Азии является плотина Кировского водохранилища, которое устроено на реке Талас для орошения земель Таласской долины Кыргызстана и Казахстана (рисунки 2.17).



## Рисунок 2.17 – Конструкция контрфорсной плотины

### Кировского водохранилища

Эта плотина стала первым проектом такого типа, которая была построена на территории бывшего СССР в 1975 году. Строительство осуществлялось в 9-ти балльной зоне сейсмической опасности.

Высота плотины – 84 метра, длина по гребню – 260 м. Объем бетона в плотине 304 тыс. м<sup>3</sup>. Основание плотины представлены песчаниками и сланцами.

Плотина разделена цементируемыми швами на 10 секций. Ширина оголовков 22 м, контрфорсов -12 м, низовой стенки - 4,5 м.

Самой высокой в Центральной Азии контрфорсной плотиной<sup>1</sup> является Андижанская плотина высотой 121 м, которая является частью речного гидроузла комплексного назначения – энергетическое и ирригационное. Плотина формирует подпорный створ в русле реки Карадарья (рисунок 2.18).



Рисунок 2.18 – Размещение Андижанского гидроузла в русле Карадарья

Андижанский гидроузел имеет комплексное водохозяйственное назначение. Он был построен в 1980 году в месте выхода р. Карадарьи из предгорий Тянь-Шаня в Ферганскую долину.

Основным сооружением гидроузла является бетонная массивно-контрфорсная плотина со спаренными контрфорсами.

Длина по гребню плотины составляет 875 м при максимальной высоте 115,5 м и шириной в основании 120 м.

По длине плотина разрезана деформационными швами на два береговых устоя и 33 секции (рисунок 2.19). Заложение откосов - железобетонных поверхностей плотины равно  $m=0,5$ . Каждая секция плотины имеет ширину по оси 25 м.

Между контрфорсами с толщиной 5 м имеются полости размером 7,5 м по ширине. Верховой оголовок имеет переменную ширину 25–27 м, а низовой постоянную 17,5 м. Максимальная длина секции в основании достигает 125 м. Минимальная толщина верхового оголовка в основании 8 м, а в верхней части межсекционной полости уменьшается до 6 м.

Контрфорсные плотины Кировского и Андиганского гидроузлов возводились с применением Токтогульского метода – бетонированием однослойными блоками. Это позволило более четко организовать внутри блочные работы с использованием средств механизации.

Основанием сооружений служат окварцованные хлоритовые сланцы с дайками и жилами изверженных пород. Расчетная сейсмичность района строительства 9 баллов.

Увеличение прочности и надежности контрфорсных плотин обеспечивается двумя способами:

- смыканием внешних стен плотины на гребне;
- путём использования вертикальных контрфорсных элементов внутри полого тела плотины, снаружи со стороны нижнего и верхнего бьефов.

В указанных случаях давление воды со стороны водохранилища передается напорным перекрытиям-контрфорсам, которые перенаправляют возникшие нагрузки на основание плотины.

При подборе класса и состава бетона для различных частей контрфорсных плотин учитывается, что бетон перекрытий плотин (напорной поверхности находится под воздействием фильтрации).

Для перекрытий плотин подбирают маловодопроницаемый бетон и стойкий против выщелачивания при фильтрации.

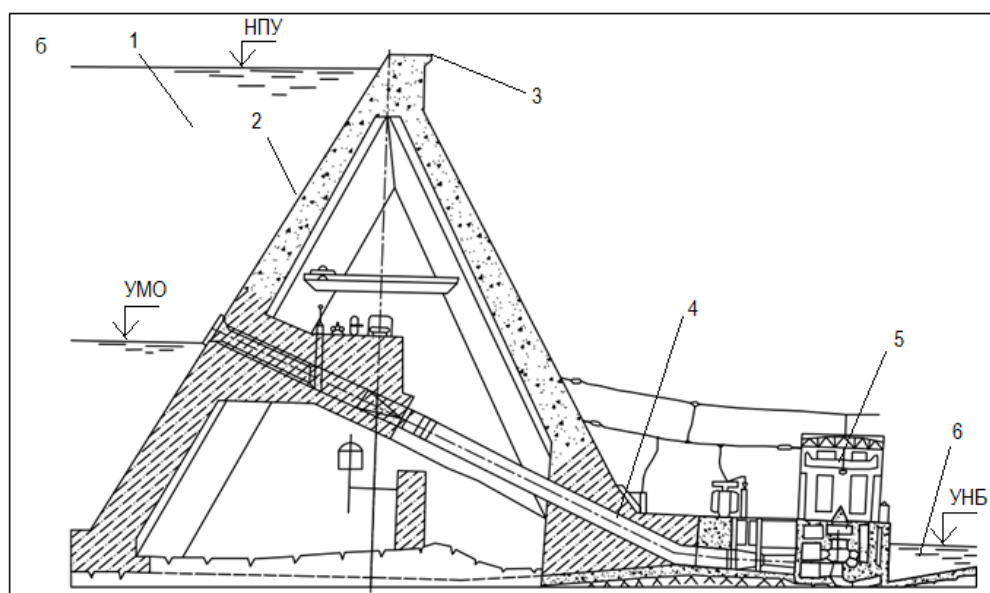
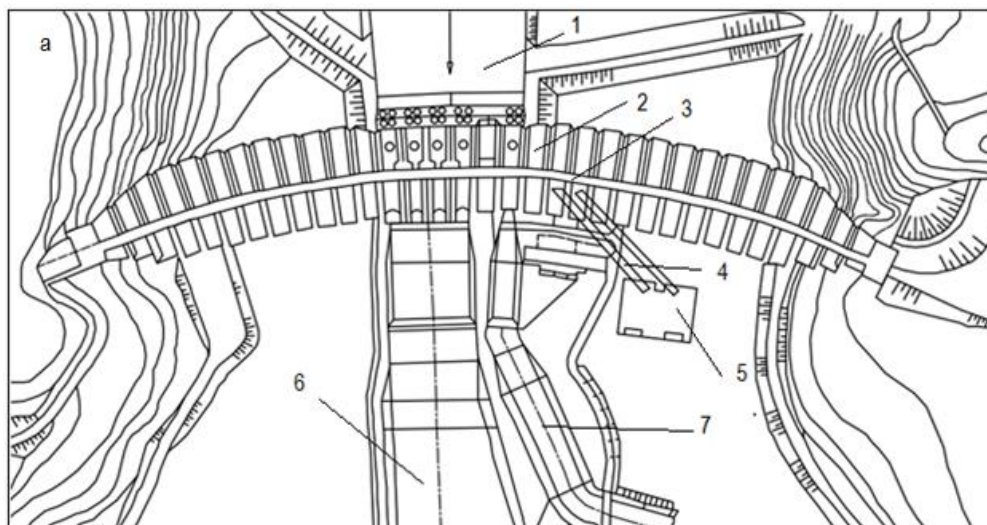


Рисунок 2.19 – Конструкция контрфорсной плотины Андижанского гидроузла: а – план плотины; б – поперечный разрез: 1 – верхний бьеф; 2 – напорная поверхность; 3 – гребень; 4 – турбинный водовод; 5 – здание ГЭС; 6 – отводящее русло; 7 – отводящий канал ирригационного назначения

В составе подпорных сооружений плотинных водозаборных гидроузлов устраиваются водопропускные сооружения, которые по назначению разделяют [37]:

- водосбросы – сооружения для сброса из верхнего бьефа гидроузла в отводящее русло излишков воды в период прохождения паводков. На низконапорных плотинных гидроузлах водосбросы используются для промывки верхнего бьефа от отложений наносов;

- водовыпуски – сооружения для осуществления полезных пусков воды из верхнего бьефа в канал, трубопровод, русло реки для орошения, водоснабжения, судоходства и др.;

- водоспуски – сооружения для полного или частичного (предпаводкового, аварийного, ремонтного) опорожнения водохранилища.

- отводящие каналы предназначены для отвода воды от водоприемных оголовков: в ирригационные системы, для деривационных ГЭС, в системы водоснабжения;

- турбинные водоводы – сооружения для подачи воды из верхнего бьефа водохранилищ или напорных бассейнов к гидроагрегатам, расположенным в здании ГЭС;

На небольших водохранилищных гидроузлах водосбросы, водовыпуски и водоспуски часто выполняют совмещенные функции.

### **2.3.2 Водосбросы высоконапорных речных гидроузлов**

Водосбросы речных гидроузлов классифицируются по следующим признакам [39]:

1. В зависимости от повторяемости их использования подразделяются на:

– основные, предназначенные для пропуска относительно часто повторяющихся сбросных расходов вплоть до основного расчётного;

– резервные (вспомогательные), предусматриваемые для участия в пропуске редко повторяющихся сбросных расходов.

2. По использованию в процессе строительства и эксплуатации гидроузла различаются водосбросы:

– эксплуатационные (постоянные);

– строительные (временные), используемые только в период строительства или ремонта постоянных сооружений гидроузлов;

– строительно-эксплуатационные, в которых совмещаются функции временных и постоянных водосбросов.

3. По расположению относительно русла (рисунок 2.20) подразделяются на:

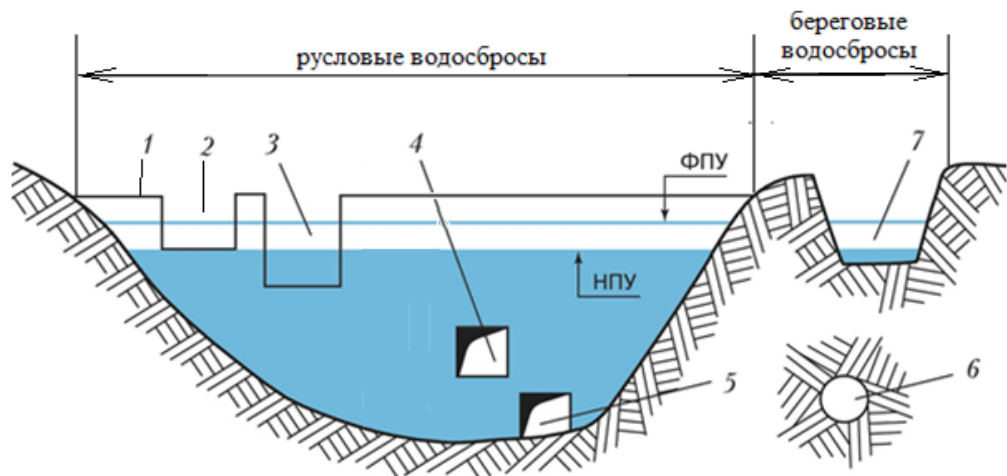


Рисунок 2.20 – Схема размещения водопропускных сооружений в подпорном створе речного гидроузла:

- 1- гребень плотины 2 - поверхностный водосброс без затвора;
- 3 – поверхностный водосброс, оборудованный затвором;
- 4 - глубинный водосброс; 5 водоспуск, применяется опорожнения водохранилищ; 6- туннельный водосброс; 7 – поверхностный береговой водосброс в виде канала

– русловые, размещающиеся в пределах напорного фронта гидроузла в русловой или примыкающей к ней пойменной части речной долины. Эти сооружения размещаются непосредственно в теле плотины или здания гидроэлектростанции и выполняются в виде водосливов или трубопроводов;

– береговые, размещающиеся на коренных берегах долины реки. Эти водосбросы выполняются открытыми в виде каналов, быстротоков или перепадов и закрытыми (туннельными или трубчатыми).

4. Водосбросные сооружения в зависимости от действующего – расчётного напора (разница уровней воды в бьефах)  $Z$  следует относить к:

- низконапорным ( $Z < 12$  м);
- средненапорным ( $12 \text{ м} \leq Z \leq 60$  м);
- высоконапорным ( $Z > 60$  м).

5. По способу управления сбрасываемыми расходами:

- регулируемые – оборудованные затворами;
- нерегулируемые – без затворов, в этом случае их порог (гребень)

устраивают на отметке нормального подпёртого уровня *НПУ*.

6. По заглублению входного сечения относительно уровня верхнего бьефа водосбросные сооружения подразделяются на:

– поверхностные водосбросы – с водосливным оголовком на входном участке;

– глубинные водосбросы – с полностью затопленным входным сечением. Частным случаем этих сооружений являются донные водосбросы, расположенные на дне русла реки. Глубинные водосбросы при снижении уровня верхнего бьефа могут функционировать в режиме поверхностных водосливных конструкций.

7. По конструктивным особенностям транзитной части водосбросные сооружения могут выполняться:

– открытыми с незамкнутыми поперечными сечениями, которые возводятся в виде водосливных плотин, быстротоков и ступенчатых перепадов;

– закрытыми с замкнутым поперечным сечением, которые подразделяются по особенностям водосбросного тракта на:

а) туннельные, с обделкой или без обделки в вмещающем породном массиве;

б) трубчатые, выполненные в виде труб в теле бетонных и железобетонных плотин или оснований грунтовых плотин;

в) комбинированные, которые имеют расположенные последовательно участки с открытыми и закрытыми поперечными сечениями.

8. По конструкции входного участка различаются следующие типы водосбросных сооружений:

– с прямолинейным входным порогом, которые применяются с фронтальным подводом воды, с боковым подводом, а также с полигональным входным порогом, обеспечивающим комбинацию лобового и бокового подвода воды;

– с лабиринтным входным порогом, состоящим из ряда секций полигонального входного порога;

– с криволинейным в плане входным порогом;

– с входной воронкой, которая выполняется с полным и неполным кольцевым гребнем, а также с развитым гребнем в виде лепестков;

– со спиральной камерой;

– с сифоном.

Чаще всего на высоконапорных плотинных водозаборных гидроузлах применяется комбинация из поверхностных и глубинных водосбросов, которые служат для беспрепятственного сброса излишков воды. Их суммарная пропускная способность определяется паводковыми расходами рек расчетной обеспеченности  $Q_{P\%}$ , которая устанавливается в соответствии с классом капитальности сооружений гидроузла.

**Поверхностные водосбросы** речных гидроузлов Центральной Азии выполняются с водоприемным оголовком в виде водосливов практического профиля или вакуумных водосливов. Это обеспечивает повышенную пропускную способность и сокращение капиталовложений при строительстве. Вакуумность или безвакуумность профилей гидротехнических водосбросов зависит не только от их очертания, но и от отношения натурального напора над гребнем к расчетному. Если  $H/N_{\text{проф}} > 1$  (здесь  $H$  – натуральный напор над гребнем водосброса, а  $N_{\text{проф}}$  – расчетный напор используемый для расчета координат водослива практического профиля Кригера-Офицера).

Напор над гребнем поверхностных водосбросов определяется по разнице уровней воды при  $ФПУ$  и  $НПУ$  (где  $ФПУ$  - форсированный подпертый уровень – максимально допустимый уровень воды в водохранилище;  $НПУ$  – нормальный подпертый уровень – максимальный уровень воды, до которого производится аккумулярование объемов воды в водохранилище)

При проектировании речных водозаборных гидроузлов различают кроме *ФПУ* и *НПУ* уровень мертвого объема – *УМО*. Часть объема водохранилища, находящаяся ниже этого уровня, называется мертвым объемом  $W_{MO}$ . Он не срабатывается в нормальных эксплуатационных условиях. Мертвый объем не участвует в регулировании стока, но имеет большое практическое значение. Величина мертвого объема определяется расчетами заиления и санитарно-техническими требованиями. Очистка от наносов мертвого объема водохранилища осуществляется механическим способом при его опорожнении с помощью глубинных водоспусков.

Кроме мертвого объема водохранилищ  $W_{MO}$  различают полезный объем  $W_{пол}$  и форсированный объем  $W_{FO}$ .

Полезный объем водохранилищ  $W_{пол}$  – это объем водоема, который размещается между отметками *НПУ* и *УМО*, который специально заполняется и может использоваться при обеспечении графика водоподачи в водохозяйственную систему.

Форсированный объем размещается между *НПУ* и *ФПУ*. При эксплуатации речных гидроузлов  $W_{FO}$  должен подвергаться сработке. Этот объем используется для уменьшения максимальных расходов, одновременно сбрасываемых через подпорный створ, если пропускная способность водосбросов будет меньше величины паводковых расходов.

В общем случае поверхностные водосбросы устраивают в соответствии с со следующими компоновочными схемами (рисунок 2.21).

Для гашения энергии сбрасываемых расходов воды с водосливных водосбросов могут использоваться два способа: помощью колодцев гасителей или аэрации струй при отбросе воды носком-трамплином.

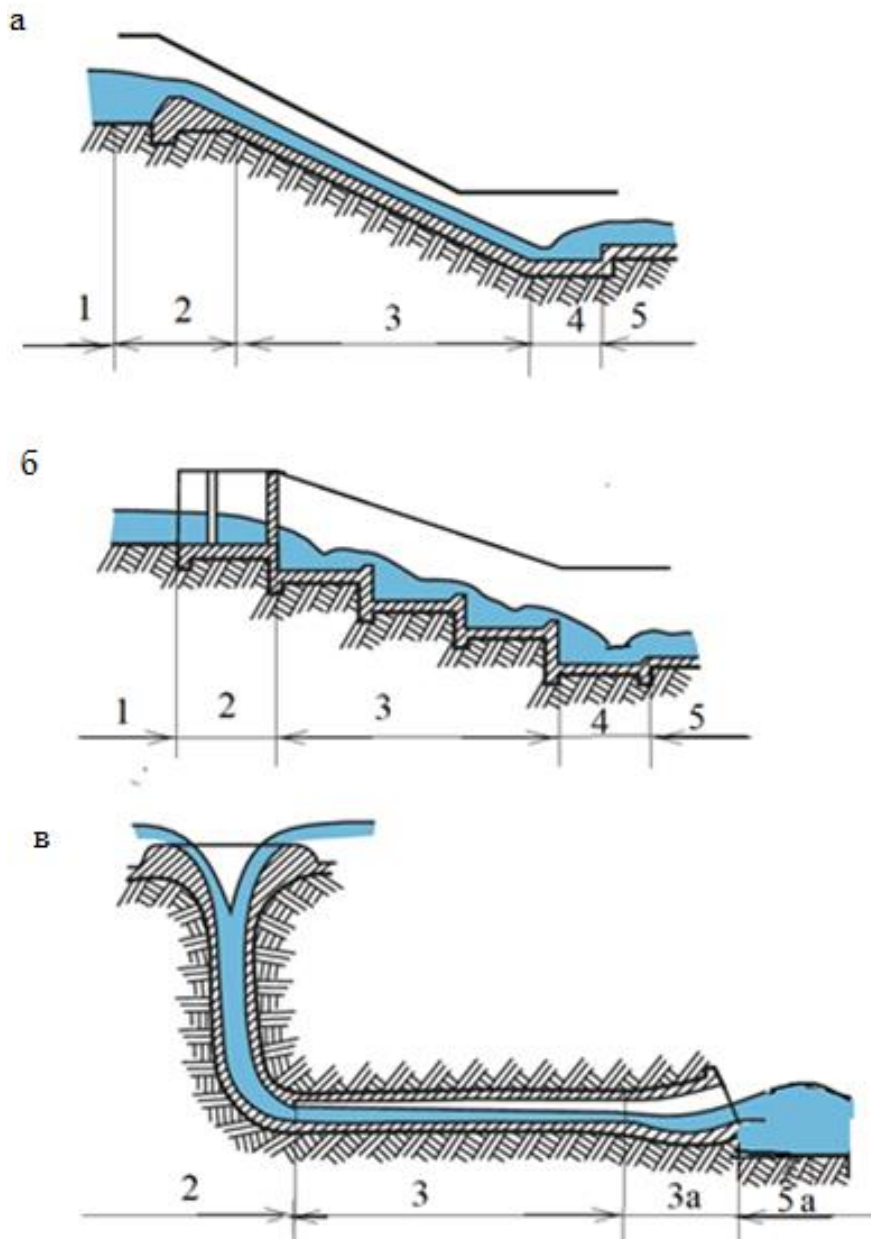


Рисунок 2.21 – Компоновки поверхностных водосбросов речных гидроузлов:

а – водосброс с каналом быстротоком;

б – водосброс с многоступенчатым перепадом;

в – водосброс с поверхностной кольцевой воронкой; 1 - подводящий участок;

2 – водоприемный участок; 3 – транзитный участок;

3а – участок носка-трамплина; 4 - участок сопрягающего сооружения;

5 – отводящее русло; 5а – нижний бьеф с сопряжением при аэрации воды

Способ гашения энергии струй при сопряжении бьефов выбирается от величины напора: при напорах до 60 м применяются колодцы гасители; при напорах более 60 м используется метод отброса струй (рисунок 2.22, 2.23).



Рисунок 2.22 – Сброс воды в нижний бьеф плотины Кировского водохранилища с использованием поверхностного водосброса



Рисунок 2.23 – Сброс воды в нижний бьеф Бухтарминской плотины

Удельные расходы воды в отводящем русле гидроузла при хорошем скальном основании могут достигать  $200 \text{ м}^2 / \text{с}$ .

**Глубинные водосбросы** на речных гидроузлах в основном выполняются в виде трубопроводов - «трубчатые водосбросы». При проектировании и строительстве применяется деление их на участки: входного оголовка, тракт водосброса, выходного участка, сопрягающего участка (рисунок 2.24).

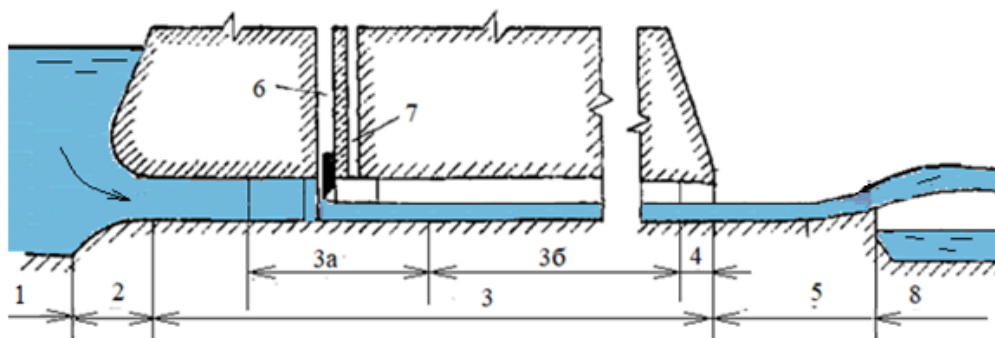


Рисунок 2.24 – Схема устройства глубинного водосброса:

- 1 – участок подхода; 2 – входной оголовок; 3 – тракт водосброса;
- 3а – камера затворов; 3б – отводящий участок; 4 – выходной участок водосброса; 5 – участок перехода; 6 – затворные шахты; 7 – аэрационная шахта;
- 8 – отводящее русло

На некоторых речных гидроузлах Центральной Азии с целью сокращения капиталовложений устроены только глубинные водосбросы, что снижает надежность их эксплуатации. Примером является компоновка подпорного створа Тосоткельского водохранилища (рисунок 2.25).

Это водохранилище размещено в Жамбылской области Казахстана. Здесь сток реки Шу аккумулируется для полива сельхозугодий Шуйского и Мойынкумского районов.

Отсутствие поверхностного водосброса вызывает необходимость, службе эксплуатации гидроузла, поддерживать в верхнем бьефе уровни воды ниже расчетных *НПУ* на 3 м. Это сокращает полезный объем водохранилища на 194 млн. м<sup>3</sup>, и нарушает режим планируемого графика водоподачи, предусмотренный в проекте.

С целью повышения эффективности использования сбрасываемых расходов воды на Тосоткельском гидроузле в 2010 году компанией «А&Т энерго» была введена в эксплуатацию правобережная малая ГЭС, проектной мощностью 9,2 МВт. В 2020 году компания планирует введение в действие аналогичную малую ГЭС на правом берегу отводящего русла и строительство малой ГЭС в русле реки Шу на участке поселка Жана Жол.



Рисунок 2.25 – Земляная плотина Тосоткельского водохранилища, оросительной системы реки Шу.

### **2.3.3 Механическое оборудование высоконапорных речных гидроузлов**

Для регулирования сбрасываемых объемов воды из верхнего бьефа в отводящее русло речных гидроузлов водосбросные сооружения подпорного створа оборудуются специализированным гидротехническим механическим оборудованием. Элементы этого оборудования входят в состав подпорного створа речных гидроузлов.

Механическое оборудование водозаборных гидроузлов предназначено для управления основными технологическими операциями (см. рисунок 2.1). В состав этого оборудования входят: затворы, закладные и опорные части, подъемно-транспортные и вспомогательные механизмы [37].

Затворы – это подвижные конструкции, предназначенные для перекрытия водовыпускных отверстий и регулирования расходов, **уровней, перепадов уровней**, объемов воды в бьефах сооружений.

Закладные части – это конструкции, заделанные в тело сооружений и предназначенные для направления движения затворов и фиксации их положения. В их состав входят уплотнительные элементы для обеспечения водонепроницаемости в местах контакта затвора с сооружением и устройства для обогрева подвижных контактов, а также защиты кромок и поверхностей бетона от разрушения.

Опорно-ходовые части – это устройства для обеспечения передвижения затворов и передачи давления от затворов на закладные части. **Через опорно-ходовые части затворы фиксируют положения затворов.**

Подъемно-транспортные механизмы предназначены для подъема и транспортирования затворов, решеток, монтажа, демонтажа оборудования. К ним относят: винтовые ручные и электроподъемники, гидравлические приводы управления затворами.

К вспомогательному механическому оборудованию относятся:

- сороудерживающие и ограждающие решетки и другие заграждения;
- устройства и машины для очистки решетки и вывоза сора;
- служебные мостики, подкрановые балки, строительные и постоянные эстакады.

Затворы – это основные элементы механического оборудования речных гидроузлов. Они делятся на основные, аварийные, ремонтные и строительные.

Основные затворы – предназначены для пропуска и регулирования расходов воды, поддержания уровней или перепада уровней воды, пропорционального деления воды, защиты от наносов. Эти затворы в период эксплуатации должны находиться в рабочем состоянии - обеспечивать маневрирование.

Аварийные затворы служат для перекрытия отверстий в случае аварий при любых условиях.

Ремонтные затворы предназначены для перекрытия отверстий при ремонте основного затвора или оборудования гидроузла.

Строительные затворы перекрывают отверстия в период пропуска строительных расходов.

По местоположению относительно уровней в верхнем бьефе затворы делятся на поверхностные и глубинные.

Поверхностные затворы предназначены для перекрытия водосливных отверстий, которые при полном закрытии не погружаются целиком под уровень.

Глубинные затворы предназначены для перекрытия глубинных отверстий. Глубинные затворы для напоров более 50 м относятся к высоконапорным. Их можно располагать на входе, посередине или в конце напорных водоводов.

По способу пропуска воды относительно подвижной части, различают затворы: с пропуском из под полотнища; через верх и из под полотнища; со всех сторон подвижной части конструкции.

В зависимости от конструкции подвижной части затворы речных гидроузлов классифицируют на:

– плоские затворы (рисунок 2.26) [40]. Плоские затворы имеют плоскую напорную грань и перемещаются в пределах перекрываемого отверстия по прямой;

– сегментные затворы (рисунок 2.27). Они имеют криволинейную напорную грань, очерченную по дуге окружности, а вся подвижная часть перемещается вокруг неподвижной геометрической оси;

– шандорные, выполненные в виде отдельных балок, укладываемых друг на друга в пазы, расположенные по краям отверстий.;

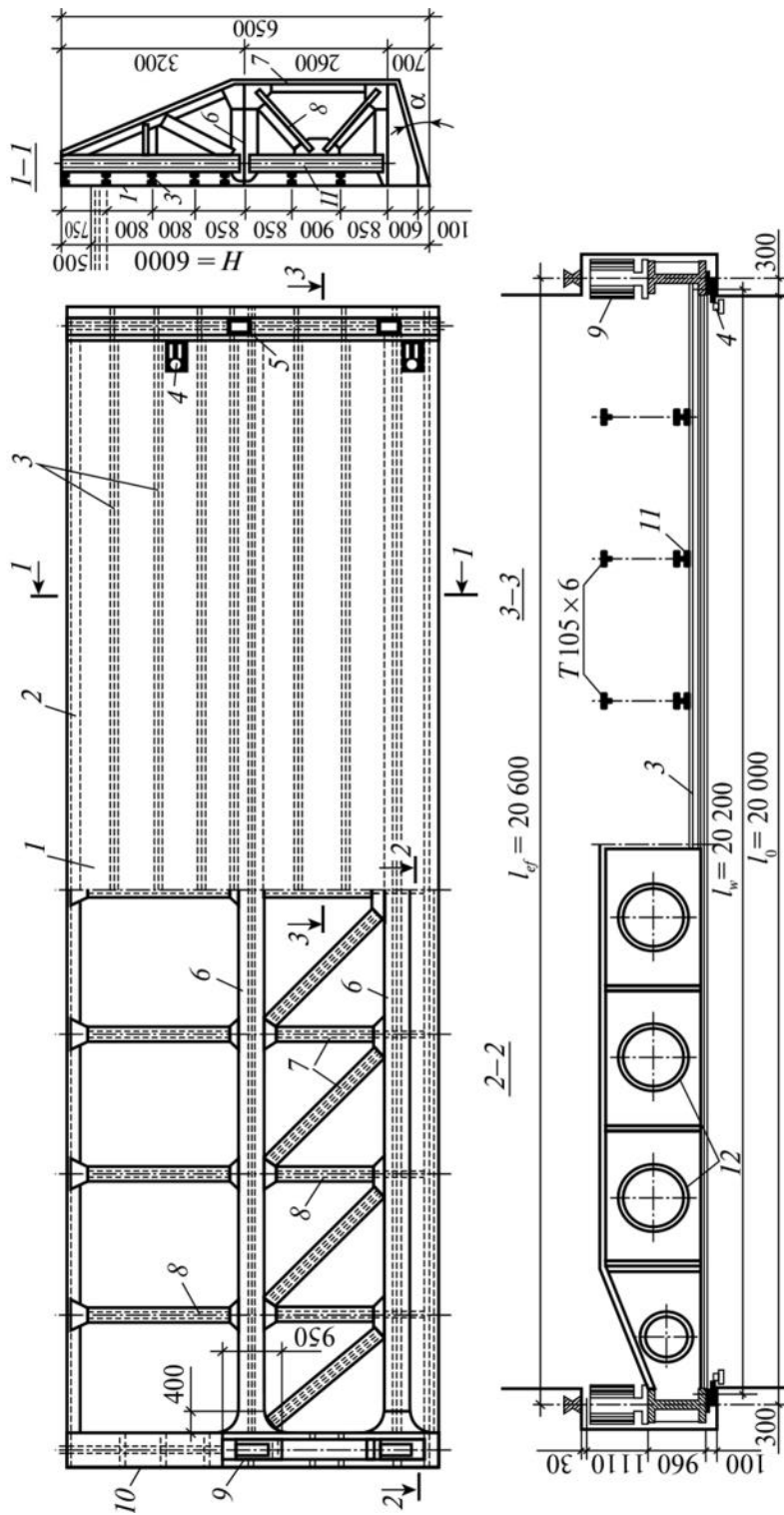


Рисунок 2.26 – Конструкция плоского затвора: 1 – обшивка; 2 – верхняя обвязка; 3 – вспомо-  
гательные балки;

4 – боковое колесо; 5 – обратный упор; 6 – ригель; 7 – подпорные связи; 8 – поверхностные

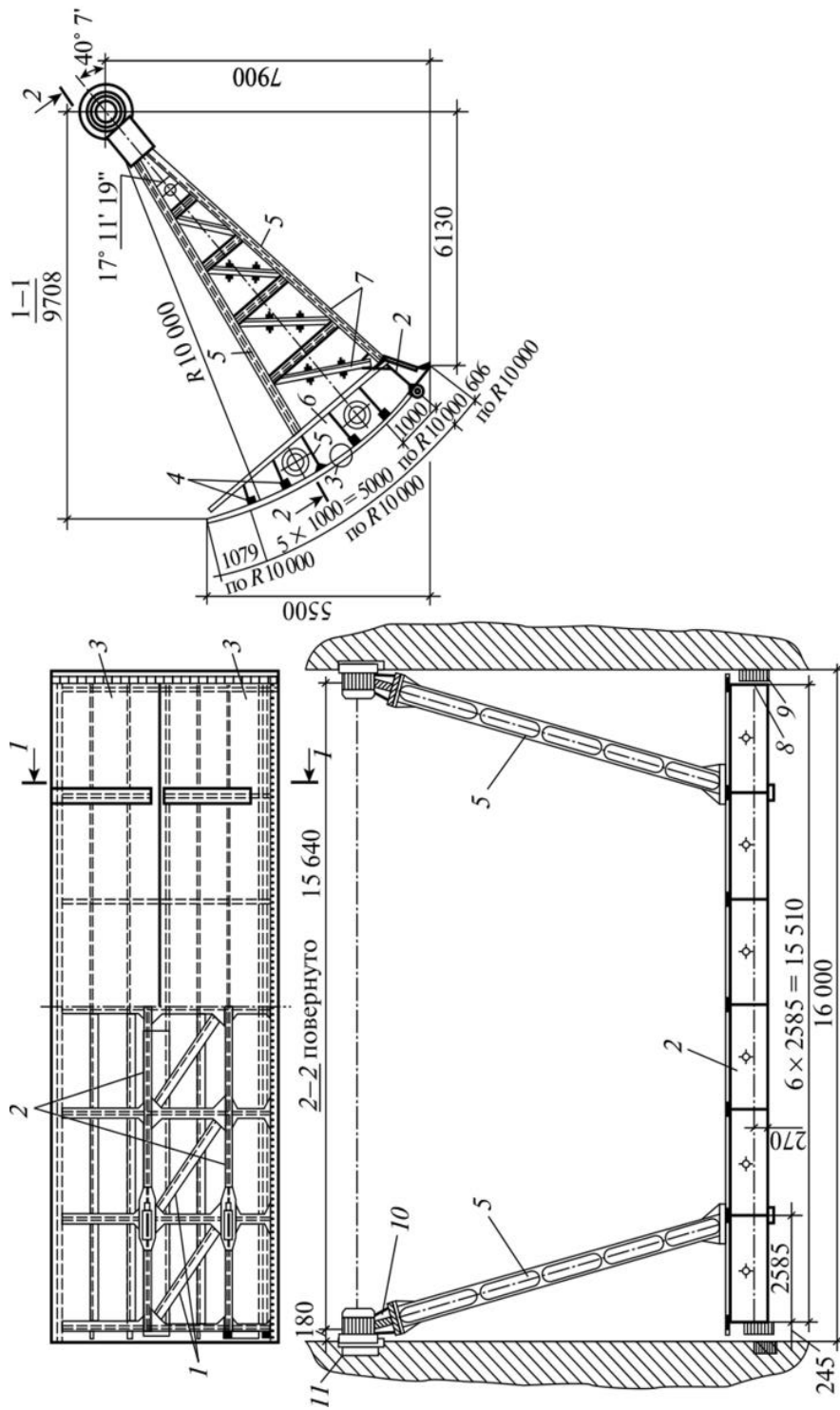


Рисунок 2.27 – Конструкция сегментного поверхностного затвора: 1 – элемент решётки подъемной фермы;

2 – ригель; 3 – обшивка; 4 – вспомогательная балка; 5 – ноги портала; 6 – диафрагма;

– сдвоенные затворы, состоящие из двух вертикально перемещающихся плоских затворов. Пропуск воды может производиться как из-под затвора, так и через верхнее полотнище (рисунок 2.28);

– воротообразные затворы, применяются в шлюзах крупных речных гидроузлов. Они имеют подвижную часть, изготовленную в виде плоских створок, вращающиеся вокруг боковых вертикальных осей;

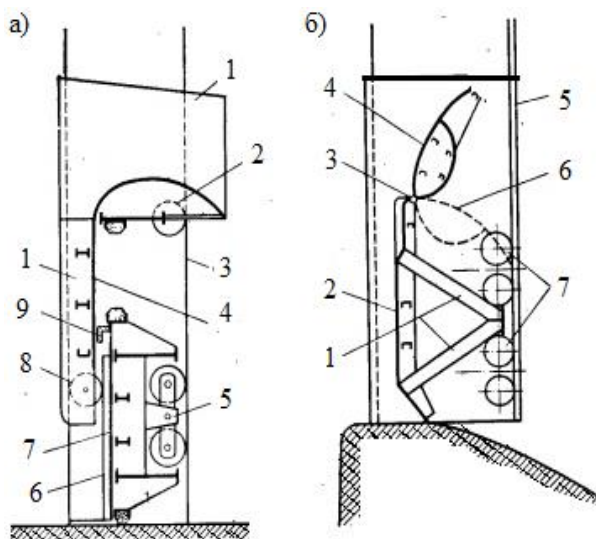


Рисунок 2.28 – Сдвоенные гидротехнические затворы:

а – Конструкция Г-образного сдвоенного затвора:

- 1 – металлический лист, закрывающий паз закладных элементов;
- 2 – опорное колесо верхней секции; 3 – рельс в пазе закладных элементов;
- 4 – обшивка верхней секции; 5 – колесная тележка нижней секции;

6 – рельс на обшивке нижней секции; 7 – обшивка нижней секции;

8 – нижнее опорное колесо верхней секции;

9 – уплотнение между верхней и нижней секциями;

б – затвор с водо-ледосбросным клапаном: 1 – трехполосная ферма;

2 – обшивка; 3 – шарнир; 4 - клапан; 5 – рельс в закладном пазу;

6 – клапан в опущенном положении; 7 – колесная тележка

– дисковые затворы (рисунок 2.29 а), устраиваются на трубчатых напорных водосбросах диаметром до 2,4 м, при напорах 50 м.

– конусные затворы (рисунок 2.29 б) применяются для перекрытия – высоконапорных глубинных водосбросов с напорами до 150 м. Подвижная часть затвора представляет собой конус.



Рисунок 2.29 – Затворы для перекрытия глубинных трубчатых водосбросов:

а – дисковый затвор; б – конусный затвор

Конусные затворы (рисунок 2.30), применены на глубинных водосбросах плотины Кировского и Ала-Арчинского водохранилищ.

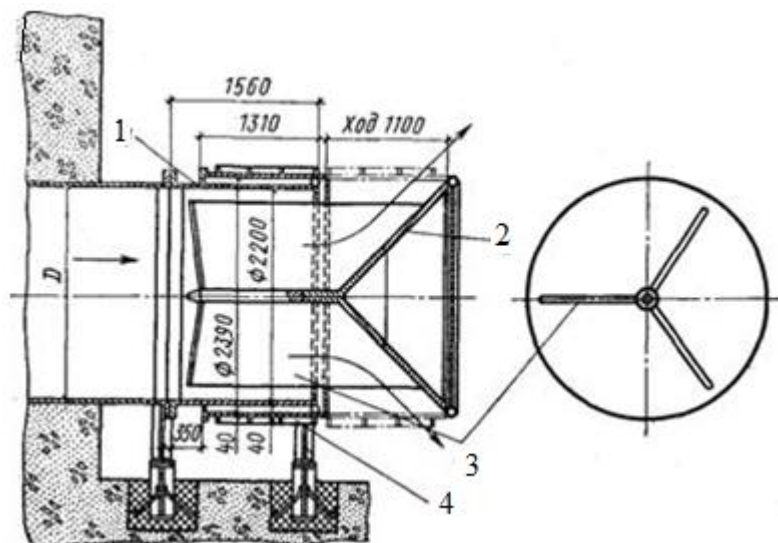


Рисунок 2.30 – Конструкция конусного затвора

- 1 – корпус, не подвижный патрубок; 2 – конусный экран;  
3 – крестовина крепления; 4 – подвижный цилиндр

Конусы устройств перемещаются в горизонтальном направлении. Эти затворы применяются как концевая арматура напорных трубопроводов, которые имеют повышенную пропускную способность. Устраиваются с целью безкавитационного водосброса при всех открытиях.

На речных высоконапорные водозаборных гидроузлах Центральной Азии чаще всего применяются плоские и сегментные затворы.

## 2.3.4 Водовыпускные сооружения высоконапорных плотинных гидроузлов

Для проведения технологических операций водоотбора и водоподачи в составе подпорного створа речных водозаборных гидроузлов размещаются водовыпуски, которые производят полезные попуски воды в отводящие каналы и трубопроводы водохозяйственных систем.

Водовыпуски по многим признакам напоминают глубинные водосбросы. Они чаще располагаются на коренном грунте и реже на насыпном. При малом диапазоне колебаний уровня верхнего бьефа (*УВБ*) водовыпуск может представлять собой открытый регулятор с плоскими или сегментными затворами. В большинстве случаев диапазон колебаний *УВБ* оказывается значительным водовыпуски (водоспуски) устраиваются закрытыми. При этом отметка порога водовыпуска находится на уровне отметки уровня мертвого объема водохранилища - *УМО* (рисунки 2.31).

По конструкции водовыпуски подразделяют на трубчатые, туннельные и комбинированные. В низконапорных плотинах они, как правило, выполняются из сборного или монолитного железобетона.

Тип водовыпуска определяется: водохозяйственными характеристиками водотока (реки) и водохранилища, расходами водопотребления и их распределения согласно графика водоподачи в течении года.

При проектировании оголовков водовыпусков в турбинные водоводы учитывается условие обязательного устройства аварийных затворов. Эти затворы призваны автоматически перекрывать водоприемные отверстия при аварийном отключении турбин.

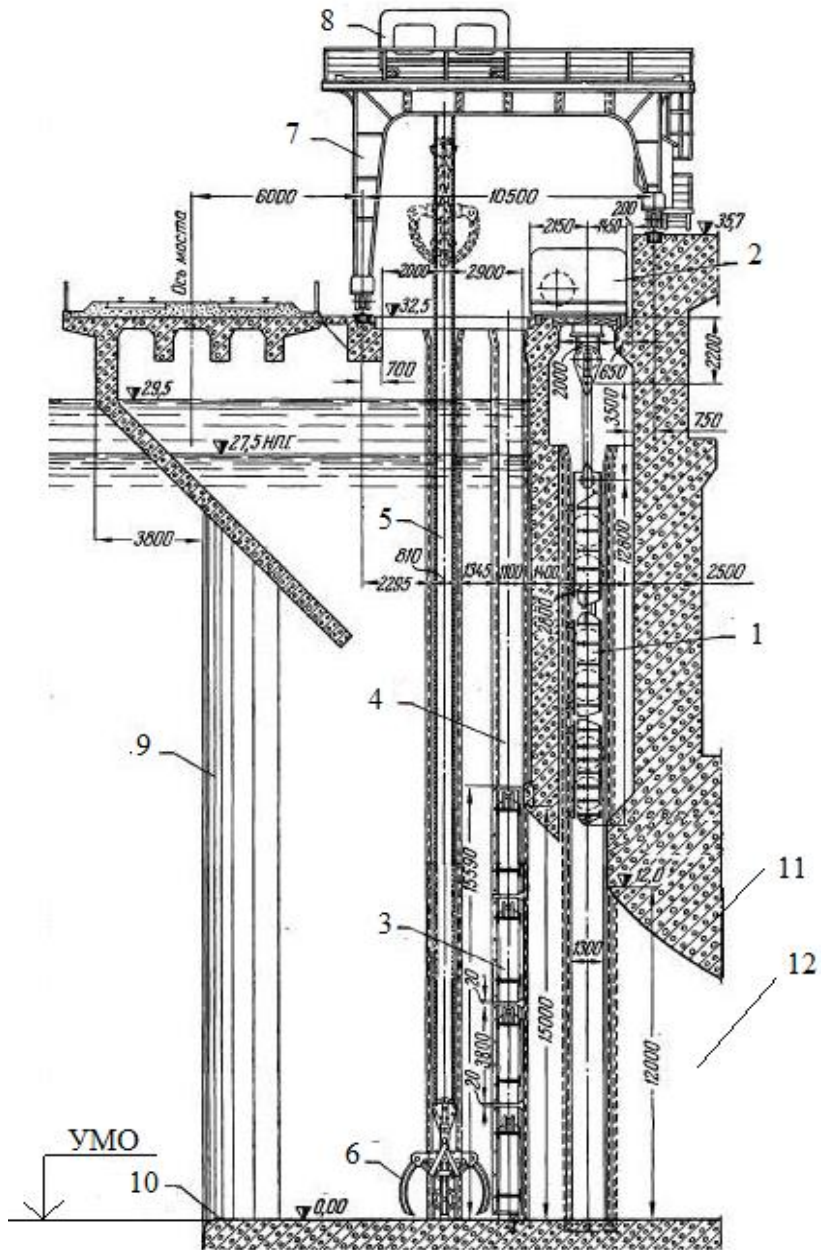


Рисунок 2.31 – Конструкция водоприемника вовыпускного сооруже-  
ния:

1 – комплексный трех секционный плоский затвор; 2 – подъемный ме-  
ханизм;

3 – сороудерживающая решётка; 4 – пазы решетки (могут использо-  
ваться

для устройства ремонтных шандорных заграждений);

5 – направляющие пазы управления грейфера; 6 – грейфер, устройство  
для очистки решетки; 7 – козловой кран; 8 – тележка для обслужива-  
ния решетки;

9 – боковой бык; 10 – входной порог; 11 – входная балка;

12 – входное отверстие

Водовыпуски в составе высоконапорных плотинных гидроузлов Центральной Азии очень часто устраиваются только для выпуска воды в отводящее русло реки. Где ниже по течению вода перераспределяется между потребителями.

Примером является водовыпускное сооружение в земляной плотине Коксарайского контррегулятора, служащего для трансформации стока реки Сырдарья на нижних участках (рисунок 2.32).

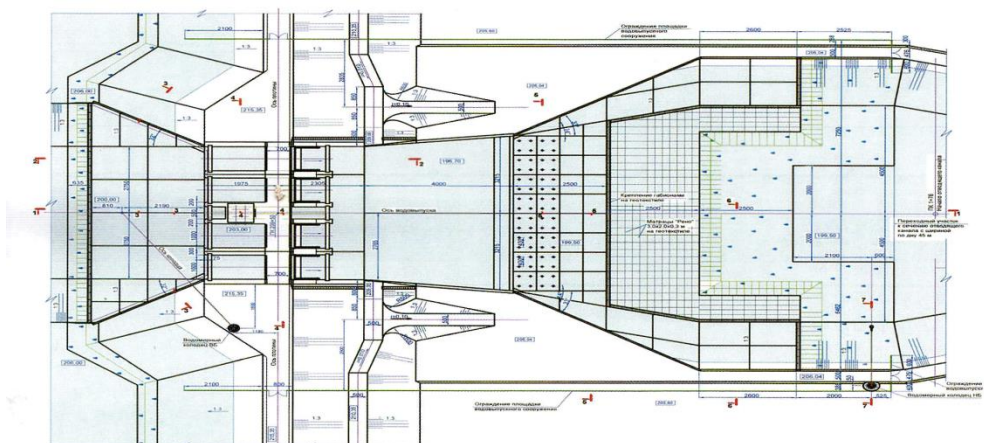


Рисунок 2.32 – План водовыпускного сооружения Коксарайской плотины

## 2.4 Низконапорные плотинные водозаборные гидрозлузы

Устройство низконапорных плотинных водозаборных гидрозлузов подразумевает регулирование уровней и расходов воды без регулирования объемов [4]. Такие схемы водозабора устраивают в случаях, когда бытовые уровни в речных руслах не достаточны для обеспечения командования при подаче расчетного расхода воды в отводящий каналы и трубопроводы.

В случае применения водозабора с использованием низконапорных плотинных устройств появляются возможности:

- высокий уровень обеспечения основных технологических операций процесса водозабора;

- ведения комбинированной наносозащиты – пассивной и активной;
- сокращения холостой части магистрального канала,
- уменьшения влияния процесса водоотбора на режим реки даже при коэффициентах водозабора близких  $\alpha \rightarrow 1$

Указанные преимущества определяли целесообразность устройства большого количества низконапорных плотинных водозаборных гидроузлов на горных и предгорных участках малых рек Центральной Азии.

В настоящее время для подачи воды из рек Центральной Азии в водохозяйственные системы используются водозаборные гидроузлы, которые представляют собой комплекс сооружений и устройств, служащих для выполнения следующих технических требований и технологических операций [4]:

- 1) сопряжения подводящего речного русла с отводящими каналами гидросистем;

- 2) забора требуемого количества воды в отводящий канал по заданному графику водоподачи с поддержанием дискретного предельного уровня воды в верхнем бьефе сооружения и постоянного расхода с точностью  $\pm 5\%$ ), в том числе при зимних меженных расходах воды в горных реках;

- 3) проведения эффективной борьбы с наносами, предотвращающей поступление речных песка, гравия, гальки, а также плавника и ледошуговых образований в отвод при всех гидрологических режимах, в том числе при водоотборе, близком к 90% от расхода воды в реке;

4) сброс необходимых объемов воды в нижний бьеф гидроузла для поддержания в верхнем бьефе рациональных гидравлических структур воды, транспортирующих на сброс наносы, плавающий мусор, ледошуговые образования;

5) обеспечения беспрепятственного сброса в нижний бьеф паводковых расходов и излишков воды, с применением средств автоматизации;

6) гашения энергии водного потока в пределах гидроузла до величин, достаточных для транспорта наносов в отводящем речном русле без сбойных течений;

7) обеспечения устойчивости флютбета и нижнего бьефа гидроузла к местным размывам, и предупреждения завала наносами отводящего русла;

8) учета и контроля величин подаваемых и сбрасываемых расходов воды;

9) рыбозащиту и рыбопровод с целью недопущения в отводящие каналы особей рыб определенных видов и возрастов без снижения их жизнеспособности и сохранением путей их естественных миграций;

10) надежность, простоту, удобство в эксплуатации при всех режимах работы гидроузла.

## **2.4.1 Классификация низконапорных плотинных водозаборных гидроузлов**

В настоящее время на основании теоретических, экспериментальных разработок и натурных исследований для организации водозабора из горных рек в водохозяйственные системы предложено более ста различных компоновок низконапорных водозаборных гидроузлов.

Созданные ранее конструкции низконапорных плотинных водозаборных гидроузлов классифицируются по различным признакам. Как правило, эти виды классификации основываются на разделении сооружений гидроузла по конструктивным, гидравлическим признакам, по способам борьбы с наносами, по периодичности удаления наносов, величине напора воды в верхнем бьефе и т.д.

Конструктивные признаки учитывают наличие или особенности того или иного элемента гидроузла, взаиморасположение устройств друг относительно друга или берегов русла реки.

При гидравлической классификации водозаборных гидроузлов используются признаки подобия гидравлических структур потока. При этом сооружения, создающие в потоке подобные гидравлические структуры, группируются в одну систему.

Классификация по способу борьбы с наносами дает понятие о том, как именно осуществляется защита отводящих каналов от наносов на данном сооружении.

Периодичность удаления наносов характеризует не только способы транспорта и сброса наносов, но и особенности эксплуатации сооружений. Как правило, на головных гидроузлах предусматриваются устройства для проведения как постоянного, так и периодического удаления наносов.

По мнению А.В. Филончикова, рассмотрение конструкций известных низконапорных плотинных водозаборных гидроузлов, устроенных на малых горных реках, определяет следующие выводы [3]:

– в одном сооружении сочетаются признаки всех выше приведенных классификаций, поэтому название их содержит несколько признаков, характерных именно для данного сооружения;

– в случаях, когда определяющих признаков много и название получается громоздким, прибегают к именам собственным или географическим названиям, называя сооружения по месту их первого применения (Ферганский, Тяньшанский и т.д.).

До 60-х годов XX века большинство специалистов Советского Союза в области гидротехники подразделяли низконапорные водозаборные гидроузлы, размещаемые на горных реках на следующие типы: Индийский; Ферганский; Европейский; Грузинский; Решетчатый (Тирольский); Комбинированный. Проведенный анализ конструктивных элементов и особенностей в обеспечении процесса водозабора позволили Логинову Г.И. [4] определить классификацию низконапорных водозаборных гидроузлов по признакам их преемственности. При этом

анализировались конструкции построенные на территории Центральной Азии и Кавказа с начала XX века по 2015 год. В итоге были установлены основные объединяющие и отличительные признаки конструкций отдельных типов водозаборных гидроузлов, с выводом определения классификации: **«Построенные низконапорные водозаборные гидроузлы можно классифицировать по признакам заимствования рациональных предшествующих решений для разработки последующих более совершенных конструкций»**. На рисунке 2.33 приведена структурная схема классификации по признакам заимствования.

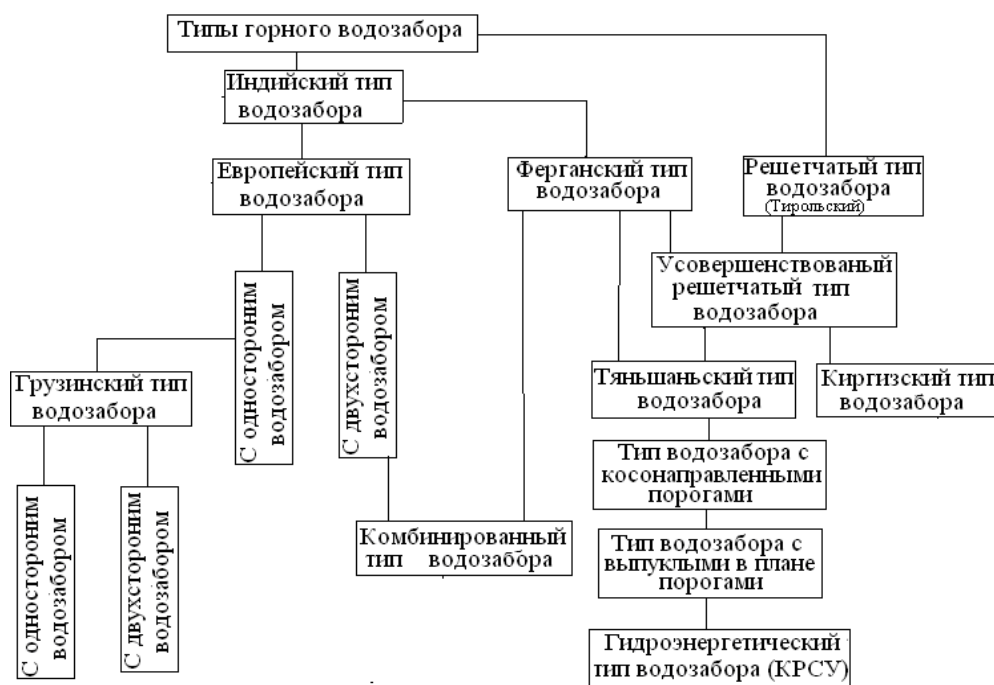


Рисунок 2.33 – Классификация типов низконапорных плотинных

## водозаборных сооружений на горных реках

Эта классификация определяет возможность разработки новых компоновочных схем низконапорных гидроузлов с приспособлением к определенным гидроморфометрическим условиям участков речных русел.

## 2.4.2 Конструкции низконапорных водозаборных гидроузлов на реках Центральной Азии

По отличительным признакам низконапорные плотинные водозаборные гидроузлы, в большинстве случаев, в свой состав включают:

- размещенный на берегу подводящего русла водоприемник отводящего канала, через который вода подается в водохозяйственную систему;

- водоприемную камеру, устраиваемую перед водоприемником;

- основные речные водосбросы;

- промывной тракт;

- размещенное в русле по нормали к динамической оси потока подпорное сооружение, состоящее из: полотниц затворов основных водосбросов, автоводосливов верхнего бьефа и водоприемной камеры, затворов промывных трактов, быков и разделительных стенок;

- наносозащитные пороги и уступы;

- придонные зимние водоприемники, перекрываемые затворами.

Анализируя конструкции низконапорных плотинных водозаборных гидроузлов построенных на реках стран Центральной Азии в XXI веке можно сделать вывод, наиболее перспективными являются конструкции Тянь-Шаньского и Ферганского типов. При этом усовершенствованный Тяньшанский тип гидроузлов показал положительные характеристики на малых горных реках [4]. Компоновки Ферганского

типа были рекомендованы для устройства на участках средних и больших рек Центральной Азии.

Примерами внедрений являются: Тяньшанского типа на реках Иссык-Ата (рисунок 2.34) и Мерке (рисунок 2.35), Ферганского типа на реке Сырдарья (рисунок 2.36) [34].

Внедрение компоновок речных водозаборных узлов усовершенствованного Тяньшанского типа было продолжено. При этом конструкции этих сооружений были внедрены при использовании гидроэнергетического потенциала реки Джетыкупрюк, для строительства деривационной ГЭС.



Рисунок 2.34 – Водозаборный гидроузел для деривационной ГЭС на реке Иссык-Ата в Кыргызской Республики



Рисунок 2.35 – Водозаборный гидроузел для ГЭС-3  
на реке Мерке в Республике Казахстан

Проект был выполнен проектным институтом «Ак-Башат». Водозаборный гидроузел состоит из конструкций, приведенных на рисунке 2.37. Детально конструкция подпорного створа головного сооружения приведена на рисунке 2.38.



Рисунок 2.36 – Низконапорный плотинный водозаборный гидроузел,  
построенный на реке Сырдарья для подачи воды в Коксарайский  
контррегулятор

Этот гидроузел представляет комбинацию железобетонных, металлических и грунтовых сооружений. При этом грунтовые сооружения: подводящее и отводящее русла имеют крепления внутренних поверхностей рваным камнем в два слоя. Основные проточные элементы устраиваются из железобетона с применением износостойкого бетона класса В 22,5.

При разработке проекта использовались типовые конструкции плоских затворов, а для устройства подпора в верхнем бьефе и организации сброса паводковых потоков реки в автоматическом режиме в основном водосбросе размещен Г-образный затвор автомат уровня верхнего бьефа (рисунок 2.39). Для обеспечения пропуска паводковых двухфазных потоков (вода-насосы) речному пролету задана ширина 3,0 м.

В верхнем бьефе затвор автомат будет поддерживать глубину 1,95 м, которая необходима для забора расхода воды 3,0 м<sup>3</sup>/с и обеспечения командования. В паводковый период глубина перед затвором автоматом может увеличиться до 2,5 м – при этом предельное открытие затвора, при повороте на полуосях составит 56 град. Строительная высота элементов речного гидроузла принята равной 3,0 м.

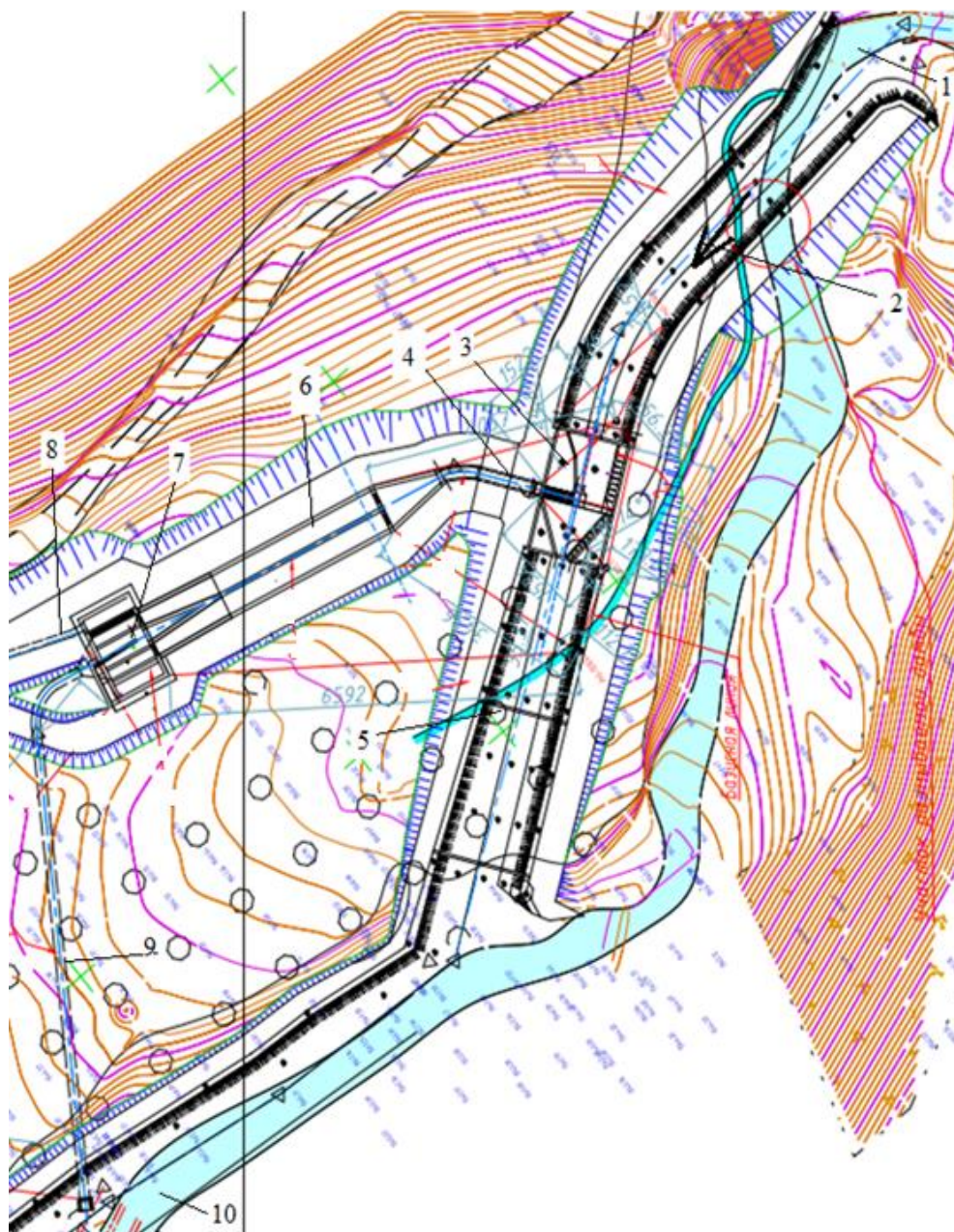


Рисунок 2.37 – Компановка низконапорного гидроузла,  
деривационной ГЭС на реке Джетькупрюк:

- 1 – бытовое русло реки; 2 – подводящее зарегулированное русло;
- 3 – водозаборное сооружение; 4 – безнапорная водопроводящая галерея;

5 – зарегулированное отводящее русло; 6 – отстойник; 7 – напорный бассейн; 8 – деривационный трубопровод; 9 – пульповод; 10 – отводящее русло реки

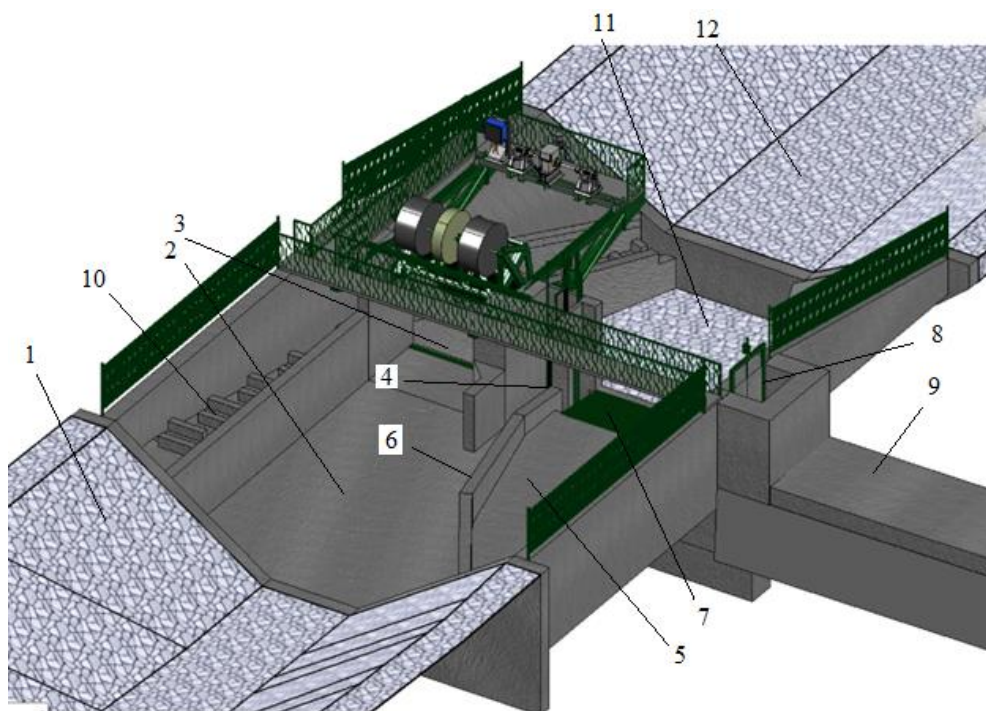


Рисунок 2.38 – Конструкция сооружений и устройств в составе головного водозаборного сооружения, усовершенствованного Тяньшанского типа:

- 1 – подводящее зарегулированное русло; 2 – понур;
- 3 – основной речной водосброс; 4 – промывной тракт;
- 5 – водоприемная камера; 6 - наносозащитный порог;
- 7 – водоприемная галерея, перекрытая сороудерживающей решеткой;
- 8 – водоприемник отводящего канала;
- 9 – безнапорная водопроводящая галерея; 10 – рыбопровод;

11 – водобойный колодец; 12 – отводящее зарегулированное русло

Принудительное поднятие затвора автомата выполняется с помощью канатного подъемника, установленного на консолях.

Размеры зарегулированных подводящих и отводящих русел рассчитаны с учетом величин расчетного расхода 5% обеспеченности и уклона дна русла. Эти русла формируются согласно проекту в выемке, полувыемке-полунасыпи и насыпях с креплением поверхностей внутри русла рваным камнем в два слоя, с минимальным размером 0,45 м.

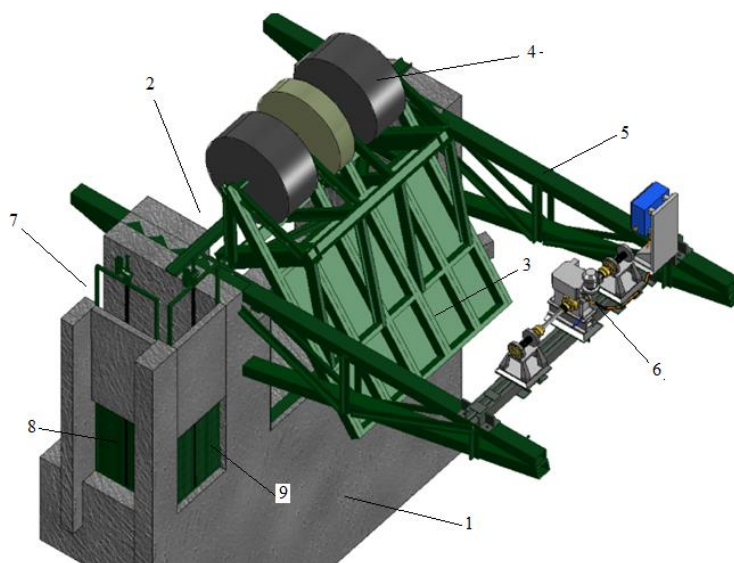


Рисунок 2.39 – Устройство затворов в подпорном створе речного водозаборного гидроузла, усовершенствованного Тяньшанского типа:  
1 – массивный бетонный блок, формирующий поверхность водосливного порога;  
2 – основной водосброс – речной пролет; 3 – Г-образный затвор автомат;

4 – противовес конструкции затвора-автомата; 5 – консоль;  
6 – канатный подъемник; 7 – промывной тракт; 8 – зимний водоприемник;  
9 – затвор промывного тракта

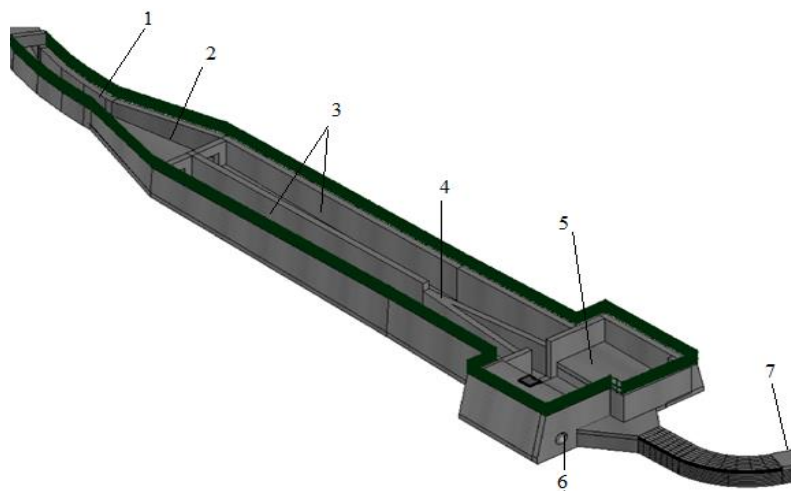


Рисунок 2.40 – Конструкция отстойника речного водозаборного гидроузла

на реке Джетыкупрюк: 1 – подводящий канал; 2 – аванкамера;  
3 – камеры отстойника; 4 – переливной порог; 5 – напорный бассейн;  
6 – сопрягающее отверстие; 7 – пульповод

. В состав речного гидроузла включен двухкамерный отстойник с гидравлической промывкой для обеспечения борьбы с наносами минимальным диаметром до 0,4 мм (рисунок 2.40).

При проектировании этого водозаборного гидроузла учитывалось, что на реке Джетыкупрюк в зависимости от сейсмических явлений могут проходить паводковые расходы до  $100 \text{ м}^3/\text{с}$ , что в 5 раз превышает

расчетное значение. Такие расходы возникают при прорыве завалов русла реки с крутых горных склонов (рисунок 2.41).



Рисунок 2.41 – Русло реки Джетыкупрк выше створа запроектированного гидроузла

Разрушение скальных склонов ущелий с мелким дроблением произошло ввремя 8-бального землетрясения в Баткенской области в 2008 году. Поэтому в составе конструкции речного гидроузла была включена размываемая дамба без крепления внутренних откосов. Эта дамба

перегораживает существующее русло и выполняет роль струенаправляющей в нормальных эксплуатационных условиях.

**Головное речной** водозаборный гидроузел на реке Сырдарья **выполнено** по компоновке Ферганского типа и предназначено для обеспечения, гарантированного забора и подачи объемов воды в подводящий канал и далее в Коксарайское водохранилище. При этом учитывались условия не подтопление территорий жилой застройки и других действующих хозяйственных объектов в нижних течениях.

Головной водозаборный гидроузел расположен на левом берегу излучины реки Сырдарья (рисунок 2.42).

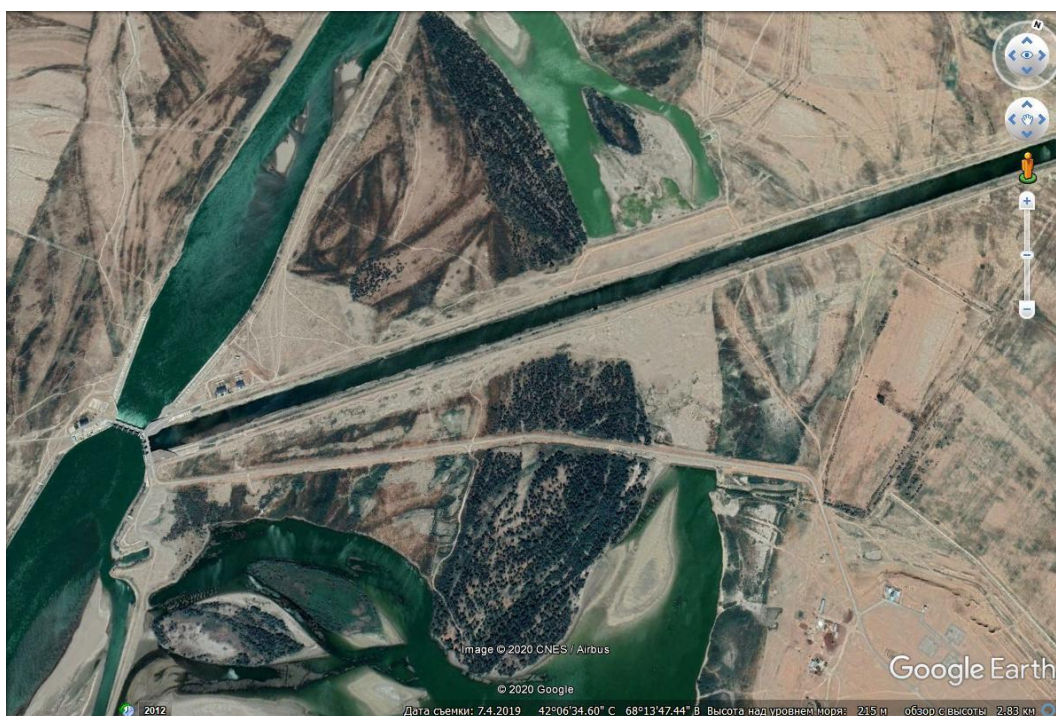


Рисунок 2.42 – Схема размещения водозаборного гидроузла Коксарайского контррегулятора в русле реки Сырдарья

Водобалансовыми расчетами был определен расход притока воды по руслу реки Сырдарья от Шардаринской ГЭС к проектному створу, который составит  $Q_{0.1\%}=2300 \text{ м}^3/\text{с}$ .

Проектом, выполненным проектным институтом «Казгипроводхоз» было предусмотрено, что в случае прохождения указанных расходов их часть будет сбрасываться в отводящее русло  $1800 \text{ м}^3/\text{с}$  через водосбросные сооружения, а  $500 \text{ м}^3/\text{с}$  будет подаваться через водоприемник в сторону емкости контррегулятора (рисунок 2.43).

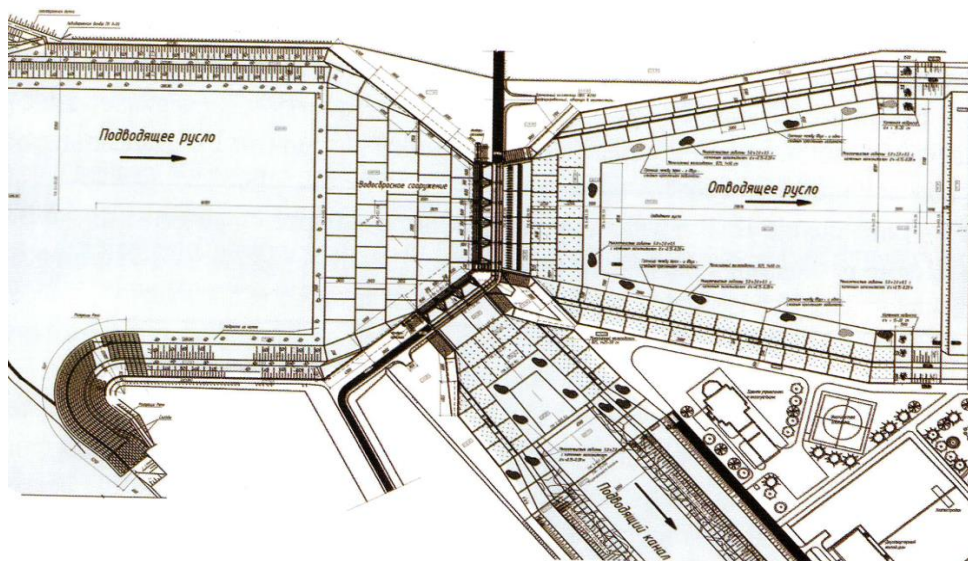




Рисунок 2.43 – План водозаборного гидроузла с продольными профилями  
по зарегулированным участкам русла реки Сырдарья и отводящему канал

В состав этого водозаборного гидроузла входят:

- водосбросное сооружение длиной 530 м с учетом понура, водосливной части, водобоя и рисбермы, ширина водосбросного сооружения в подпорном створе составляет 100 м;
- подпорный створ имеет ширину 100 м и формируется полотнищами затворов водосбросных и промывного тракта;
- зарегулированные подводящее и отводящее русла **составляют** **дну** 460 м и 1771 м соответственно;
- правобережный водоприемник отводящего канала с шириной 54 м;

- наносозащитная галерея вдоль водоприемника;
- головного участка отводящего канала протяженностью 1800 м.

Водосбросное сооружение состоит из 5-ти водосливных пролетов шириной по 16,0 м, которые перекрываются сегментными затворами размером 16×6 м.

В правобережной части подпорного створа располагается промывной тракт шириной 5 м. В нем расположен плоский глубинный скользящий затвор 5×4 м. Дно промывного тракта для увеличения транспортирующей способности водного потока на этом участке, размещено ниже дна водосбросного сооружения на 1,5 м. Строительная высота подпорного створа составляет 8,3 м, при максимально допустимом расчетном напоре на водосливах 6 м.

В состав подпорного створа входят полотнища затворов сбросных трактов и 5-ть разделительных быков водосбросных трактов, толщина которых составляет 3,0 м, а длина 25 м.

Понур речного гидроузла применяется для фиксации дна русла и снижения фильтрационных процессов. Он запроектирован с плановыми размерами: ширина в начале 250 м, в концевом сечении 110 м и с длиной 128 м. Толщина понура составляет 0,3 м. Он был уложен по классической схеме на гравийную и бетонную подготовку по геотекстилю.

Водосливная и водобойная части выполнены в виде доковой конструкции из монолитного железобетона. На входной части водослива устроен зуб, в который входит металлическая шпунтовая стенка из шпунтин Ларсена длиной 12 м.

Рисберма состоит из жесткой и гибкой частей. Жесткая часть длиной 25,5 м выполняется из плит толщиной 1,0 м. Далее на участке длиной 22,5 м рисберма имеет толщину 0,5 м. В рисберме размещены дренажные отверстия, выполненные из асбестоцементных труб диаметром 100 мм. Гибкая часть рисбермы устроена ниже и выполнена из габионов размером 5×2×0,5 м, здесь ее толщина равна 1,5 м. Для сдерживания гибкой части рисбермы в ее концевом сечении устроен гидротехнический зуб глубиной 1,5 м.

Подводящее речное русло выполнено прямолинейным. Его длина 460 м, ширина 250 м, а заложение откосов струенаправляющих дамб  $m=3$ . Дамбы имеют крепление каменной наброской с устройством в начальной части матрацев «Рено».

Отводящее русло предназначено для отвода воды от водосбросного сооружения, выполнено шириной по дну 150 м, заложением откоса  $m=3$ . Сформировано в земляной выемке русло имеет ширину по дну 150 м, строительную высоту креплений 5 м и длину 160 м.

Водоприемный оголовок состоит из трех водосливных пролетов шириной по 16 м, которые перекрываются сегментными затворами 16×6 м. Пролеты разделены двумя быками толщиной 3 м и длиной 25 м. Длина водоприемного участка гидроузла равна 107 м.

Сечение отводящего канала, рассчитанного на пропуск 500 м<sup>3</sup>/с, имеет строительную высоту 5,8 м, ширину по дну 65 м и переменное заложение

откосов по высоте. На расстоянии от дна 1 м заложение откосов составляет

$m=6$ , затем до верхней бермы заложение откосов равно  $m=3$ . Ширина правобережной и левобережной берм с шириной 14 – 15 м. Для крепления откосов канала применена отсыпка камня по геотекстилю.

### 2.4.3 Типы бесплотинных водозаборных гидроузлов на реках Центральной Азии

Известные компоновки бесплотинного водозабора в основном применяются на равнинных участках крупных рек. При этом различают следующие их схемы [3, 4]:

1. Водозабор в канал производится без инженерных сооружений в голове (рисунок 2.44 а). Применяются на больших реках с блуждающим руслом, если водозабор из реки не превышает 10 % от среднелетних расходов воды.

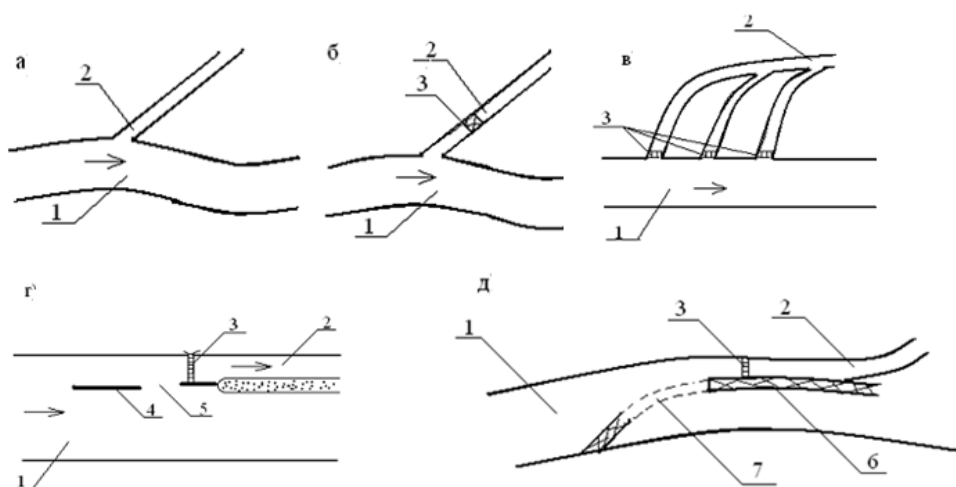


Рисунок 2.44 – Схемы бесплотинного водозабора на реках Центральной Азии:

- а – открытый отводящий канал без регулирующего сооружения в голове;
- б – схема со смещением головного сооружения канала при размываемых берегах;
- в – открытый отводящий канал с несколькими береговыми регуляторами; г – схема со шпорой выше головного сооружения канала; д – водозахватная дамба временного - размываемого типа; 1 – русло реки; 2 – отводящий канал гидросистемы; 3 – головной регулятор; 4 – шпора; 5 – сброс;
- б – насыпная дамба; 7 – размываемая часть насыпной дамбы

2. Водозабор в отводящий канал ведется с регулятором в голове. При размываемых берегах водотока регулирующее сооружение удаляется от русла реки на некоторое расстояние, в случае устойчивых или искусственно закрепленных берегов регулятор располагается в одну линию с берегом (рисунок 2.44 б, в).

3. Шпорный тип водозабора (с регулятором в голове канала или без регулятора). Для водозабора необходимых расходов воды в канал перед его водоприемным оголовком навстречу течения устраиваются водозахватные шпоры и дамбы, выдвигаемые в русло реки иногда на значительную длину. В период маловодной межени дамбы удлиняют до полного перекрытия реки (рисунок 2.44 г, д).

Приведенные схемы бесплотинных водозаборных гидроузлов разделяют на три группы: инженерные, полуинженерные и неинженерные [6]. К инженерным относятся гидроузлы, осуществляющие водозабор с помощью инженерных конструкций устройств и элементов, с обоснованными параметрами (рисунок 2.44 г, д). К неинженерным относят

узлы, не имеющие каких-либо сооружений для регулирования водозабора и водоподачи. Такие узлы представляют собой примитивный отвод части потока в канал (рисунок 2.44 а).

В 60 годах прошлого века Соболиным Г.В. под руководством члена-корреспондента АН КазССР Жулаева Р.Ж.. была разработана усовершенствованная компоновка бесплотинного водозабора, имеющая улучшенные наносозащитные характеристики (рисунок 2.45) [4].

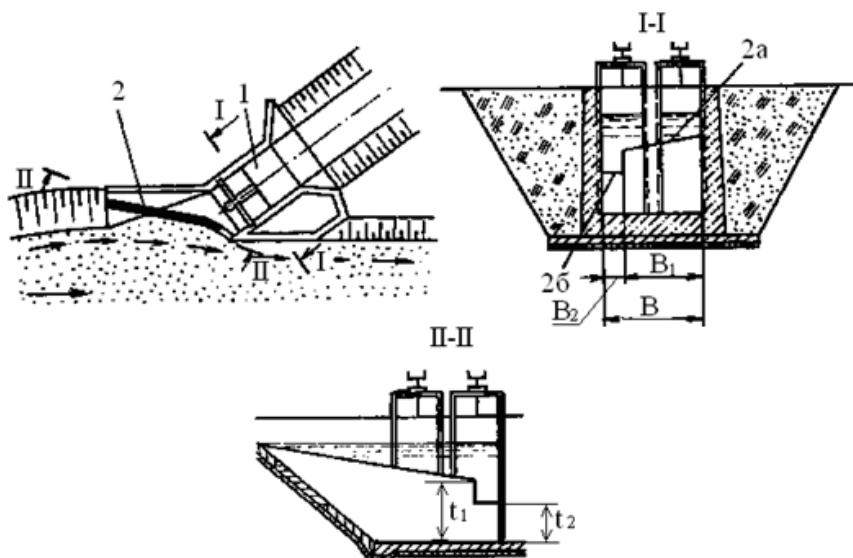


Рисунок 2.45 – Бесплотинное водозаборное сооружение.

1 – головной регулятор; 2 – циркуляционный порог - КЦП;  
2а – повышенная часть порога; 2б – пониженная часть порога

При повышенных значениях мутности водного потока реки, указанный водозаборный шлюз защищается от донных наносов косонаправленным циркуляционным порогом переменной высоты.

Защита от донных наносов обеспечивается поперечно-циркуляционным течением, возникающим в результате перераспределения удельных расходов по ширине потока порогом переменной высоты, и продольно-винтовым течением вдоль верховой грани порога.

В плане порог может быть принят в двух вариантах: криволинейным в плане с радиусом кривизны  $R=(2...3)B$ , где  $B$  - общая ширина водоприемного фронта сооружения, или прямолинейным косо поставленным к потоку под углом  $\alpha=15...30^\circ$  с продольным уклоном повышенной части порога  $i_n = 0,005 - 0,2$ . Второй вариант более эффективен в работе и проще в исполнении.

Это решение наносозащиты водоприемного оголовка достаточно широко было использовано в Казахстане и Кыргызстане на бесплотинных и плотинных водозаборных сооружениях, а также в виде пескогравиеловок в голове отводящих каналов ирригационных систем.

Применяя основы, используемые выше рассмотренных компоновках, А.В. Филончиковым в 80-х годах XX века был разработан ряд конструкций бесплотинных водозаборных сооружений [3] применительно к различным условиям предгорных и горных участков рек Центральной Азии (рисунок 2.46).

На рисунке показана конструкция головного регулятора для больших горных рек с коэффициентом водоотбора до 0,2. В этой конструкции, помимо экранирующей стенки и донного косонаправленного порога переменной высоты, для борьбы с наносами используют эксплуатационный прием: повышение отметки порога водоприемника по мере

нарастания уровней воды в реке. Для этого головной регулятор устраивают двухъярусным с разбежкой ярусов по высоте и автоматизированной системой управления затворами.

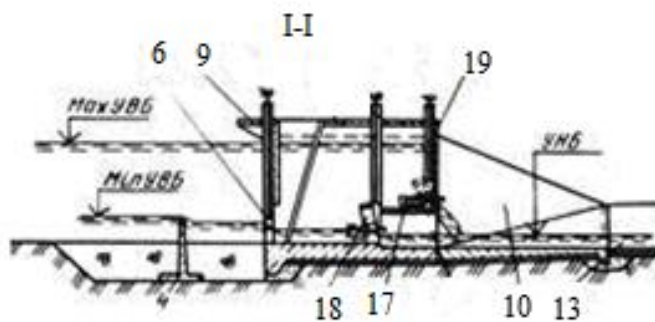
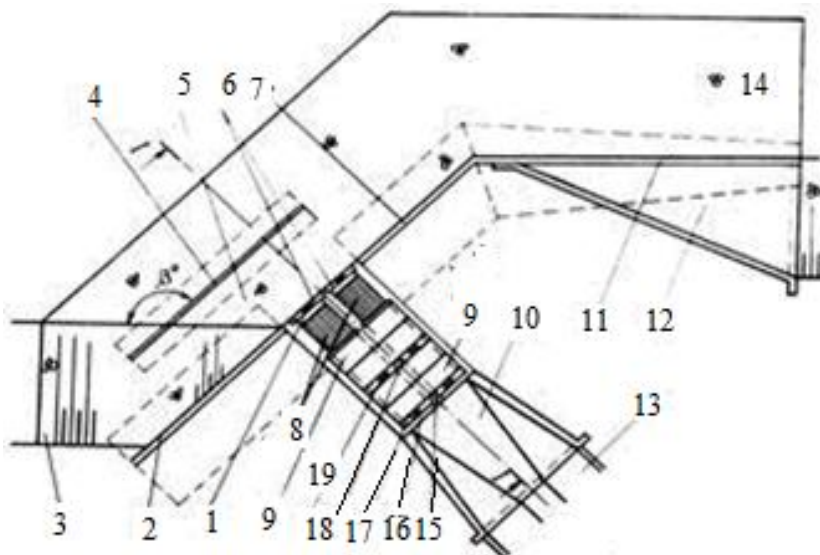


Рисунок 2.46 – Конструкция головного регулятора для больших горных рек:  
 1 – забральная стенка; 2 – обратная стенка; 3, 4 – донный косонаправленный порог переменной высоты, 5 – карман; 6 – ремонтные затворы;  
 7 – экранирующая стенка; 8 – сороудерживающая решетка,  
 9 – служебные мостики; 10 – переходный участок;  
 11, 12 – ныряющая стенка и ее откос, 13 – канал; 14 – береговое укрепление;

15 – автоматический регулятор второго яруса повышенного пролета,  
16 – диафрагма; 17 – автоматический регулятор второго яруса пониженного пролета;  
18 – автоматический регулятор первого яруса повышенного пролета;  
19 – автоматический регулятор первого яруса пониженного пролета

Для повышения коэффициента водозабора до 0,4 и более в компоновку бесплотинного гидроузла рекомендуется вводить направляющую шпору по схеме, представленной на рисунке 2.47. Шпора формируется из местного грунта с креплением поверхности откосов крупнообломочным камнем с диаметром меньше расчетного.

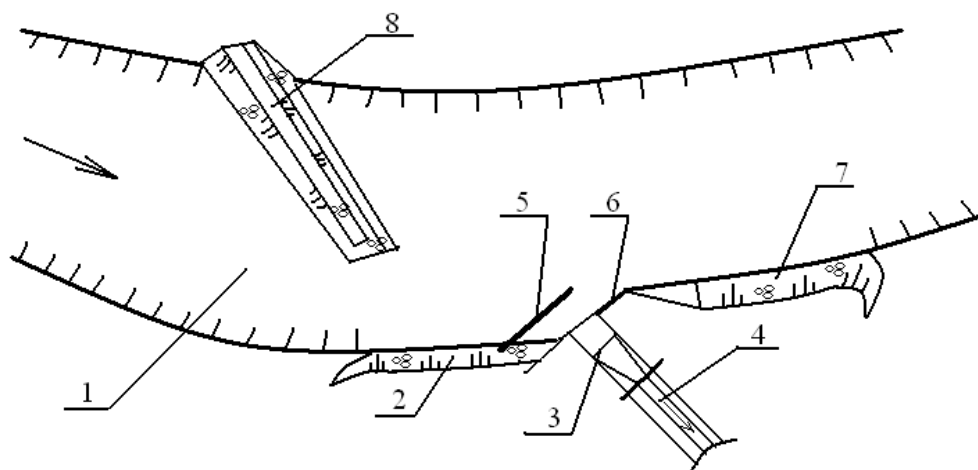


Рисунок 2.47 – Схема размещения элементов бесплотинного водозаборного гидроузла на устойчивых участках русла: 1 – русло реки; 2 и 7 – береговые укрепления; 3 – водоприемник; 4 – отводящий канал; 5 – донный порог; 6 – экранирующая стенка; 8 – струенаправляющая шпора

Это необходимо для размыва шпоры при прохождении паводковых расходов воды с целью предотвращения переполнения русла и разрушения сооружения. После паводка шпора восстанавливается.

#### **2.4.4 Конструкции плоских затворов для низконапорных плотинных и бесплотинных водозаборных гидроузлов**

Плоские гидротехнические затворы – это устройства, наиболее часто применяемые при строительстве низконапорных плотинных водозаборных гидроузлов. Они отличаются надежностью, простой изготовления и установки, а также высокой ремонтпригодностью. В XX веке промышленностью конструкции плоских затворов были унифицированы. При проектировании сооружений IV класса капитальности рекомендуется применять типовые проекты металлоконструкций. Это сокращает продолжительность, стоимость проектных и строительных работ.

На рисунке 2.48 приведены конструкции различных типов плоских затворов, используемых для управления технологических процессов на низконапорных плотинных и бесплотинных водозаборных гидроузлах.

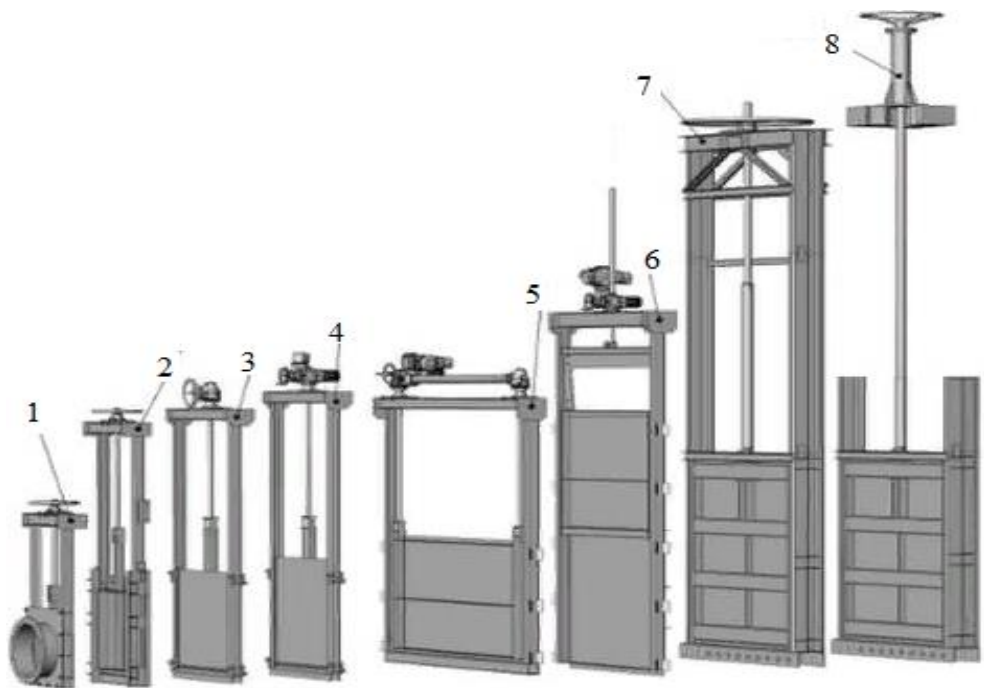


Рисунок 2.48 – Конструкции плоских гидротехнических затворов:

- 1 – фланцевый на трубу; 2 – накладной с ручным приводом;
- 3 – лотковый с ручным приводом; 4 – лотковый с электроприводом;
- 5 – двухштоковый; 6 – затвор с водосливом; 7 – глубинный;
- 8 – глубинный с приводной колонкой

Выбор конструкции затвора при проектировании гидротехнических сооружений речных гидроузлов является комплексной задачей. Решение этих задач определяет необходимость определения контуров, размеров, несущую способность – армирование формирующих водосливные элементы: донную плиту, ограничивающие быки и входные балки.

Управление плоскими затворами для открытия и перекрытия водосливных, водосбросных отверстий производится с помощью винтовых подъёмников, приводимых вручную или от электропривода. При этом

проводится настройка - регулирование необходимого открытия отверстий.

Ширина водосливных или водосбросных отверстий в свету называется горизонтальный размер между вертикальными гранями боковых опор, в которых размещаются закладные элементы затворов. Размеры отверстий, перекрываемых затворами, определяются в соответствии с нормами (СН 149-60) «Размеры водопропускных отверстий в гидротехнических сооружениях, перекрываемых затворами». Эти размеры изменяются по ширине и высоте в следующих пределах:

– при устройстве поверхностных водосливных отверстий: ширина от 0,4 до 30 м; высота от 0,3 до 20 м;

– при устройстве погруженных водосбросных отверстий: ширина от 0,3 до 18 м; высота от 0,5 до 10 м.

На крупных речных гидроузлах для обслуживания затворов устраивают подкрановые и служебные мосты. На водозаборных гидроузлах из малых горных рек устраиваются только служебные мостики.

Подвижная часть плоских затворов состоит из полотнища – обшивки, горизонтальных ригелей, вспомогательных балок и вертикальных стоек или ферм. Спецификацию применяемых металлоконструкций проводят на основании приведённых расчетов с учетом действующих статических и гидродинамических нагрузок. Обшивку гидротехнических затворов изготавливают из стали, она жестко связы-

вается с металлическими элементами армирования. Соединение затворов с подъемными механизмами производится по симметричной схеме с учетом размещения центра тяжести.

Уплотнения затворов проводятся в соответствии с ТУ 22.19.73-047-46028995-2018 «Уплотнения резиновые для затворов гидротехнических сооружений».

## **2.5 Трансформация русловых процессов при устройстве водозаборных гидроузлов**

Возведение низконапорных плотинных водозаборных гидроузлов вызывает изменение русловых процессов, как в подводящих, так и в отводящих руслах рек [4].

Как показывает опыт натурных наблюдений и результаты исследований в зоне подпора верхнего бьефа сразу после пуска плотинного гидроузла начинают откладываться наносы, приносимые речным потоком. Переменная структура скоростей поперечных сечений потока по длине подпертого бьефа сооружения создают условия для отложения наносов. Этот процесс по длине водотока имеет различные характеристики. В первую очередь откладываются крупные фракции, а далее по ходу движения речного потока, в соответствии с уменьшением скоростей движения воды оседают более мелкие наносы. Дно подводящего русла повышается в верхнем бьефе, вначале в пределах первоначаль-

ного подпора, а затем и выше по течению. В результате повышения отметок дна восстанавливаются уклоны водной поверхности до значений, характерных на этом участке до создания подпора. В результате энергетические характеристики потока восстанавливаются до величин, способных производить транспорт всех речных наносов. При этом аккумуляция наносов в верхнем бьефе прекращается и начинается период интенсивного транзита наносов в нижний бьеф гидроузла.

Необходимо отметить, что в ходе переформирования отметок дна верхнего бьефа выделяются две зоны распространения кривой подпора. Первая зона устанавливается в начальный период работы водозаборного сооружения. Вторая определяет свои контуры после переформирования дна в начале периода 100% транспорта наносов из верхнего бьефа в нижний. Две эти зоны имеют различную направленность и степень проявления русловых процессов.

Переформирование отметок дна в первой зоне производится главным образом влекомыми наносами, которые подвигаются к подпорному створу одной грядой или наслоениями. Это сопровождается сортировкой наносов по крупности. На бытовом участке рек перед зарегулированными руслами может интенсивно происходить процесс местных переформирований, который сопровождается вымывом первичных отложений и заменой их вторичными, поступающими с вышележащих участков. Этот процесс особенно активно проявляется на участках сопряжения бытового русла со струенаправляющими дамбами [41].

Занесение первой зоны на низконапорных плотинных водозаборных гидроузлов происходит довольно быстро. Так, при напорах в верхнем бьефе до 2 метров образование призмы наносов на 90% осуществляется в течении двух паводковых периодов. При неправильной увязке русловых процессов с конструкциями и компоновками сооружений и недостаточной зарегулированности подводящего русла может произойти заваливание водоприемных элементов влекомыми наносами. Это определяет важность рациональной организации взаимодействия элементов гидроузла с речным потоком на участке верхнего бьефа.

Рост отметок дна русла во второй зоне характеризуется непостоянством распространения длины призмы наносов во времени. В первые годы работы гидроузла протяженность вторичных донных отложений здесь незначительна. В последующем по мере занесения первой зоны этот участок начинает увеличиваться по длине [42]. Как свидетельствуют наблюдения распространение этой зоны происходит на участке длиной от 2 до 20 км. На этом участке откладываются крупные наносы, а мелкие фракции транспортируются на нижележащий участок верхнего бьефа или по транзиту сбрасываются в нижний бьеф.

Со временем процесс занесения верхнего бьефа водозаборного гидроузла замедляется, что приводит к перемещению активной фазы русловых процессов в нижний бьеф, дно которого до этого момента в основном подвергалось размыву.

Изучению вопроса регулирования русловых процессов при низконапорном водозаборе из рек горно-предгорной зоны посвящены работы

многих ученых: С.Т. Алтунина, И.С. Румянцева, Г.В. Соболина, Н.Ф. Дanelия, М.С. Вызго, А.С. Зедгенидзе, Я.И Каганова, А.П. Ушакова, В.Н. Шолохова, А.Н. Крошкина, В.С. Лапшенкова, А.В. Филончикова и т.д.

С.Т. Алтунин [43, 44] на основании обширных результатов натуральных исследований по переформированию верхних бьефов водозаборных гидроузлов на реках Центральной Азии предложил этот процесс разделить на три периода. Проведя более детальные исследования переформирования верхних и нижних бьефов водозаборных гидроузлов Ферганского типа, В.Н. Шолохов неустановившийся русловой процесс при плотинном водозаборе разделил на четыре периода [45], характеристика которых приведена в таблице 2.4.

Длительность первого периода при напорах в верхнем бьефе водозаборного сооружения до 4 м размещающихся на горных участках водотоков составляет 2 – 3 года, для тех же условий на предгорных участках может продлиться 5 – 6 лет.

Продолжительность второго периода переформирования русел как правило составляет 7 – 9 лет [44, 45].

А.П. Ушаковым была предложена зависимость для аналитического расчета уклона свободной поверхности потока на участке первой зоны в подводящем русле [46]:

$$J_1 = ki \left( \frac{B_3}{B_6} \right)^{0,2}, \quad (2.3)$$

где  $i$  – уклон свободной поверхности потока в бытовом русле реки;

$B_0$  – ширина потока воды в бытовых условиях при расходе 50% обеспеченности;

$B_3$  – ширина потока по урезу воды в подводящем зарегулированном русле притом же расходе;

$k$  – коэффициент пропорциональности, равный к концу I периода 0,35, к концу II периода – 0,50, ввремя III-го периода 0,70.

Таблица 2.4 – Периодизация формирования русла при устройстве и эксплуатации низконапорных водозаборных сооружений

Период	Происходящие процессы	
	в верхнем бьефе	в нижнем бьефе
I	Откладываются влекомые наносы и часть взвешенных. Концом периода является момент поступления в нижний бьеф мелких фракций влекомых наносов и практически полный транзит взвешанных.	Максимально интенсивный размыв русла и понижение горизонтов воды. Поступление мелких фракций влекомых наносов.
II	Отложение влекомых наносов убывает, их вынос в нижний бьеф возрастает.	Поступление донных наносов возрастает и достигает доли, соответствующей транспортирующей способности сбросного потока в новых условиях при размывом дне. Размыв русла к концу периода достигает максимума.

III	Продолжает убывать отложение влекомых наносов. Происходит пересортировка ранее отложившихся наносов.	Поступление влекомых наносов превышает создавшуюся транспортирующую способность в отводящем русле. Отметки дна возрастают и к концу периода происходит восстановление уклона ранее существовавшего бытового русла.
IV	Отложение наносов постепенно затухает и к концу периода происходит почти полный их транзит через сбросные отверстия. По характеру движение наносов близко к бытовым условиям.	Отложение крупных фракций влекомых наносов выше отметок восстановленного бытового русла. Образование самоотмостки. К концу периода занесение приводит к затруднениям в регулировании и вызывает необходимость увеличения подпора и наращивания отметок порога водосбросов и верха сооружения.

Длина кривой подпора на участке первой зоны занесения или начальной кривой подпора (рисунок 2.49) может быть определена по формуле С.Т. Алтунина [40]:

$$L_1 = \frac{\Delta H}{i}, \quad (2.4)$$

$\Delta H$  – расстояние по вертикали от отметки уровня воды (*НПУ*) в верхнем бьефе гидроузла до отметки уровня воды в бытовом русле при прохождении средне летних расходов воды.

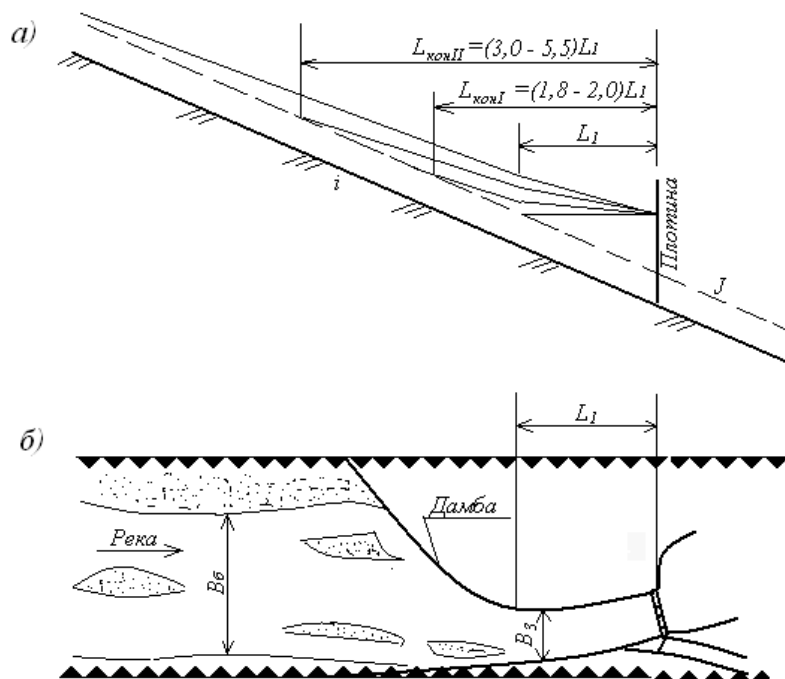


Рисунок 2.49 – Расчетная схема занесения подпертого бьефа низконапорной плотины

Считается, что на участке второй зоны профиль подпора необходимо принимать прямолинейным, который начинается от конца первой зоны и пересекается с бытовыми горизонтами воды.

Для расчета длины второй зоны рекомендована зависимость [45]:

$$L_{II} = (k_0 - 1) \frac{\Delta H}{i}, \quad (2.5)$$

где  $k_0$  – коэффициент удлинения кривой подпора, принимается равным для узких русел: в конце I периода формирования 1,8 - 2,0, в конце II периода 3,0 - 4,0; для широких русел (нижние части предгорных участков): в конце I периода 2,0; в конце II периода 5,5; в конце III и при IV периода 8,0 - 10,0.

С помощью предложенных зависимостей и топографических материалов предлагается определение величины объема заиления верхнего бьефа. Длительность периодов формирования определяется по формуле [46]:

$$T = \frac{W}{\alpha_{cp} \beta_{cp} G}, \quad (2.6)$$

где  $T$  – длительность занесения, годы;

$G$  – среднегодовая норма стока влекомых наносов, тыс. м<sup>3</sup>;

$\alpha_{cp}$  – доля участия взвешенных наносов в занесении подпертого бьефа при I периоде: для горных и верхних предгорных участков принимается равной 1,0; для средних предгорных участков равной 1,59 – 1,82; для нижних предгорных участков равной 1,93 – 2,0;

$\beta_{cp}$  – коэффициент накопления отложений наносов в подпертом бьефе, зависящий от процента их выноса в нижний бьеф. Его величина принимается равной 0,7 – 0,88 в конце II периода, а в течении III и IV периодов равной 0,37 при коэффициенте водозабора от 0,6 до 0,9.

При поступлении наносов из верхнего бьефа водозаборных гидроузлов в нижний бьеф их раскладка происходит в соответствии с величинами транспортирующей способности потока воды по длине отводящего русла. При этом на участках раннего размыва осаждаются не все наносы, а лишь те, которые находятся в избытке по сравнению с транспортирующей способностью потока. Отложения аккумулирующихся в нижнем бьефе наносов ограничиваются снизу поверхностью размывтого русла, сверху линией с уклонами дна, соответствующими предельной транспортирующей способности потока (рисунок 2.50) [45].

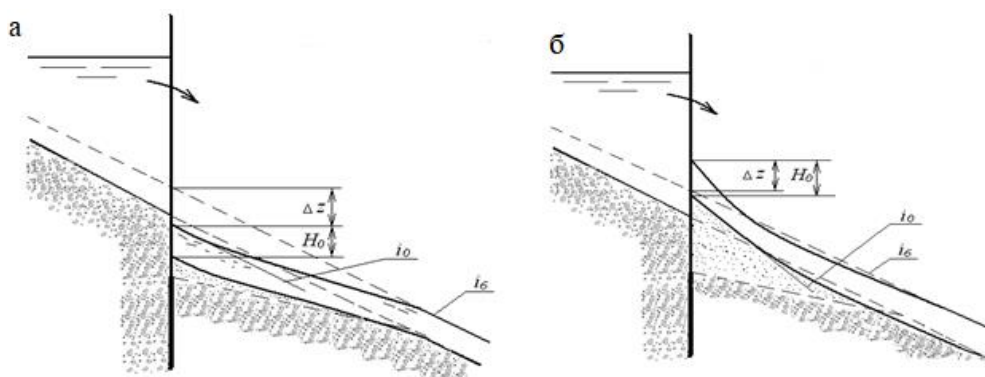


Рисунок 2.50 – Расчетная схема занесения русла в нижнем бьефе водозаборного гидроузла: а) период восстановления уровней; б) период образования дополнительного подпора

Уклон поверхности водного потока, структура которого формируется в отложениях с содержанием избыточного количества наносов, больше уклона, создавшегося в отводящем русле в процессе предшествующего размыва. При этом формируется поток с убывающим по

ходу движения уклоном поверхности воды. В ходе предварительных расчетов уклон на этом участке рекомендуется определять, как средний между уклоном у гидроузла и уклоном размытого русла [42].

Если в створе речного гидроузла нет значительного водозабора, то восстановление будет завершаться при условном восстановлении отметок потока на бытовом уровне. В условиях, когда величины расходов водозабора приводят к уменьшению руслоформирующих расходов реки, уклон поверхности водного потока в нижнем бьефе будет больше бытового на адекватную величину [42, 43].

Для определения предельного уклона свободной поверхности потока в отводящем русле низконапорных водозаборных сооружений А.Н. Гостунский предлагает использовать зависимость [45]:

$$\frac{i}{i_a} = \frac{1}{(1-\alpha)^{\frac{3}{4}}}, \quad (2.7)$$

где  $i$  – формирующийся уклон поверхности потока;

$i_a$  – бытовой уклон поверхности потока;

$\alpha$  – коэффициент водозабора.

В свою очередь В.С. Лапшенков [41] с целью совершенствования методики расчета русловых деформаций при водозаборе после проведения лабораторных и натурных исследований рекомендовал применение формулы, учитывающей большее количество факторов:

– для гравелисто-галечниковых наносов:

$$\frac{i}{i_{\hat{a}}} = \left( \frac{d}{d_{\hat{a}}} \right)^{0,92} \left( \frac{Q_p}{Q_p - Q_{\hat{a}}} \right)^{0,37}, \quad (2.8)$$

$d$  и  $d_{\hat{a}}$  – расчетный диаметр гравелисто-галечниковых отложений

в период заиления и бытовых условиях, соответственно;

$Q_p$  – величина руслоформирующего расхода в бытовых условиях;

$Q_{\hat{a}}$  – величина расхода водозабора.

Исследования показали, что в зависимости от увеличения призмы отложений наносов в верхнем бьефе, мутность  $\rho$  сбрасываемого потока меняется от 0,27 до 5,4 г/л по следующей закономерности:

$$\rho = 0,27 + 4,12V, \quad (2.9)$$

где  $V$  – объем призмы наносов верхнего бьефа.

Для бассейна суточного перерегулирования Учкурганской ГЭС на р. Нарын, В.С. Лапшенковым была получена линейная зависимость вида [41]:

$$\rho = 0,23 + 0,18V, \quad (2.10)$$

Линейная зависимость изменения мутности сбрасываемого потока также подтверждается в результатах исследований Фархадского и Газалкенского гидроузлов в Узбекистане выполненных В.Н. Шолоховым [45]:

$$V_{сбб} = (1,5 + 0,0875V)10^6, \quad (2.11)$$

где  $V_{сбб}$  – объем сбрасываемых наносов, через створ гидроузла.

Учитывая вышеприведенные зависимости, был определен вид уравнения для расчета объема аккумулирующихся наносов  $dV$  за время  $dt$  в верхнем бьефе плотинных гидроузлов:

$$dV = (S_0 - S^1 - kV)dt = k \left( \frac{S_0 - S^1}{k} - V \right) dt, \quad (2.12)$$

где  $S_0$  – расход наносов во входном створе верхнего бьефа;

$S^1$  – расход наносов в подпорном створе гидроузла в начальный момент заиления;

$k$  – коэффициент, учитывающий свойства верхнего бьефа, наносов, потока воды.

Проведя интегрирование и преобразование уравнения (2.12) с учетом граничных условий, была предложена зависимость для определения мутности потока у гидроузла  $\rho$  в любой промежуток времени [41]:

$$\rho = \rho^1 + \frac{V \gamma_i}{Q \times E \times N}, \quad (2.13)$$

$\rho^1$  – мутность потока на гидроузле в начальный период заиления;

$V$  – объем заиления подпорного бьефа в рассматриваемый период;

$\gamma_i$  – объемная плотность отложений наносов при заилении;

$Q$  – расчетный расход воды в верхнем бьефе гидроузла;

$E$  – характеристика заиляемости подпорного бьефа наносами;

$N$  – время заиления в секундах;

Характеристику ( $E$ ) за первый цикл рекомендуется определять по формуле:

$$E = -t \frac{\lg e}{\lg(1 - \eta_v)}, \quad (2.14)$$

$\eta_v$  – относительный объем заиления;

$$\eta_v = \frac{V}{V_i}. \quad (2.15)$$

$V_i$  – объем предельно заиления верхнего бьефа, при котором через подпорный бьеф гидроузла транспортируются все речные наносы.

При расчете по формуле (2.13) объем заиления за первый цикл должен быть известен.

Приведенные методики дают возможность прогнозирования русловых процессов в бьефах плотинных водозаборных гидроузлов Центральной Азии. Это важно при ведении эффективной эксплуатации сооружений. Недоучет характеристик трансформации русловых процессов может привести к преждевременному выходу из строя плотинных гидроузлов и неоправданным затратам на проведение регуляционных работ. Примером является гидроузел Атбашинской ГЭС в Кыргызстане – из-за поднятия отметок дна в отводящем русле установленная мощность гидроэнергетического узла снизилась на 20%.

## 2.6 Регулирование наносного режима при водозаборе

Проблема недопущения или удаления наносов из объемов воды подаваемых водохозяйственные системы является одной из самых важных при водозаборе из горных рек. Если она не решается, происходит значительное снижение или полная потеря водопрпускной способности отводящих каналов. В результате требуются значительные объемы капвложений на очистку каналов и сетевых сооружений от наносных отложений. Они могут достигать больших величин и требуют больших материальных и трудовых затрат. Эти затраты часто **превышающих** затраты на строительство речного гидроузла. Наиболее простым и распространенным решением этой проблемы является устройство перед водоприемником донного наносозащитного порога, вызывающего искусственную поперечную циркуляцию в верхнем бьефе гидроузла с перераспределением удельных расходов по ширине подводящего русла и отвлечением транспортируемых потоком наносов к промывным трактам [4].

Довольно часто коэффициент водозабора на низконапорных плотинных гидроузлах горно-предгорных участков рек приближается или достигает единицы (*хотя это и запрещено санитарными и экологическими условиями эксплуатации речных водозаборных гидроузлов*). Этот факт усложняет работу сооружений из-за скопления в верхнем бьефе большого количества речных наносов и вызывает необходимость перевода водозаборного гидроузла в режим периодических промывок.

Организация промывных режимов входит в состав рекомендаций по эксплуатации гидроузла и требует определения допустимых объемов накоплений наносных отложений, как в верхнем, так и нижнем бьефах в зависимости от гидрологического режима рек. Только обеспечив необходимый баланс движения и остановки наносов на водозаборном гидроузле, можно обеспечить надежный водозабор в течение длительного времени.

Верхний бьеф при высоких коэффициентах водозабора  $\alpha > 0,7$ , как правило, заносится в три стадии (рисунок 2.51) [41].

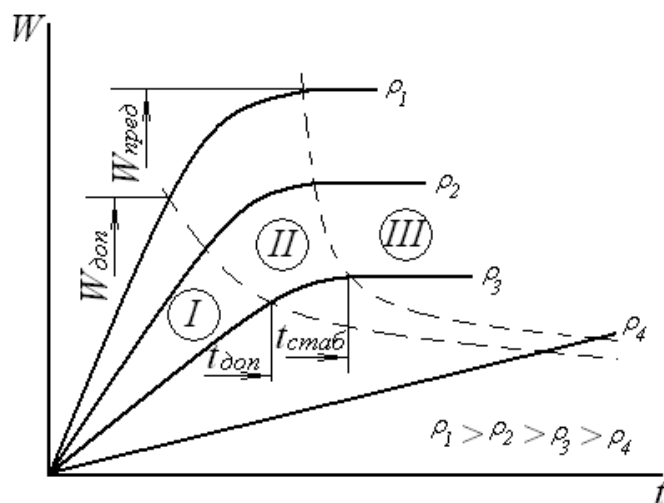


Рисунок 2.51 – Стадии занесения верхнего бьефа I, II, III:

$\rho_1, \rho_2, \rho_3, \rho_4$  – концентрация наносов в водном потоке

Продолжительностью первой стадии следует считать период занесения от начала отложения наносов в верхнем бьефе до момента поступления наносов в водоприемную камеру или нижний бьеф гидроузла. Этот период является безнаносным для водоприемника и допустимым временем занесения верхнего бьефа  $t_{дон}$ , а объем наносов, накопившихся в верхнем бьефе  $W_{дон}$  допустимым объемом занесения.

После этого момента наступает вторая стадия занесения – стадия стабилизации, которая заканчивается формированием объемов отложений в верхнем бьефе без дальнейшей деформации. При этом через верхний бьеф проходит объем наносов, равный по величине объему наносов, транспортируемых рекой. Этот период называется периодом стабилизации по окончании, которого складывается предельный объем отложений  $W_{пред}$ . Третья стадия характеризуется транспортом наносов в водоприемник при коэффициенте водозабора  $\alpha = 1$ , или при условии  $\alpha < 1$  в водоприемник и нижний бьеф.

Занесение верхнего бьефа гидроузла происходит в виде роста переднего фронта призмы наносов, которая распространяется вниз по течению до водоприемных и водосбросных элементов. При этом призма наносов увеличивается как по длине, так и по высоте. В ряде случаев, при сопряжении верхнего бьефа гидроузла с речным руслом в форме гидравлического прыжка-волны, уклон поверхности призмы наносов

может быть отрицательным. Промывку наносов рекомендуется осуществлять в конце первой стадии занесения подпорного верхнего бьефа, при полностью открытых затворах водосбросов плотины, всей величиной расхода реки. Это снижает продолжительность промывок.

И.С. Румянцев и Р.К. Кромер предложили методику расчета процессов занесения и промывки верхних бьефов низконапорных гидроузлов [47]. Ими были рекомендованы следующие зависимости:

– продолжительность безнаносной стадии занесения верхнего бьефа гидроузла определяется по формуле:

$$t_{\text{дон}} = \frac{0,5\gamma_n h_{\text{зр.о}}^2}{(i - I_0)q_H}, \quad (2.16)$$

где  $h_{\text{зр.о}}$  – высота фронта гряды наносов, рассчитывается по формуле:

$$h_{\text{зр.о}} = \frac{1,12\Delta H^2}{H}, \quad (2.17)$$

$\Delta H$  – подпор от возведения водозаборного сооружения;

$H$  – напор в верхнем бьефе гидроузла;

$\gamma_n$  – средняя плотность донных наносов (рекомендуется принимать равной 2650 кг/м<sup>3</sup>);

$q_H$  – удельный расход донных наносов в реке, определяется по зависимостям (1.14) и (1.15)

Скорость распространения призмы наносов по направлению движения водного потока в подводящем русле на прямолинейном участке по предложению Р.К. Кромера определяется по формуле [48]:

$$C_0 = 10^{-4} \left( Fr \frac{v}{v_{o.H}} \right)^{1,6} \sqrt{gh_{cp.o}^{nop}}, \quad (2.18)$$

$Fr$  – число Фруда в подводящем русле;

$h_{cp.o}^{nop}$  – высота призмы наносов в верхнем бьефе водозаборного гидроузла в момент занесения бьефа до величины допустимого объема (может быть принята равной  $0,75 H_p$  (где  $H_p$  – расчетная глубина в верхнем бьефе усовершенствованного Тяньшанского типа водозабора) [4]).

Для расчета максимального поднятия уровня свободной поверхности водного потока  $\Delta Z$  при занесении верхнего бьефа, который наблюдается в створе выклинивания первоначального подпора, И.С Румянцевым рекомендуется использовать график, приведенный на рисунке 2.52. Эту величину необходимо знать для определения допустимых отметок верха струенаправляющих дамб подводящего зарегулированного русла.

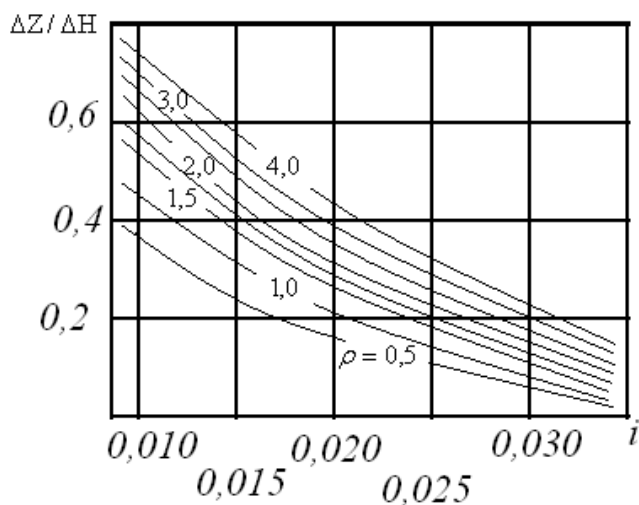


Рисунок 2.52 – График для определения максимальной относительной величины поднятия поверхности водного потока  $\Delta Z / \Delta H$  при занесении верхнего бьефа в створе выклинивания первоначального подпора в зависимости от уклона dna бытового русла реки  $i$  и мутности водного потока  $\rho$  (г/л)

К.Ф. Артамоновым [43] было предложено выражение для определения продолжительности промывки отложившихся наносов из верхнего бьефа низконапорного плотинного водозаборного гидроузла:

$$T = 1,7k_f k_i W_{дон}^2 / \sqrt{k_{no.hom}} h_{zp.o} b Q_{f.l}, \quad (2.19)$$

где  $Q_{f.l}$  – величина расхода воды используемого на промывку верхнего бьефа;

$k_{no.hom}$  – коэффициент неоднородности отложения наносов:

$$k_{no.hom} = \frac{d_{s.95}}{d_s}, \quad (2.20)$$

$d_{s95}$  – диаметр наносов, доля которых по массе в призме отложений составляет 95 %;

$k_f$  – коэффициент, учитывающий форму подводящего русла:  $k_f = 1$  при прямолинейном русле,  $k_f = 2$  для криволинейного подводящего русла;

$k_i$  – коэффициент, учитывающий влияние на промывку уклона дна бытового русла реки и концентрации влекомых наносов в речном потоке:

$$k_i = 4 \times \left( \frac{\gamma_n}{\rho} \right)^{0,22} i^{0,6}, \quad (2.21)$$

Представленные зависимости описывают факторы и определяют степень влияния ряда параметров на возможности регулирования наносного режима при водозаборе из горных рек. Они должны использоваться для качественной и количественной оценки эффективности предлагаемых сооружений и мероприятий для организации надежного водозабора из горных рек.

## **2.7 Регуляционные сооружения для стабилизации русловых процессов**

### **2.7.1 Условия строительства регуляционных сооружений**

Регуляционные сооружения – стабилизирующие русловые процессы рек классифицируют по ряду характерных признаков [42, 43]:

– по назначению различают: выправительные или защитные;

– по сроку службы делят на постоянные и временные;

– по конструктивным отличиям выделяют: дамбы, шпоры, полузапруды, запруды, траверсы, береговые крепления, стенки, порога, опояски, барражи, перепады, быстротоки, наброски;

– специальные устройства – это прорези, прокопы, селеуловители, русловые отстойники, щиты Потапова, сквозные заилители и др.;

– по характеру воздействия на поток

а) пассивного действия, не изменяющие структуру потока: продольные относительно стержня потока береговые крепления, стенки, дамбы;

б) активного действия, изменяющие структуру потока – поперечные-дамбы, шпоры, полузапруды запруды, траверсы, пороги, барражи наброски, быстротоки;

– по условиям работы – сплошные, сквозные, с переливом (затопляемые) и без перелива (незатопляемые);

– по роду применяемых строительных материалов – земляные, каменнонабросные, бетонные, железобетонные, деревянные, смешанные и др.

При определении рациональных компоновок русловых сооружений важное значение имеет выделение одного из основных признаков классификации, регуляционных сооружений. Наиболее важным в начале проектирования является определение назначения регуляцион-

ных сооружений. Затем по другим признакам подбираются конструкции для применения в определённых условиях. Конструкция косвенно определяется назначением, условиями работы и родом применяемых строительных материалов. Плановое размещение конструкции регуляционных сооружений позволяет учесть характер воздействия речного потока на сооружение и наоборот.

Анализируя результаты внедрений сооружений для регулирования русловых процессов на реках Центральной Азии Алтуниным Н.П. были определены три схемы относительного расположения регуляционных устройств [4]. Эти схемы размещения приведены на рисунке 2.53.

Участки русла реки от истока до устья содержат устойчивые и неустойчивые отрезки, которые характеризуется преобладающими типами руслового процесса и видами общей деформации русел, геоморфологическими и гидроморфометрическими элементами русловых потоков. Они могут характеризоваться используемыми, проверенными в натуральных условиях и в течении времени конструктивными видами регуляционных сооружений.

Приведённые схемы размещения видов и конструкций регуляционных сооружений являются приближенным и могут изменяться в пределах рассматриваемых участков в зависимости от изменения местных природных и техногенных условий.

На высокогорных участках преобладает использование продольных сооружений – береговые крепления, стенки и продольные дамбы, а также устройства, стабилизирующие дно и склоны долины (барражи,

перепады, быстротоки, пороги, наброски, опояски, селедуки и др.).

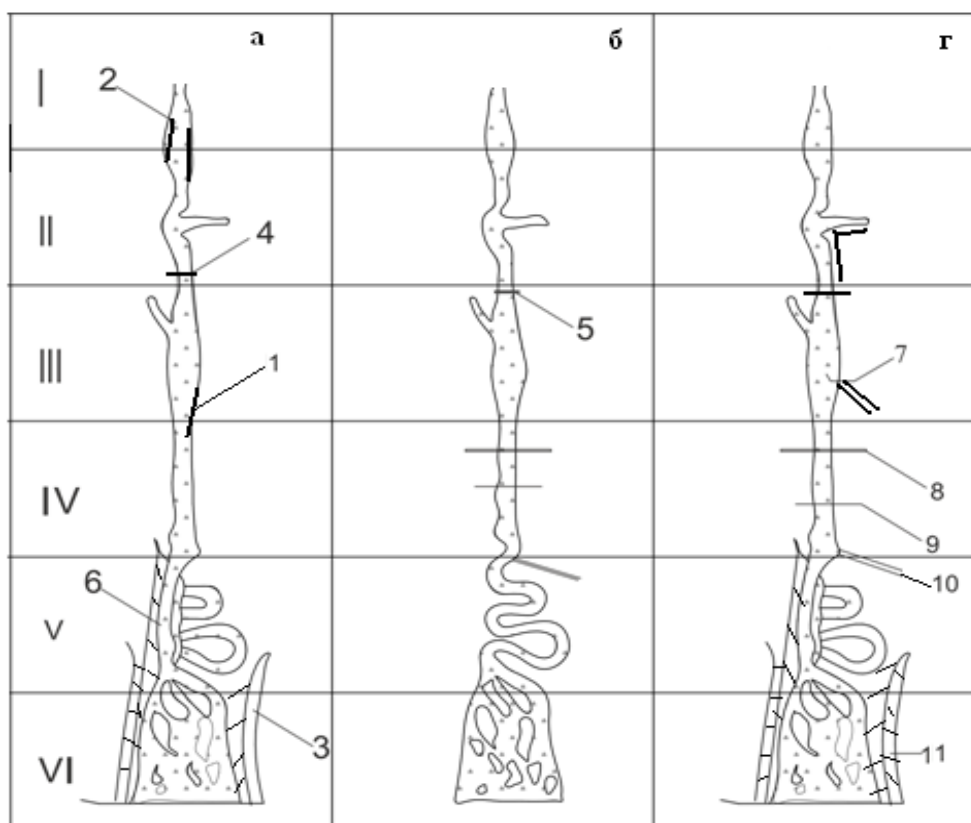


Рисунок 2.53 – Схемы преимущественного размещения основных конструктивных видов регуляционных сооружений на протяжении русел рек: I – высокогорный участок русла; II – верхний и средний горные участки русел; III – нижний горный участок русла; IV – предгорный участок русла; V – верхний долинный участок; VI – долинный участок русла; 1 – береговые крепления; 2 – продольные стенки; 3 – дамбы и шпоры; 4 – перепад; 5 – плотины; 6 – прокопы; 7 – водозаборы; 8 – мосты; 9 – ЛЭП; 10 – каналы; 11 – системы дамб обвалования

На горных участках наблюдается расширение речных долин, образование межгорных впадин, уменьшение степени бурности потока.

Это позволяют наряду, с продольными использовать поперечные сооружения – шпоры, а также русловые отстойники, селехранилища и др.

На нижних горных и верхних предгорных участках преобладают аллювиальные отложения, **русловой процесс – баз грядовый**, переходный. Наблюдаются интенсивные отложения наносов и их переформирование с уменьшением размеров крупных фракций. Здесь имеют широкое распространение поперечные сооружения – шпоры, полузапруды, дамбы, используются также стабилизирующие устройства для сжатия русел, русловые отстойники, поэтапно возводимые участки закрепленных прорезей на участках интенсивного отложения наносов и др.

**На нижних предгорных развиваются** сложные русловые процессы с появлением высоких аллювиальных отложений, побочней, пойменного блуждания русла, многорукавность. Здесь устраиваются поперечные сооружения – шпоры в сочетании с продольными (дамбы обвалования), применяются также прокопы, перемычки, береговые крепления камнем и др.

Верхние долинные участки среднее течение характеризуется увеличением ширины поймы и уменьшением числа Фруда. Здесь устраиваются: системы дамб обвалования в сочетании с поперечными сооружениями (траверсы, шпоры, полузапруды), а также прорези, прокопы, перемычки, запруды, специальные устройства и др.

Долинный участок русел рек – нижнее течение характеризуется сво-

бодным, незавершённым меандрированием с образованием многорукавности. Здесь устраиваются продольные сооружения (дамбы, обвалования), а также траверсы, шпоры (рисунок 2.54), перемычки, прорези, береговые укрепления камнем и др.



Рисунок 2.54 – Устройство струенаправляющей шпоры на долинном участке

Компоновка регулировочных сооружений, устраиваемых на больших протяжениях, по сравнению с локальными устройствами, осложняется необходимостью учета многих определяющих факторов:

- корректировкой генеральных схем освоения водных ресурсов рек и близлежащих территорий;
- размещением объектов водного хозяйства, промышленности и населенных пунктов;

- народнохозяйственными интересами различных хозяйств и ведомств районов, областей, стран;
- многолетними изменениями гидрологических режимов рек с изменением типов руслового процесса;
- строительство новых мостов, ЛЭП, линий связи, газопроводов и т.д.
- создание новых плотинных гидроузлов, вызывающих изменение русловых процессов и переформирование бьефов.

На участках трансграничных рек типа Карадарья, Шу, Сох и др., регулировочные работы затрудняются необходимостью согласования и должной увязкой схем регулиционных мероприятий на межгосударственном уровне. При этом во главу необходимо ставить вредные последствия, причиняемых возводимыми сооружениями, которые строятся с одного берега. А также учитывать факторы взаимовлияния вновь возводимых сооружений с сооружениями аналогичного назначения, выстроенным на противоположном берегу.

Подобное может наблюдаться и на участках рек, размещенных в пределах одной страны, где работы ведутся различными ведомствами. Так же в случае работы по линиям органов водного хозяйства, в порядке эпизодических регулиционных работ при фиксации размываемых локальных участков русел при защите земельных угодий, объектов гражданского, промышленного строительства и др.

С течением времени часть исторически сложившихся защитно-регуляционных сооружений приходит в негодность, другая часть сохра-

няет целостность, в результате русловых переформирований играет пассивную роль, трети – исправны и надежно выполняет свое назначение. Это требует проведения систематического и детального мониторинга состояния защитно-регулирующих и выправительных сооружений в руслах и поймах рек. Накапливаемые материалы результатов исследований могут эффективно использоваться при проектировании и строительстве новых рациональных конструкций регуляционных сооружений.

Важное значение при размещении регуляционных сооружений имеет правильное назначение трассы регуляционных сооружений, основные положения по их выбору содержатся в работах М.В. Потапова, С.Т. Алтунина др. [2, 8], в которых имеются следующие рекомендации:

1) трасса выбирается с учетом генеральной схемы использования водных ресурсов регулируемого объекта, целей и задач регулирования, их экономической целесообразности, особенностей естественного и измененного гидрологического режима реки;

2) трасса начинается и заканчивается на устойчивых слабо - деформируемых и естественных в зарегулированных участках русел, обеспечивающих стабильный русловой процесс на участке регулирования;

3) плановое очертание трассы в наибольшей степени должно соответствовать устойчивым естественным плановым формам руслового потока с обязательным включением в новые пределы:

– существующие исторически сложившиеся устойчивые естественные и искусственные зарегулированные участки русел;

– русловые, участки строящихся и проектируемых водозаборных,

судоходных, лесосплавных, рыбопропускных и других сооружений, в том числе русловых отстойников, насосных станций, мостов и др.;

4) проектная трасса должна вписываться в контур действующего русла с сохранением устойчивых: продольных уклонов, ширины, средней и максимальной глубин, формы живого сечения русла, радиусов кривизны ( $R=4B$ ) с исключением неустойчивых крутых излучин с углом поворота  $\varphi > 80^\circ$  и резких изменений в плановых и поперечных формах;

5) проектируемое зарегулированное русло должно обеспечить:

– беспрепятственный пропуск внезапных максимальных паводковых и селевых расходов, шуго-ледовых образований;

– **наименьшие местных деформациях** руслового потока у вогнутых и выпуклых берегов;

– предупреждать общие деформации русла (размывы и завалы отложениями наносов);

– учитывать особенности эксплуатации объекта регулирования, сезонные и многолетние переформирования бьефов гидротехнических комплексов;

– возможность устройства дополнительных сооружений, **регулирующих** жидкие и твердые стоки реки: водохранилища, селехранилища, русловые отстойники, карьеры строительных материалов и др.,

б) струенаправляющие дамбы начального участка трассы регулирования, сжимающие и ограничивающие русло, должны обеспечить плано-

вый вход речного потока и бесбойное его протекание вдоль трассы регулирования. При этом углы сопряжения геометрической продольной оси дамбы с линией берега в условиях селевых русел не должны превышать

10 – 15°, а для водных потоков 60°.

7) концевой участок трассы регулирования русловых процессов не должен создавать свалов речного потока к берегам поймы реки и размещенным на них гражданским, промышленным и другим сооружениям.

## **2.7.2 Компонентные схемы регуляционных сооружений на реках Центральной Азии**

Одну из главных ролей в обеспечении водой водохозяйственных систем стран Центральной Азии играют головные речные гидроузлы, устраиваемые в руслах рек. Для обеспечения их нормальной работы необходимо создание рациональных структур водного потока в руслах перед водоприемными элементами [16].

Структурировать русловой поток воды и защищать берега русла в пределах речных гидроузлов возможно при правильном относительном размещении регуляционных сооружений и водосбросных и водоприемных элементов. При этом предупреждается меандрирование, переполнения, размыв дна отложение наносов, организуется транзит плавника и шуго-ледовых образований в обход водоприемников.

В непосредственной связи с речным стоком и его перераспределением в течение года находятся бесплотинные водозаборные сооружения. Так как они работают «на бытовых расходах и уровнях воды», и минимально нарушают структуру речного потока. Поэтому даже при малых процентах водозабора (<20%) на неустойчивых (блуждающих) участках рек они менее обеспечены водой. Это требует постоянного внимания, чтобы специальными сооружениями направлять и удерживать поток у головного регулятора канала, а также препятствовать перемещениям русла от места водозабора. Основным средством борьбы

с наносами на таких гидроузлах является использование криволинейных русел. При создании поперечной циркуляции перед регуляторами водозаборных сооружений производится транспорт донных наносов в сторону противоположного берега.

На нижних предгорных и верхних долинных участках рек в зависимости от ширины поймы, блуждания русла, величины и процента водозабора применяются две схемы регуляционных сооружений для создания условий локальной устойчивости (рисунок 2.55) [16]:

- 1) простейшие схемы (регуляционные сооружения и работы, ограничивающиеся только пределами входа и головной частью канала);
- 2) комплексные схемы (регуляционные сооружения и работы в русле реки и на головной части канала).

Простейшие схемы руслового регулирования (рисунок 2.55 а) применимы при бесплотинных водозаборах на относительно устойчивых участках рек малой пойменности, когда максимальный коэффициент водозабора  $\alpha \leq 0,2$ .

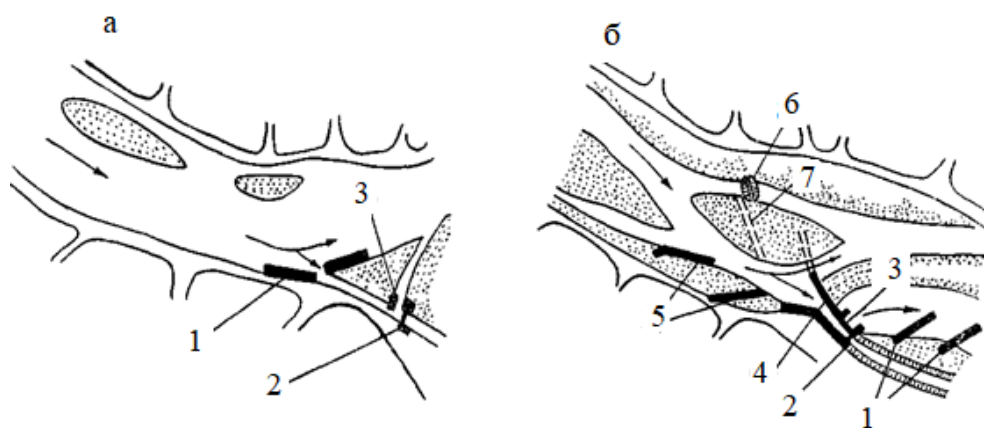


Рисунок 2.55 – Схема простейших и комплексных видов  
регуляционных работ при водозаборе:

- 1 – защитные сооружения; 2 – водоприемник канала;  
3 – регулятор сброса; 4 – водозахватная дамба;  
5 – струенаправляющие дамбы, 6 – перемычка; 7 – прокоп

Регуляционные работы производятся на участках входе в водоприемник канала и на выходе из сбросного сооружения. В зависимости от наличия или отсутствия постоянных (инженерных) водозаборных сооружений регуляционные устройства имеют различный характер и объемы – в первом случае они являются необходимым дополнением к построенным сооружениям (защита от размыва дна и берегов при входе в канал, гидравлический смыв отложений наносов и т. п.), а во втором – заменяют отсутствующие сооружения: пороги, перемычки, сбросы и др.

На предгорных участках рек, где проявляется блуждание русел, деформация берегов, отмирание рукавов и свал потока в новые направления, устраиваются комплексные схемы (рисунок 2.55 б). Они применимы как при бесплотинных, так и при плотинных водозаборах, когда ведется обеспечение водой относительно крупных водопользователей. Комплексные схемы сооружений требуют производства регуляционных работ в русле реки и в пределах головной части канала. При этом они рекомендуются к применению на неустойчивых участках рек большой пойменности и при коэффициентах водозабора  $\alpha \geq 0,9$ .

Комплексные схемы как правило создаются в результате усложнения простейших схем при увеличении объемов водопотребления. Поэтому они сохраняют признаки простейших схем и в зависимости от конструкций головных водозаборов включают в себя регулиционные сооружения, которые:

- дополняют их при устройстве выправительных дамб и шпоры в верхнем и нижнем бьефах и сооружений для борьбы с наносами при входе в водоприемник;

- предполагают строительство отсутствующих сооружений: временных перемычек для объединения русел и сосредоточения потока перед створом водоприёмника, порогов, фиксирующих русло по вертикали, водосливов для автоматического пропуска излишков расходов, струенаправляющих дамбы и др.

При неинженерном водозаборе на горных участках регулиционные сооружения состоят из получивших широкое применение продольных и поперечных дамб и шпор, порогов, фиксирующих положение дна в створе водозабора.

На инженерных водозаборах выправление и поддержание подводящих и отводящих русел производится с помощью продольных и поперечных дамб и шпор, так как роль порогов и водосливов выполняется специальными постоянными сооружениями узла.

Проведение регулиционных работ сводится к сосредоточению реки у элементов водозабора, предотвращению блуждания реки и деформации берегов и дна русла в зоне гидротехнических сооружений.

Эти меры носят характер принудительного изменения направления потока и формы русла для целей обеспечения требуемого водозабора, борьбы с паводками и защиты каналов от поступления наносов.

На горных участках рек возведение защитно-регуляционных сооружений и проведение регуляционных работ требуют применения высокотехнологичных схем и конструкций регуляционных сооружений. Здесь русловые процессы могут принимать чрезвычайно сложный характер. Это усугубляющийся тем, что водозабор ведется долгое время при этом, результаты происходящих процессов наслаиваются, дополняют, друг на друга или последующие разрушают предыдущие образования, что приводит к изменению характера и характеристик в движении русловых потоков.

Игнорирование приведённых условий водозабора приводит к тому, что при проектировании и строительстве в расчете на постоянство процессов: не проводится должная организация бытового подводящего русла с его расчисткой, а также не увязываются параметры устройств подпорного створа с зарегулированными участками. То же относится и к проектированию регуляционных сооружений в нижнем бьефе водозаборных гидроузлов, где на начальном этапе эксплуатации возможны чрезмерные размывы русла, а в последующие годы завалы его наносами, уменьшающими пропускную способность сбросных и промывных отверстий с разрушением головных участков каналов.

Простейшие схемы регуляционных сооружений, устраиваемых на горных участках рек, состоят из двух основных элементов: перемычек

и защитных облицовок или шпор на головном участке канала. Комплексные схемы кроме указанных, имеют следующие элементы: пороги – водосливные и фиксирующие, прорези и прокопы. дамбы — продольные струенаправляющие и защитные, перемычки и полузапруды (поперечные преграды) на рукавах и протоках реки. Комбинации указанных элементов регуляционных сооружений с рациональным их размещением и поддержанием в рабочем состоянии надежно обеспечивают водой водоприемные элементы в необходимом количестве.

Анализ опыта эксплуатации водозаборных гидроузлов на горных участках рек дает возможность сделать вывод, что наиболее распространенными элементами защитно-регуляционных сооружений, имеющими широкую область применения, являются сплошные (массивные) дамбы, которые составляют около 40 – 60% от общего числа регуляционных сооружений, устраиваемых водозаборе из рек Центральной Азии (рисунок 2.56) [16].

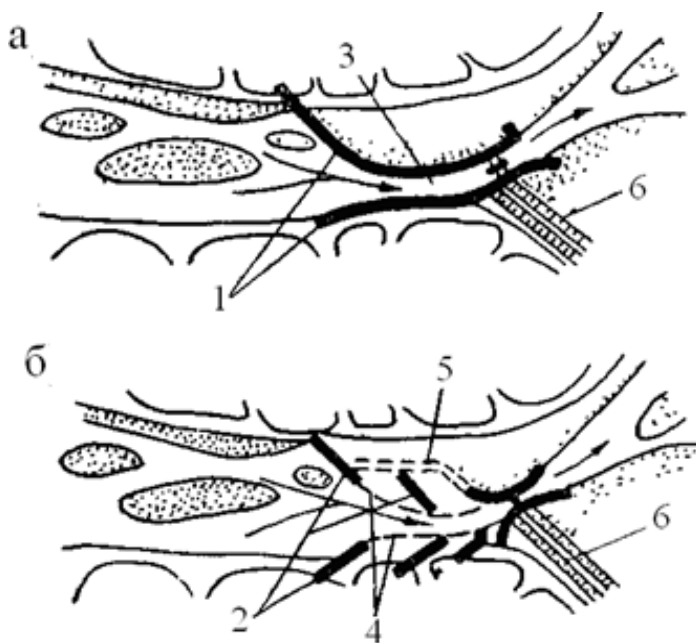


Рисунок 2.56 – Схемы регуляционных сооружений при низконапорных плотинных водозаборных гидроузлах: а – при устройстве сплошных продольных дамбам; б – выполненные размещением ряда поперечных шпор; 1 – продольные дамбы; 2 – поперечные шпоры; 3 – подводящее зарегулированное русло; 4 – трасса выправленного подводящего русла; 5 – обвалование; 6 – отводящий канал

С помощью сплошных дамб разрешаются следующие задачи регулирования [3]:

- 1) изменение (отклонение) динамической оси потока в основном русле и боковых рукавах;
- 2) перекрытие протоков и сосредоточение течения в основном русле;
- 3) рассредоточение потока и отвод паводковых вод от водозаборных сооружений и мест, подверженных подмывам,

4) сжатие русла реки и придание ему необходимой формы с целью углубления, борьбы с наносами и улучшения условий водоотбора и водоподачи;

5) переустройство и объединение неинженерных водозаборных узлов;

6) регулирование расходов воды и наносов в подводящем русле, в голове канала и на сбросных устройствах, по длине канала и в нижнем бьефе гидроузла;

7) захват воды в период маловодья (межени) и зимой;

8) борьба с отложением наносов в зарегулированном подводящем русле и в голове отводящего канала;

9) защита и укрепление берегов реки в верхнем и нижнем бьефах водозаборных гидроузлов и др.

Сплошные грунтовые струенаправляющие дамбы формируются в бытовых – естественных береговых откосах русел рек при частичной выемке или укладке грунта в соответствии с проектной трассой регулирования. Внутренняя поверхность грунтовых дамб закрепляется ровным камнем с диаметрами от 0,4 – 1,0. Камни укладываются на сухо в два слоя (рисунок 2.57). При укладке камня под уровни воды количество слоев увеличивается до трех.

Железобетонные дамбы в основном выполняются в виде вертикальных стенок с подошвой в основании (рисунок 2.58). Железобетонные вертикальные стенки устраиваются в виде отдельных блоков длиной

5 – 10 м, которые между собой соединяются через деформационные швы.

По длине железобетонных стенок устраиваются разгрузочные отверстия, для сброса фильтрационных вод с внешней стороны. Обратную засыпку со стороны тыловой грани **выполнять** из несвязных водопроницаемых грунтов, обеспечивающих хороший отвод поверхностных и грунтовых вод и быстропотекающую деформацию засыпки.



Для фиксации положения дна русел как правило предусматриваются поперечные уступы в виде донных железобетонных стенок (рисунок 2.59). Строительная высота уступов принимается больше расчетных величин размыва при прохождении паводковых расходов. Длина блоков формирующих донные стенки не должна превышать 25 м.

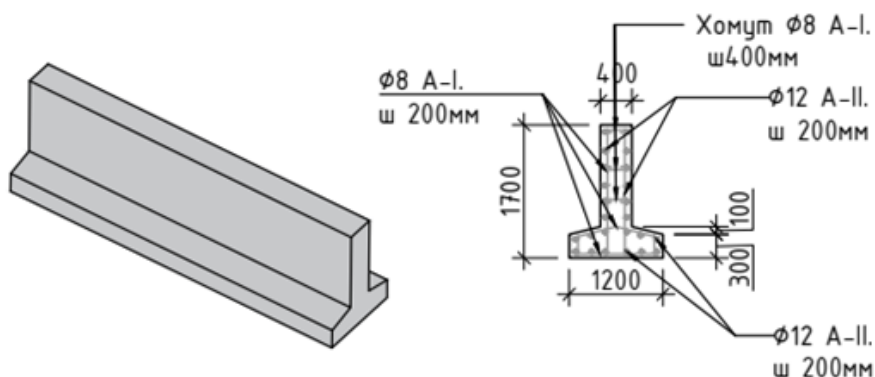


Рисунок 2.59 – Конструкция донной стенки для фиксирования проектных отметок дна русла

Поперечные уступы устраиваются по длине русла на расстоянии достаточном для формирования устойчивых русловых участков с равномерным режимом движения. Так же поперечные уступы устраивают в местах сопряжения грунтовых и железобетонных сооружений. По вертикали на участках сопряжения строятся сооружения в виде ныряющей стенки (рисунок 2.60).

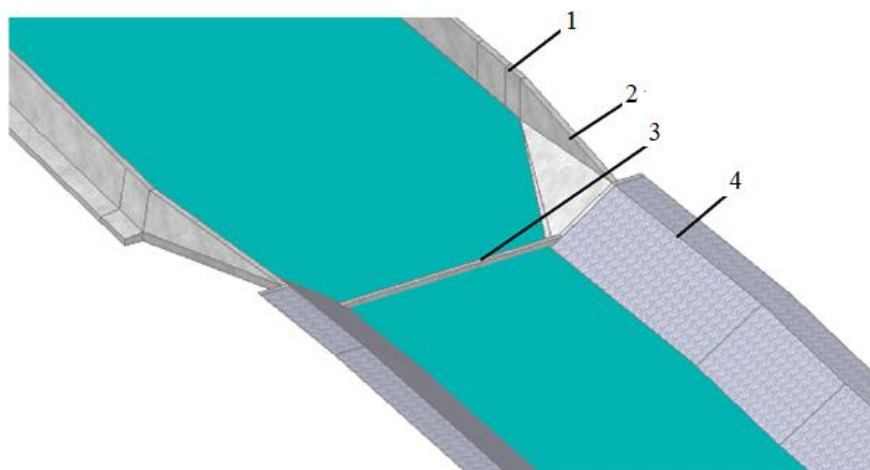


Рисунок 2.60 – Схема размещения регуляционных сооружений на участке сопряжения: 1 – вертикальные подпорные стенки; 2 – участок сопряжения по типу ныряющей стенки; 3 – донная поперечная стенка; 4 – крепление грунтовых струенаправляющих дамб рваным камнем

На предгорных участках рек указанные конструкции продольных дамб, устраиваются из различных материалов: местных грунтов, булыжных камней (окатанной формы), габионов. Поперечные дамбы возводятся на более широких участках. Они обладают некоторыми преимуществами над продольными как в конструктивном отношении, так и в технологическом: их можно возводить поочередно, приспособлявая к местным условиям.

При применении поперечных дамб относительно просто исправляются ошибки, допущенные при назначении трассы выправленного русла. Рассчитываются эти дамбы на сосредоточенное **действие потока на коротком головной части внутри русла**, в то время как продольные дамбы при блуждании водного потока реки должны выдерживать дей-

ствие свала течения на всем протяжении. Следует отметить, что на относительно устойчивых предгорных участках рек или при двухстороннем сжатии русла действие свалов потока на регулиционные сооружения значительно ослабляется, поэтому требования к компоновке и их прочности несколько понижаются.

## 2.8 Мостовые переходы

Мосты являются древнейшим изобретением человечества, так как с давних времен используются для проведения дорожных сетей через реки, озера, болота, проливы.

Мосты состоят из опор, быков и пролетных строений. Опоры размещаются у берега, быки в проточных частях, а пролетные строения устраиваются сверху по горизонтали для проезжей части. Пролетные строения состоят из [54, 55]:

- а) основной несущей конструкции: главные фермы, своды, арки и др., которые передают нагрузки от поверхности моста на опоры;
- б) проезжей части;
- в) связей продольных и поперечных, которые объединяют отдельные элементы пролётного строения в единую конструкцию;
- г) опорных частей строения.

**В железобетонных мостовых переходах, пролётные строения.** Примерами являются бесшарнирные своды, рамные мосты, плитные мосты и др.

Основными размерами мостов являются:

- величина отверстия (в свету между опорами);
- величина расчётного пролёта;
- ширина пролётного строения или расстояние между осями ферм;
- высота пролётного строения;
- превышение низа конструкции над отметкой горизонта вод.

Величина отверстия в свету между опорами мостов устраиваемых в руслах рек определяется пропуском наибольших расчетных паводковых расходов воды. Величина отверстия для несудоходных рек и несудоходных частей судоходных рек определяется обычно экономическими условиями наименьшей стоимости моста. Отверстия мостовых пролётов, устраиваемые над судоходными участками рек, определяются судоходными подмостовыми габаритами.

Мостовые переходы через русла рек классифицируются по следующим признакам:

- по системам пролётных строений: балочные, арочные и висячие, разрезные, неразрезные и консольные;
- по материалу изготовления: железобетонные, стальные и деревянные, комбинированные.

Металлические и деревянные мосты могут иметь балочные, арочные и висячие пролетные строения. При изготовлении конструкции из железобетона **притемняются** только балочные и арочные пролетные строения.

Комбинированные конструкции мостов в последнее время получили достаточно широкое применение. При этом используются стальные балки с железобетонной плитой или железобетонные балки со стальным шпренгелем (дополнительные устройства усиления) и др.

При строительстве мостов в странах Центральной Азии чаще всего возводятся железобетонные конструкции мостов. Так как железобетон обладает рядом преимуществ: долговечность, меньшие эксплуатационные расходы, малый расход стали и др.

В зависимости от размеров, климата, конструкции геологических и гидрогеологических условий **возводят следующих мостовых переходов через русла рек:** мосты с неглубоким залеганием фундамента (рисунок 2.61), мосты со свайным фундаментом (рисунок 2.62) и мосты в виде трубчатых переездов (рисунок 2.63).

Конструкции с фундаментами неглубокого заложения устраиваются в разработанных котлованах или траншеях глубиной до 5 м.

При этом применяются фундаменты трех типов: ленточные, отдельные фундаменты и сплошные. Элементы фундаментов выполняются из железобетона, бетона, бутобетона или бутового камня.

При неглубоких просадочных грунтах основания фундаменты с неглубоким заложением могут размещаться на искусственных основаниях, выполненных из гравия глубиной до 3 м. Для этого просадочный грунт заменяется послойной укладкой гравийной смеси.



Рисунок 2.61 – Конструкция моста с фундаментом неглубокого заложения фундамента и с искусственным основанием

В случаях строительства мостов в тех местах, где в основаниях доминируют илистые, обводненные - некрепкие виды грунтов, применяются свайные фундаменты. Сваи переводят передачу усилий на грунт с горизонтальной на вертикальное трение.

Такие фундаменты обладают рядом достоинств:

- относительно малые затраты на строительство;
- быстрота монтажа и долговечность,

– большой запас прочности и неприхотливость в плане места устройства.

В последнее время широкое применение **получаются** свайно-винтовые фундаменты. Так как винтовые лопасти свай дают возможность им проникать и закрепляться в таких местах, где нельзя установить ни один другой тип фундамента.

При высокой экономичности мосты на винтовых сваях весьма долговечны, срок службы составляет более 100 лет. Низкий уровень шума при возведении, большая точность, скорость проведения работ дает возможность строить мосты в любых условиях.

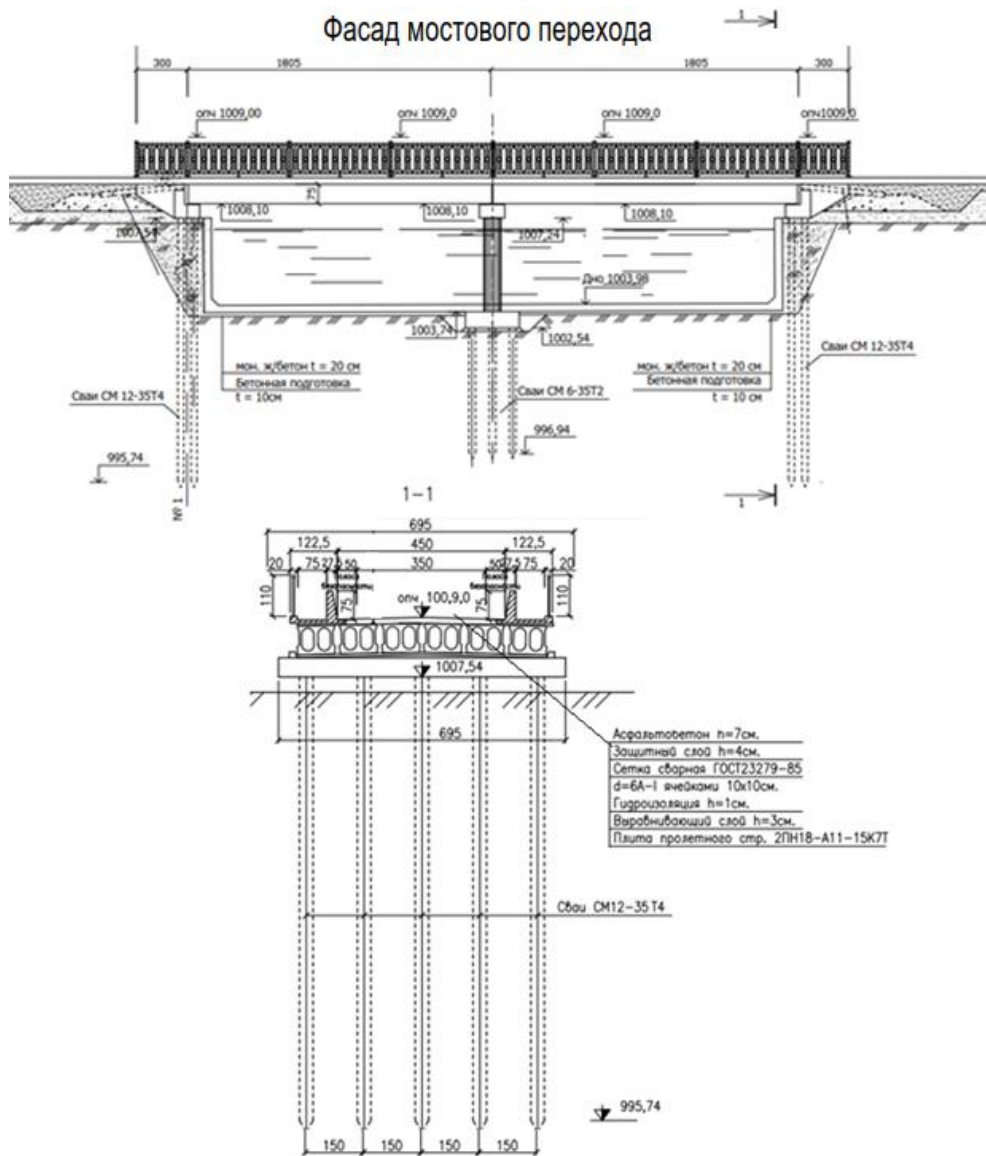


Рисунок 2.62 – Конструкция мостового перехода со свайным фундаментом



## Рисунок 2.63 – Конструкция трубчатого мостового перехода

Этот мост стал продолжением автодороги III категории, проходящей южнее населённого пункта Акын Жакып. Мостовой переход рассчитан на пропуск расхода воды  $500 \text{ м}^3/\text{с}$ . Ширина канала на этом участке по дну равна 90 м, строительная высота 4.4 м с заложением откосов  $m=3$ . Проектная длина моста 144 м, ширина проезжей части – 7 м с двумя боковыми полосами безопасности по 1,5 м.

**Пролетное строение моста состоят** из девяти предварительно усиленных железобетонных балок длиной 24 м, которые объединены между собой монолитной железобетонной плитой толщиной 15 см.



Рисунок 2.64 – Мостовой переход через отводящий канал  
Коксарайского контррегулятора

Ростверки – бетонные элементы, объединяющие оголовки свай, на промежуточных опорах выполнены из монолитного железобетона с размером  $15,65 \times 4.1 \times 2,0$  м, на береговых опорах  $13,5 \times 4.1 \times 2,0$ . В каждом сечении опор над ростверками установлено по три стойки с расстоянием между осями 4,2 м, диаметр каждой стойки равен 1,6 м.

На верхней части стоек для опоры пролетных строений размещены ригели – сборные двух консольные, прямоугольного поперечно сечения, размером  $160 \times 70$  см. Ригели объединены между собой и стойками узлами омоноличивания. Шкафная часть береговых опор устроена из монолитного железобетона.

## 2.9 Организация селезащитных мероприятий

Инженерная защита от возникновения и распространения селевых явлений с применением научно обоснованных и организованных мероприятий ведется уже более ста лет. Выделяют три категории мер защиты от селей, которые различаются по назначению, способам реализации и воздействиями: организационно-хозяйственные, мелиоративные и гидротехнические [26].

**Организационно-хозяйственные** мероприятия включают в себя:

а) максимальное сохранение и восстановление растительного покрова, защита его от вредителей и пожаров;

б) перевод лесов в категорию защитных, замена сплошных рубок выборочными;

в) установление оптимальных соотношений между видами использования земель; границы землепользования должны проходить по границам водосборов;

г) соблюдение противоэрозионной агротехники;

д) регулирование выпаса скота (взамен свободного выпаса).

В освоенных регионах важным звеном организационно-хозяйственных мер селезащиты служат системы предупреждения об опасности схода селей.

**Мелиоративные меры** защиты от селей в основном направлены на регулирование поверхностного стока в селевом бассейне русел рек как главного фактора формирования селей. При этом различают прямые и косвенные способы.

Прямые способы рассматриваются при:

– возведение подпорных створов для создания водохранилищ или русловых отстойников;

– понижение уровней воды или спусков высокогорных озер;

Косвенные способы включают в себя:

– облесение, залужение, посадка многолетних кустарников;

– террасирование склонов;

– устройство нагорных каналов, ливнеотводов, дренажных систем.

**Гидротехнические меры** заключаются в строительстве в селевых бассейнах сооружений с целью прямого воздействия на движущийся

селевой поток, с целью его остановки или локализации зоны его вредного воздействия. Выделяют четыре группы противоселевых гидротехнических сооружений, различных по назначению:

- 1) для остановки селевых потоков с образованием селехранилищ;
- 2) пропуск селевого потока через объект или в обход него;
- 3) отвод селевого потока от защищаемого объекта, направление селевого потока в селепропускное сооружение;
- 4) прекращение движения селевого потока или ослабление его динамических характеристик, защита от размыва русла и подмыва бортов склонов.

Первая группа рассматривается при строительстве селезадерживающих сооружений:

– водосливных или сквозных бетонных, железобетонных плотин или плотин из каменной кладки;

– глухие плотины из грунтовых материалов. Селезадерживающие плотины рассчитаны на остановку всей селевой массы или большей части твердой составляющей. При этом формируются селехранилища, это участок долины в *селевом бассейне* у верхнего бьефа селезадерживающей плотины, на котором концентрируются обломочный материал селевых выносов. Для сохранения емкости требуется его периодическая очистка; для увеличения этой емкости на месте иногда механическим способом разрабатывают котлован. В некоторых засушливых районах селехранилища используют и в качестве водохранилищ, совмещая их функции.

Вторая группа сооружений представляет собой селепропускные каналы, селеспуски, селедуки. Селепропускные сооружения служат для пропуска селевого потока через объект защиты или в обход его.

Третья группа сооружений это селенаправляющие устройство: направляющие и ограждающие дамбы и шпоры. Селенаправляющие дамбы относятся к числу простейших видов сооружений, предназначенных, главным образом, для отвода селевого потока от защищаемого объекта.

Четвертая группа представлена стабилизирующими сооружениями в виде селезадерживающих: каскадов запруд; подпорными стенами. Каскады запруд являются основными стабилизирующими устройствами. Они преобразуют продольный профиль селевого русла в ступенчатый, что увеличивает сопротивление и ведет к затуханию селевого процесса или к ослаблению его динамических характеристик.

Как показывает мировой опыт организации селезащиты наилучшие результаты дает сочетание всех категорий мер защиты, в особенности – мелиоративных и гидротехнических [6, 7, 26].

### **2.9.1 Защита от селей в странах Центральной Азии**

Хребет Заилийский Алатау на территории Казахстана включает множественные очаги современного оледенения и характеризуется вы-

сокой степенью селевой активности. Как свидетельствует анализ генезиса произошедших селей (Приложении 2) причинами катастрофических в основном являются – гляциальные.

Для защиты от селей в Казахстане широко используются две группы мероприятий: строительство селезадерживающих плотин и спуск прорывоопасных ледниковых озер. Основным типом селезащитных сооружений являются плотины (Приложение 3):

– каменно-насыпные (рисунок 2.65);



Рисунок 2.65 – Каменно-насыпная плотина в русле реки М. Алматинка – «Медео» с заполненной емкостью селехранилища в 15 июля 1973 года

– железобетонные (рисунок 2.66);



Рисунок 2.66 – Железобетонная селезадерживающая плотина на реке Каргылы

– железобетонные ячеистые с земляным заполнителем (рисунок 2.67);



Рисунок 2.67 – Железобетонная ячеистая плотина в русле реки Талгар

– железобетонные сквозные (рисунок 2.68);



Рисунок 2.68 – Сквозная железобетонная плотина на реке Есик

– стальные решетчатые (рисунок 2.69).



Рисунок 2.69 – Стальная сквозная селезадерживающая плотина на реке М. Алматинка

Всего построено 14 селезадерживающих плотин (см. Приложение 2). Из них 13 плотин построено на реках Заилийского Алатау и одна плотина на реке Сарыкан в Жетысу Алатау.

Так как большинство крупных ледниковых селей имеет прорывной механизм зарождения в Казахстане ведутся профилактические спуски приледниковых озер. Впервые опорожнение озера было проведено в 1964 г. на озере Туйыксу в долине реки Малой Алматинки.

Для спуска озер на поверхности озерной плотины устраивается канал-траншея (рисунок 2.70).



Рисунок 2.70 – Организация спуска ледникового озера с разработкой траншеи и применением насосного оборудования

В зависимости от строения и состояния грунтов озерной плотины используют два способа контролируемого спуска:

– если плотина состоит из льда или мерзлого грунта верхний чехол морены снимается; углубление канала происходит за счет теплообмена между талой водой и телом плотины;

– в условиях талого грунта используются брезентовые экраны и мягкие затворы, которые позволяют организовать водные попуски для контролируемого понижения уровня озера.

На территории Узбекистана сели образуются в зоне аридных низко- и среднегорий Ферганской долины. В этой зоне грунты представлены преимущественно рыхлообломочными горными породами. Здесь формируются селевые потоки низкой плотности: грязевые, грязекаменные и селевые паводки.

Инженерные мероприятия по защите от селевых явлений в Ферганской долине начали реализовываться в конце XIX в. При этом использовались мелиоративные меры в селевых бассейнах путем террасирования и лесопосадок на склонах.

С 1960-х. годов началось строительство гидротехнических сооружений в виде запруд высотой 1 – 5 м, которые применяются для задержки селевых выносов и стабилизации селевых русел. Они сооружались одиночно или группами с образованием зональной системы, которая объединяется селесбросным трактом для нейтрализации селевых потоков одного склонового участка.

В селехранилищах проводится аккумуляция твердого стока, снижается максимальный расход потока. Осветленная вода в момент

наполнения селехранилищ отводится в ирригационные системы. Для перехвата и сброса склонового стока воды построены нагорные каналы.

Эффективность работы представленных селезащитных мероприятий подтверждается надежностью функционирования защитной системы в районе г. Андижана с 1972 года.

В Кыргызстане существует острая проблема предупреждения селевых явления гляциального генезиса, которые могут возникнуть при прорыве высокогорных озер (рисунок 2.71). Условно все объекты делятся на три категории по степени угрозы:

Первая категория – наиболее опасная. К ней относят озера, находящиеся на стадии прорыва и требующие проведения защитных и профилактических мероприятий для предупреждения возможных катастрофических последствий;

Во вторую категорию входят просто опасные – эти озера приближаются в своем развитии к стадии прорыва, но непосредственной угрозы в настоящее время нет. За объемами и уровнями воды в озерах необходимо вести регулярное наблюдение;



Рисунок 2.71 – Высокогорное озеро Джасык-Кель в бассейне реки Чон-Кемин

К третьей категории относят озера с менее опасной ситуацией. Озера в настоящее время безопасны их можно контролировать во время облетов.

В Кыргызстане из 330 озер, включенных в каталог прорывоопасных, 12 относятся к первой категории, 25 ко второй.

К наиболее прорывоопасным в республике относятся:

- озеро Чирканак на северном склоне Таласского хребта, объемом около 300 тыс. м<sup>3</sup>;
- озеро Туюктор в бассейне реки Ысык-Ата в Чуйской долине, на северном склоне Кыргызского хребта. Его объем около 250 тыс. м<sup>3</sup>;
- озера в бассейне реки Тон в Иссы-Кульской области;

Рельеф местности в Кыргызстане не позволяет разворачивать строительство крупных селехранилищ [57]. Поэтому селезащитные мероприятия в руслах и поймах рек сводятся к использованию гидротехнических мер второй и третьей группы это строительство селепропускных и селенаправляющих сооружения.

По данным МЧС КР в период с 2011 по 2015 год введено в эксплуатацию 125 селезащитных объектов, среди которых дамбы, шпоры, селеотводные каналы, селедуки, мосты. В результате проведенных защитных мероприятий, защищено от разрушений более 8 тыс. домов, 834 га сельхозугодий, 8 общеобразовательных школ и других социальных объектов.

### **3. ПРОЕКТИРОВАНИЕ СООРУЖЕНИЙ РЕЧНЫХ ГИДРОУЗЛОВ**

Центральная Азия размещена в аридной зоне и имеет резко континентальный климат – жаркое лето и холодную зиму. Здесь ирригационные и гидроэнергетические системы определяют устойчивое экономическое развитие стран региона. На территории имеется около 170 – 180 км<sup>3</sup> водных ресурсов, из которых используется более, чем 90%. При этом основная часть речного стока формируются в Таджикистане и Кыргызстане, а большинство водопотребителей составляет население Казахстана и Узбекистана.

Рост использования речного стока продолжается с 60-х годов XX века, когда были построены обширные водохозяйственные системы и крупные водохранилища. Это было необходимо для ускорения роста сельскохозяйственного производства и гидроэнергетического потенциала. В то время целью было в условиях общей экономической системы получить максимальную выгоду. В современный период на первом плане стоят национальные интересы. Это вызывает трудно разрешимые сложности в вопросах взаимовыгодного использования воды и особенно в организации управления гидроузлов на трансграничных и внутри государственных участках рек, имеющих межгосударственное значение.

#### **3.1 Основы проектирования сооружений речных гидроузлов**

Исходные данные для проектирования сооружений речных гидроузлов согласно требований действующих нормативных документов включают:

- Техническое задание на разработку проектной документации;
- Договор аренды и другие виды документов **на использование земельными участками;**
- Архитектурно-планировочные условия, утвержденные районным или областным управлением по градостроительству и архитектуре.
- Инженерно-технические условия на присоединение узла к существующим инженерным сетям.

Конструкции сооружений речных гидроузлов разрабатывают с учетом требований комплексного использования водных ресурсов и положений отраслевых программ совершенствования хозяйства, действующей нормативной литературы.

При проектировании речных гидроузлов к основным исходным данным относятся: топографические, инженерно-геологические, гидрологические, сейсмологические, экологические характеристики площадки строительства и технические характеристики объекта.

Процесс проектирования сооружений речных гидроузлов в основном состоит из двух этапов:

I-й – этап предпроектный, как правило является периодом составления технико-экономического обоснования проекта (ТЭО);

II-й – этап может состоять из одной стадии или двух стадий: проект (П) и рабочий проект (РП).

Технико-экономическое обоснование своей основной целью имеет определение целесообразности и необходимости создания речного гидроузла. При этом выбирается несколько компоновочных схем и конструкций составляющих сооружение гидроузла. Рациональность подобранных нескольких типов сооружений, их параметры, относительное размещение обосновываются на стадии ТЭО при сравнении технических, экономических и социальных показателей с учетом:

- особенности технологических и технических характеристик рассматриваемых к использованию сооружений;

- способности сооружений обеспечить паспортные технологические и технические характеристики в заданных природно-климатических условиях;

- оптимизации методов производства работ и минимума трудовых ресурсов;

- обеспечения перспективного развития отраслей водного хозяйства зоны строительства;

- положительного прогноза в изменении гидрологического режима реки, включая ледовый, наносный режимы в верхнем (ВБ) и нижнем (НБ) бьефах гидроузла и трансформации русловых процессов;

- минимального воздействия на окружающую среду;

– положительного влияния строительства и эксплуатации рассматриваемой конструкции сооружения на социальные условия и здоровье населения;

– создание условий быта и отдыха населения;

– рационального срока окупаемости строительства.

В РП сооружений речных гидроузлов с обоснованными компоновками и конструкциями на стадии ТЭО учитываются следующие технические положения:

– надежность сооружений на всех стадиях строительства и эксплуатации;

– обеспечение расчетной пропускной способности, прочности и устойчивости при максимальных величинах нагрузок;

– удобство проведения постоянной и временной эксплуатации;

– обеспечение возможности постоянных наблюдений за работой, состоянием сооружений и оборудования при наименьших затратах с применением современной контрольно-измерительной аппаратуры (КИА);

– создание при эксплуатации рациональных гидравлических режимов для характерных по интенсивности и повторяемости воздействий на сооружение;

– создание благоприятных условий для уменьшения вредных действий от транспортируемых рекой наносов, селей, льда, шуги и плавающих тел;

– архитектурное оформление речного гидроузла с учетом окружающего ландшафта;

- наиболее полное использование местных грунтовых материалов;
- оптимальную продолжительность строительства при высокой степени механизации работ;
- создание инженерной защиты объектов, попадающих в зоны воздействия кривой подпора, переселение населения и его земельно-хозяйственное обустройство;
- перенос и переустройство строений, сооружений, дорог, линий связи и электропередачи, водопроводов и т. п.;
- проведение противомаларийных мероприятий;
- сохранение исторических и архитектурных памятников;
- вырубка древесины и очистка ложа водохранилища;
- организация рыбоводных объектов и устройство нерестилиц;
- форсированная разработка месторождений полезных ископаемых в зоне затопления;
- обеспечение благоприятного режима сбрасываемых расходов, уровней воды в нижнем бьефе с учетом интересов водопотребителей и водопользователей на отводящем русле;
- обеспечение наиболее полного и рационального комплексного использования создаваемых водохранилищ и водоемов для различных отраслей хозяйства;
- хозяйственное использование мелководий, включая лесочистку;
- обеспечение требований по охране природы, сохранению ландшафта, охране чистоты речных вод.

При проектировании сооружений речных гидроузлов при технико-экономической целесообразности необходимо рассматривать возможность:

- совмещенное выполнение различных технологических операций одним сооружением;
- строительство сооружений и ввод их в эксплуатацию по очередям;
- выдачи энергии, пропуска судов и рыбы, подачи воды в оросительную систему в период строительства.

Массивные элементы речных гидроузлов проектируют с зональным размещением материала в теле сооружений (например, бетона различных марок или грунтов с различными характеристиками) в зависимости от напряженного состояния, требований в отношении морозостойкости, пластичности, водонепроницаемости.

В две стадии разрабатывается проектная документация по крупным объектам производственного назначения с нормативной продолжительностью строительства более 24 месяцев. При этом различают:

- первую стадию. Она подразумевает разработку проекта (П), проводимую на основании выводов и показателей предпроектной документации и подлежащий утверждению в порядке, установленном законодательством;
- вторую стадию. В ходе которой формируется рабочая документация (РД), разрабатываемая на основании проекта, утвержденного на первой стадии.

Также в две стадии разрабатывается проектная документация на строительство особо важных объектов, затрагивающих государственные или общественные интересы и осуществляемых с участием государственных инвестиций.

### **3.2 Обеспечение безопасности речных гидроузлов**

В составе РП сооружений речных гидроузлов следует разрабатывать специальный раздел натуральных наблюдений за их работой и состоянием в процессе строительства и эксплуатации. Он необходим для выявления дефектов, назначения ремонтных мероприятий, предотвращения аварий, улучшения режимов эксплуатации и оценки уровня безопасности. В этом разделе приводятся материалы по размещению КИА с приложением паспортных данных.

В этом разделе РП указываются разработанные критерии безопасности, которые определяют предельные значения количественных и качественных показателей состояния гидротехнических сооружений и условий их эксплуатации. Они должны соответствовать допустимому уровню риска аварии сооружений гидроузлов, которые утверждены в установленном порядке государственными органами исполнительной власти, уполномоченными на осуществление надзора в области безопасности гидротехнических сооружений.

Различают два уровня критериев безопасности сооружений речных гидроузлов:

безопасность 1-го уровня – это значения контролируемых показателей состояния сооружений гидроузлов, которые определяются при основном сочетании действующих нагрузок, при достижении которых обеспечивается устойчивость. При этом под устойчивостью подразумевается: механическая, фильтрационная прочность самого сооружения и его основания, а также пропускная способность водосбросных и водопропускных сооружений, которые соответствуют условиям их нормальной эксплуатации.

безопасности 2-го уровня - это значения контролируемых показателей состояния сооружений гидроузлов, которые определяются при особом сочетании нагрузок, при превышении которых эксплуатация ГТС в проектном режиме недопустима, состояние сооружения может перейти в предаварийное.

Перед вводом в эксплуатацию сооружений речных гидроузлов и во время работы критерии безопасности должны уточняться по результатам натурных наблюдений [58]:

- за состоянием сооружений;
- за величинами действующих нагрузок и воздействий;
- за изменением характеристик строительных материалов и оснований;
- за оптимальностью конструктивных решений.

В соответствии с действующим законодательством гидротехнические сооружения, повреждения которых могут привести к возникнове-

нию чрезвычайных ситуаций, на стадии проектирования подлежат обязательному декларированию безопасности. Декларации утверждаются в государственных надзорных органах и подлежат корректировке на этапах:

- 1) перед вводом сооружений речного гидроузла в эксплуатацию;
- 2) после первых двух лет эксплуатации;
- 3) не реже одного раза в каждые последующие пять лет;
- 4) после реконструкции и капитального ремонта;
- 5) при выводе сооружения и полностью гидроузла из эксплуатации;
- 6) при консервации и расконсервации;
- 7) после аварийных ситуаций.

В проектной документации речных гидроузлов должны быть предусмотрены конструктивные и технологические решения по предотвращению развития аварийных ситуаций, которые могут возникнуть во время строительства и эксплуатации. Здесь выполняются расчеты по оценке материальных и социальных ущербов от аварий при прорыве напорного фронта речного гидроузла и предусматриваются мероприятия по снижению негативных воздействий.

### **3.3 Охрана окружающей среды**

При разработке РП руководствуются законодательством стран на территории которых находится строительная площадка. При этом удо-

влетворяют требования по охране окружающей среды соответствующими нормативными документами. Рассматриваются мероприятия по улучшению экологической обстановки и использованию водохранилищ, отводящих русел и прилегающих территорий для развития туризма, рекреации земель и вовлечения их в хозяйственную деятельность.

Разработка природоохранных мероприятий определяет устойчивое развитие окружающей среды и должна включать [58]:

- изучение состояния природной среды;
- составление прогнозов изменения экологических условий;
- разработку мер защиты, способов контроля за состоянием окружающей среды и дополнительные мероприятия по созданию благоприятной экологической обстановки при эксплуатации речных гидроузлов.

Анализ изменений экологических условий при создании устойчивого развития включает следующие виды прогноза:

- 1) изменений геологических и гидрогеологических условий;
- 2) фильтрационных потерь воды из водохранилища;
- 3) изменений природной среды и климата при создании водохранилища;
- 4) трансформации русловых процессов в бьефах гидроузла;
- 5) изменения термического и ледового режимов в бьефах гидроузла;
- 6) изменения сейсмологической обстановки, частоты землетрясений.

В разделе РП проекта учитывают изменения природных условий, связанных с негативными процессами в грунтах основаниях:

- 1) повышение активности ближайших тектонических разломов;
- 2) подтоплению и затоплению территорий, оценку влияния которых необходимо выполнять, руководствуясь положениями нормативных документов;
- 3) переработка берегов и заиление водохранилищ;
- 4) химическая суффозия растворимых карбонатных пород;
- 5) суффозионные карстовые процессы;
- 6) возникновению оползней.

С целью преодоления негативного влияния указанных процессов применяют мероприятия, включающие:

- бетонирование крупных трещин;
- устройство дренажных противофильтрационных систем;
- уплотнение, цементацию, инъекцию грунтов с высокими коэффициентами фильтрации;
- планировочные работы, замену грунтов, применение берегоукрепительных конструкции;
- устройство оградительных и водоотводных сооружения (дамб, каналов, трубопроводов);
- регулирование режима скоростей изменения уровней воды ВБ;
- рекультивацию земель;
- устройство рекреационных зон и др.

### **3.4 Проектирование подпорных сооружений речных гидроузлов**

### 3.4.1 Особенности условий работы сооружений речных гидроузлов

Условия работы гидротехнических сооружений (ГТС) существенно отличаются от условий эксплуатации других инженерных сооружений тем, что подвергаются воздействию движущейся или находящейся в покое объемов воды, которая оказывает вертикальное или горизонтальное давление [17].

Вода оказывает на ГТС механическое, физико-химическое и биологическое воздействие.

**Механическое** воздействие воды проявляется в виде статических и динамических нагрузок на сооружение и его основание. При этом различают гидростатическое и гидродинамическое давление воды. Гидродинамическое давление включает гидростатическое давление и дополнительно давление, которое возникает при движении воды. Давление от движущегося потока определяется как скоростной напор  $\alpha V^2/2g$ . Для плоских поверхностей сооружений гидродинамическое давление может быть определено по формуле:

$$P_{Г.Д} = \rho g \left( h_{ц.т} + \frac{\alpha V^2}{2g} \right) w, \quad (3.1)$$

где  $h_{ц.т}$  – величина заглубления центра тяжести плоской поверхности;

$V$  – средняя скорость водного потока;

$w$  – площадь поверхности взаимодействия.

Гидростатическое давление воды на бетонную плотину  $P_{Г}$  со стороны верхнего бьефа может сдвинуть, а в совокупности с фильтрационным давлением  $P_{Ф}$  и опрокинуть плотину, если не обеспечить ее устойчивость (рисунок 3.1).

Для повышения устойчивости могут быть приняты следующие меры: увеличение веса плотины  $G$ , увеличение вертикальной составляющей гидростатического давления  $P_{В}$ , уменьшение силы фильтрационного давления  $P_{Ф}$ , которое уменьшает сопротивление сдвигу и увеличивает силы, вызывающие опрокидывание сооружения.

При сбросе воды через гребень плотины вода оказывает на водоскат гидродинамическое воздействие. Гидродинамическое давление необходимо учесть при назначении параметров нижнего бьефа (водобоя, рисбермы) для предотвращения опасных размывов отводящего русла.

Динамическим воздействием на подпорные сооружения являются ветровые волны, которое учитывают, при конструировании креплений верхового откоса грунтовых плотин и при назначении отметок гребня глухих плотин.

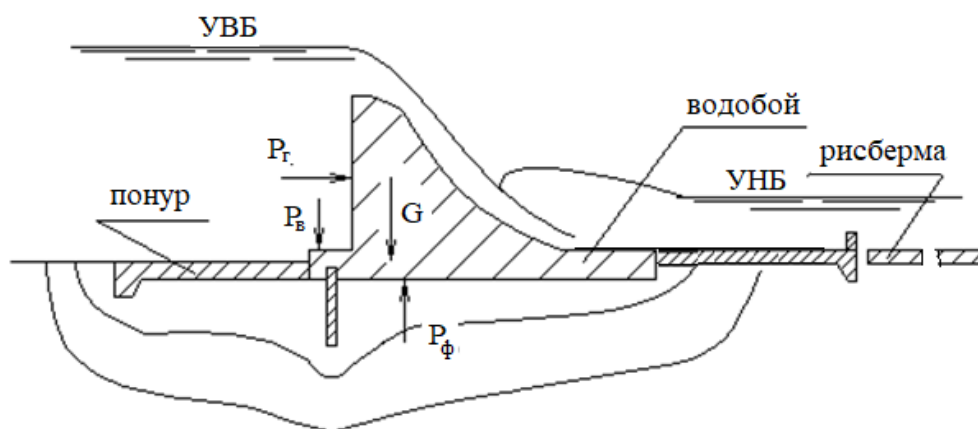


Рисунок 3.1 – Схема приложения основных сил, действующих на гидротехническое сооружение

При расчете устойчивости земляных плотин учитывается действие фильтрационных вод в теле и основании плотины, так как фильтрационный поток способен вызвать деформацию грунта – механическую суффозию и выпор грунта при выходе фильтрующейся воды в нижний бьеф.

Зимой на сооружение действуют ледовые нагрузки, имеющие статическое и динамическое проявление.

**Влекомые и взвешенные водой наносы** могут создавать статические нагрузки при отложении и гидродинамические нагрузки при движении селевых потоков. Двухфазные потоки (вода-наносы) истирают элементы обтекаемых поверхностей сооружений.

**Физико-химическое** воздействие воды проявляется в виде:

– коррозии металлических и железобетонных конструкций;

– химической суффозии в грунтах, содержащих легкорастворимые вещества (гипс, соль) и в бетонных сооружениях;

– кавитации и кавитационной эрозии, которые возникают при больших скоростях потока при появлении давления ниже атмосферного в зонах соприкосновения струй воды с бетонными или металлическими поверхностями.

**Биологическое** воздействие воды, связано с жизнедеятельностью микроорганизмов и животных, которое может привести к зарастанию трубопроводов, разрушению бетонных и земляных поверхностей, быстрому гниению деревянных сооружений.

### 3.4.2 Расчет бетонных и железобетонных сооружений

В практике гидротехнического строительства различают понятие предельного состояния. Под предельным понимают такое состояние, когда само сооружение или его основание перестают удовлетворять заданным эксплуатационным требованиям. Это означает, что усилия и напряжения, развивающиеся в сооружении и его основании, не должны превышать их несущей способности, что определяет **1-ю группу** предельных состояний.

**2-я группа** предельных состояний определяется деформациями и перемещениями допустимыми для нормальной работы сооружения.

**3-я группа** предельных состояний определяется полным недопущением трещин в бетоне или допускает такое ограничение их величин, при которых не произойдет нарушение нормальных условий эксплуатации сооружений. Эта группа предельных состояний рассматривается только в бетонных сооружениях.

При проектировании сооружений речных гидроузлов учитываются расчетные нагрузки и воздействия, которые имеют наибольшие значения, при которых сооружения будут работать нормально.

Нагрузки и воздействия на сооружения речных гидроузлов (рисунок 3.2) классифицируют в зависимости от ряда факторов:

1) по происхождению различают: все виды давления внешних сил, собственный вес сооружения, сейсмические силы и др.;

2) в зависимости от характера действия силы разделяют на статические и динамические.

В зависимости от продолжительности и повторяемости действия силы в гидротехнике делятся на:

– основные, которые делятся на постоянные, временные и кратковременные;

– особые, возникающие исключительно редко, но имеющие значительные величины.

Расчеты прочности и устойчивости подпорных сооружений речных гидроузлов выполняют для двух сочетаний нагрузок и воздействий:

– основное сочетание нагрузок;

– особое сочетание нагрузок.

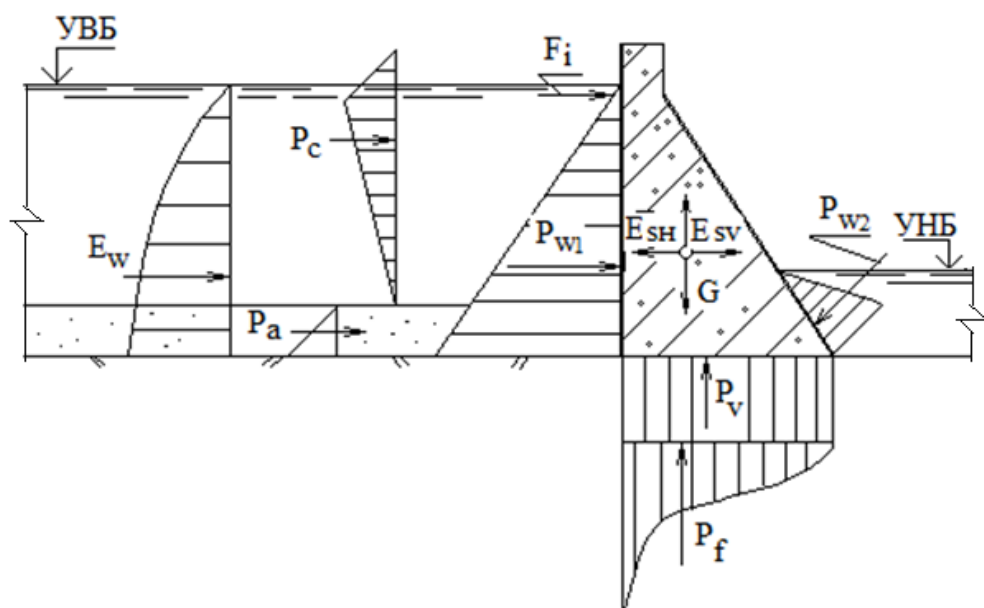


Рисунок 3.2 – Расчетная схема сил и нагрузок, действующих на гравитационную плотину:  $G$  – собственный вес сооружения;  $P_{w1}$  и  $P_{w2}$  – гидростатическое давление воды со стороны верхнего и нижнего бьефа соответственно;

$P_v$  и  $P_f$  – противодействие в основании плотины, составляет сумму взвешивающего и фильтрационного давления соответственно;  $P_a$  – давление от отложившихся наносов;  $F_i$  – сила давления ледяного покрова в верхнем бьефе плотины;  $P_c$  – давление от действия ветровых волн;  $E_w$  – воздействие от объемов воды в водохранилище при землетрясениях;  $E_{sv}$  и  $E_{sh}$  – сейсмические воздействия на тело плотины вертикальные и горизонтальные соответственно

**В основном сочетании нагрузок постоянными силами являются:**

– собственные вес  $G$  сооружения, который включает вес плотины, затворов, мостов, механизмов, положение которых в период эксплуатации остается неизменным;

– гидростатическое давление  $P_{\omega 1}$  и  $P_{\omega 2}$  со стороны верхнего и нижнего бьефа, первое определяется при уровне НПУ, второе при минимальном уровне нижнего бьефа (отводящем русле);

– полное противодействие  $P_{\omega}$  в основании плотины, является суммой  $P_{\omega} = P_f + P_v$ , где  $P_f$  и  $P_v$  - соответственно фильтрационное давление (при НПУ) и взвешивающее давление. Это силы: выталкивания воды или сила Архимеда, которая находится в прямой зависимости от уровней воды в нижнем бьефе.

**Временными** силами или нагрузками являются: давление наносов  $P_a$  и температурные воздействия (учитываются в высоконапорных бетонных плотинах).

**Кратковременные** нагрузки и воздействия проявляются в виде: давление льда  $F_i$  среднегодовой толщины, давление волн  $P_c$ , соответствующее среднегодовой скорости ветра. Также к ним относят нагрузки от движущихся подъемных и транспортных средств, от плавающих тел и динамические нагрузки, возникающие при пропуске паводковых расходов воды (при ФПУ).

При **особом сочетании** нагрузок и воздействий в расчетах суммируются все нагрузки основного сочетания и одна из особых нагрузок:

- вертикальное  $E_{sv}$  сейсмические воздействия на тело плотины;
- горизонтальное  $E_{sh}$  сейсмические воздействия на тело плотины;

– сейсмическое воздействие  $E_{\omega}$  на объем воды в водохранилище;  
– гидростатические давления воды  $P_{\omega 1}$  и  $P_{\omega 2}$  на обе стороны плотины при максимальном форсированном уровне воды в отводящем русле.

Особое сочетание учитывает силы от тяговых усилий приводов, возникающих при заклинивании затвора, а также испытательные и монтажные воздействия.

Вес сооружения  $G$  определяется при произведении объема бетонного тела и плотности бетона в различных частях от  $\rho=2450$  до  $\rho=2650$  кг/м<sup>3</sup>. Удельный вес бетона изменяется от 2,37 до 2,5 Кн/м<sup>3</sup>. Вес оборудования рассчитывается дополнительно по паспортным данным или сортаментам устройств.

Силы гидростатического давления  $P_{\omega 1}$  и  $P_{\omega 2}$  определяются по формуле гидростатики:

$$P_{wi} = \rho g h_{ц.ти} w_i, \quad (3.2)$$

Давление отложившихся наносов  $P_a$ , рассчитывается по формулам для давления взвешенного грунта на подпорные стенки. Удельный вес взвешенного в воде грунта определяется по формуле:

$$\gamma_{sb} = \frac{\gamma_s - \gamma_w}{1 + e}, \quad (3.3)$$

где  $\gamma_s$  и  $\gamma_w$  – удельный вес грунта наносов и воды соответственно;  
 $e$  – коэффициент пористости грунта наносов.

Давление льда возникает при расширении ледяного поля, вызванном повышением его температуры. Сила статического давления льда  $F_i$  направлена горизонтально, а точка его приложения находится на уровне воды, при котором образовался ледяной покров. Если давления льда надо избежать, то перед сооружением поддерживают с помощью специальных средств незамерзающую полынь (майну).

Давление ветровых волн устанавливают в соответствии со СП 38.13330.2012 Нагрузки и воздействия на гидротехнические сооружения (волновые, ледовые и от судов). Актуализированная редакция СНиП 2.06.04-82\*. Эпюра волнового давления воды имеет вид, близкий к треугольнику, но величина этого давления  $P_c$  меньше гидростатического, при расчетах водоподпорных сооружений этим воздействием пренебрегают. Высоту ветровых волн непременно учитывают при определении строительной высоты сооружений.

Сейсмические воздействия на тело плотины  $E_{sv}$  и  $E_{sh}$ , а также динамическое воздействие воды  $E_w$  при землетрясении относятся к особым нагрузкам.

Повреждение сооружений наблюдается в случае, когда интенсивность землетрясений выше 7 баллов. В зонах, где сейсмичность равна 7–9 баллам, строительство ведется в соответствии со СП РК 2.03-30-2017\* – Строительство в сейсмических зонах.

Наибольшие воздействия на гидротехнические сооружения (силы, моменты, напряжения) называют обобщенным силовым воздействием  $F$ .

Способность сооружений воспринимать нагрузки и оставаться в рабочем состоянии оценивается обобщенной несущей способностью  $R$ . При определении этой величины учитывают однородность материала, возникающие внутренние усилия, совместную работу элемента с другими сооружениями речного гидроузла.

Наступление 1-й группы предельных состояний оценивается по выполнению условия:

$$F \times \gamma_n \times \gamma_{fc} \leq \gamma_c \times R, \quad (3.4)$$

где  $\gamma_n$  – коэффициент надежности, определяется в зависимости от класса сооружения (I класс -  $\gamma_n=1,25$ ; II класс  $\gamma_n=1,2$ ; III класс  $\gamma_n=1,15$ ; IV класс  $\gamma_n=1,1$ );

$\gamma_{fc}$  – коэффициент учитывающий вид сочетания нагрузок (для основного сочетания  $\gamma_{fc}=1,0$ ; для особого  $\gamma_{fc} = 0,9$ ; для строительного периода  $\gamma_{fc} =0,95$ );

$\gamma_c$  - коэффициент условий работы (изменяется от  $\gamma_c =0,75$  для расчета береговых упоров арочных плотин до  $\gamma_c =1,15$  для железобетонных плит).

### 3.4.3 Расчет устойчивости плотины на сдвиг

Расчеты устойчивости на сдвиг для плотин на нескальных основаниях выполняют по первому предельному состоянию с целью обеспечения несущей способности основания. Сдвиг плотин на нескальном основании может происходить по схемам, приведённым в таблице 3.1.

**1. Плоский сдвиг** происходит непосредственно по поверхности грунта основания по линии АВ. При этом горизонтальные перемещения грунта основания незначительны или отсутствуют.

**2. Смешанный сдвиг** происходит частично по поверхности АВ, а частично с выпором грунта основания по кривой ВСД. Его наблюдают при увеличении нормальных напряжений и пластических деформаций со стороны низовой грани плотины;

Таблица 3.1 – Схемы развития сдвига в основании сооружений гидроузлов на нескальных основаниях

№	Название	Схема
1	Плоский сдвиг	
2	Смешанный сдвига	
3	Глубинный сдвиг	

**3. Глубинный сдвиг** развивается с выпором грунта основания под всей подошвой сооружения - по кривой ABC, проходящей через верхнее ребро плотины.

Проявление смешанного и глубинного сдвига в основаниях бетонных гидротехнических сооружениях приводит к потере устойчивости. Глубинный сдвиг развивается в неоднородных грунтах.

Схема плоского сдвига для оснований, сложенных песчаными, крупнообломочными, твердыми и полутвердыми глинистыми грунтами, реализуется при выполнении условия:

$$\frac{\sigma_{\max}}{B\gamma_{gp}} \leq B, \quad (3.5)$$

где  $\sigma_{\max}$  – максимальное нормальное напряжение;

$B$  – ширина подошвы плотины;

$\gamma_{gp}$  – удельный вес грунта основания с учетом взвешивания водой.

При условии плоского сдвига безразмерный критерий  $B$ , для всех грунтов, кроме песка равен  $B=3$ , для песка  $B=1$ . Для сооружений I и II-го класса капитальности критерий  $B$  уточняется экспериментально.

Расчет устойчивости бетонных и железобетонных сооружений при плоском сдвиге выполняют по формуле [17]:

$$\gamma_{fc} \times N_p \leq m_{пл} \times R/K_H, \quad (3.6)$$

где  $N_p$  – расчетное значение обобщенного силового воздействия:

$$N_p = T_B + E_{a,d} - T_H, \quad (3.7)$$

где  $T_B$  – сумма горизонтальных составляющих сил, действующих со стороны верхнего бьефа;

$T_n$  – горизонтальные составляющие сил, действующих со стороны нижнего бьефа (кроме активного давления грунта);

$E_{a,d}$  – активное давление грунта со стороны верхнего бьефа;

$m_{пл}$  – коэффициент условий работы плотины: для бетонных и железобетонных плотин на скальном основании  $m_{пл} = 1$ ; для скального основания  $m_{пл} = 0,75 - 0,95$ ;

$K_n$  – коэффициент надежности, зависит от степени ответственности сооружения и определяется по классу капитальности. Для сооружений I класса  $K_n = 1,25$ ; II класса  $K_n = 1,2$ ; III класса  $K_n = 1,15$ ; IV класса  $K_n = 1,1$ .

$R$  – расчетное значение предельного сопротивления при плоском сдвиге в МПа; определяется по формуле:

$$R = \sum G \times \operatorname{tg} \varphi_1 + m_1 E_{п.н} + F_{под} \times C_1, \quad (3.8)$$

где  $\sum G$  – сумма вертикальных составляющих расчетных нагрузок, включая фильтрационное и взвешивающее давление;

$\operatorname{tg} \varphi_1$  и  $C_1$  – характеристики грунта по плоскости сдвига;

$\varphi_1$  – угол внутреннего трения грунта основания (для песка  $\varphi_1 = 26 \dots 43^\circ$ , для супесей  $\varphi_1 = 21 \dots 30^\circ$ , для суглинков  $\varphi_1 = 12 \dots 26^\circ$ , для глин  $\varphi_1 = 7 \dots 21^\circ$ );

$C_I$  – коэффициент сцепления грунта (для песка  $C_I = 0,1 \dots 0,8$  т/м<sup>2</sup>, для супесей  $C_I = 0,3 \dots 1,5$  т/м<sup>2</sup>, для суглинков  $C_I = 1,2 \dots 4,7$  т/м<sup>2</sup>, для глин  $C_I = 2,9 \dots 8,1$  т/м<sup>2</sup>);

$m_I$  – коэффициент условий работы, учитывающий зависимость пассивного давления от горизонтального смещения,  $m_I \approx 0,7$ ;

$E_{n,n}$  – расчетное значение пассивного давления с низовой стороны плотины;

$F_{под}$  – горизонтальная проекция площади подошвы плотины, где учитывается сцепление.

Расчет гравитационных плотин на сдвиг в случае скальных оснований выполняется согласно СП РК 3.04-103-2014 Основания гидротехнических сооружений.

### **3.4.4 Расчет устойчивости плотин на опрокидывание**

В гравитационных плотинах необжатого профиля при отсутствии растягивающих напряжений по контакту условие устойчивости на опрокидывание не выполняется так как специальные расчеты не обязательны. Для сооружений обжатого профиля, где на верховой грани допускаются растягивающие напряжения и для различных подпорных стенок, применяемых в гидротехническом строительстве, выполняются проверочные расчеты на устойчивость к опрокидыванию относительно нижней грани низового ребра (рисунок 3.4) из условия, определенного из уравновешивания моментов действующих сил. [17]:

$$\gamma_{fc} \times \sum M_{\text{опр}} \leq m_{\text{пл}} \sum M_{\text{уд}} / K_{\text{н}}, \quad (3.9)$$

где  $\sum M_{\text{опр}}$  – момент от действия опрокидывающих сил;

$\sum M_{\text{уд}}$  – момент от действия опрокидывающих сил.

В результате расчетов при условии равенства в соотношении (3.9) предварительно может быть определен необходимый вес сооружения.

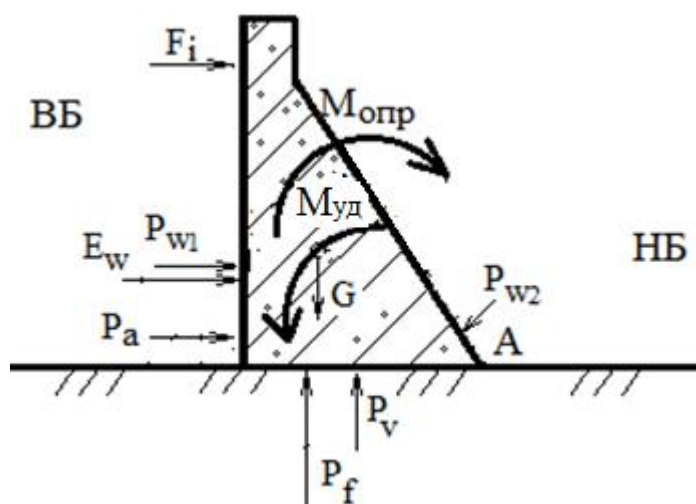


Рисунок 3.4 – Схема для расчета устойчивости бетонной плотины на опрокидывание

### 3.4.5 Расчет устойчивости бетонных плотин на всплывание

Расчет на всплывание выполняют для низа флютбетов плотинных сооружений, когда фильтрационный напор имеет максимальные значения, а в нижнем бьефе наблюдается максимальная глубина. При расчете используют условие относительного неравенства:

$$\gamma_{fc} \times P_w \leq m_{пл} \times G / K_n, \quad (3.10)$$

где  $P_w$  – сумма фильтрационного и взвешивающего давлений  $P_w = P_f + P_v$ . Фильтрационное давление определяется методом линейной контурной фильтрации (ЛКФ), а взвешивающее давление в зависимости от уровней воды в нижнем бьефе;

$G$  – вес сооружения, к нему относятся вес тела плотины, вес механического оборудования, здания приплотинной ГЭС, турбинного оборудования, подъемных механизмов, вертикальные силы в боковых примыканиях плотины и др.

### 3.4.6 Проектирование грунтовых плотин

При проектировании грунтовых плотин выполняются следующие расчеты:

- фильтрационные и фильтрационной устойчивости;
- устойчивости откосов, экрана и защитного слоя;
- осадок тела плотины и основания;
- крепления откосов на прочность от действия волн, льда и др.

Основным этапом при проектировании грунтовых плотин является выбор типа конструкции, которые зависят от наличия и вида материалов в

ближайших карьерах и выемках на строительной площадке. Наилучшим материалом являются суглинки, из которых в основном возводят однородные плотины. При наличии большого количества водопроницаемых грунтов (пески, супеси, гравелистые грунты и другие) рассматривают варианты их использования для укладки в теле плотины. В этом случае в конструкции плотины предусматривают противофильтрационные элементы в виде ядра, экрана или диафрагмы. Противофильтрационные устройства выполняются из грунтовых материалов с низкими коэффициентами фильтрации, если таковых нет на месте строительства, могут применяться негрунтовые материалы: асфальтобетон или бетон. При большой мощности водопроницаемого основания рассматривают устройство плотины с экраном, понуrom, шпунтов или зубом в виде выемки с заменого грунта в основании.

Заложение откосов плотины назначают, исходя из условия устойчивости. На предварительном этапе проектирования крутизну откосов назначают по таблице 3.2 [59].

Таблица 3.2 – Коэффициенты заложения откосов грунтовых плотин

Типы плотин и грунтов	Заложение откосов при высоте плотины, м							
	До 5		5-10		10-15		15-50	
	$m_1$	$m_2$	$m_1$	$m_2$	$m_1$	$m_2$	$m_1$	$m_2$
Однородная без дренажа								
Глинистые грунты	2	1,75	2,5	2	3	2,25	3 - 4	2,5 - 5
Песчаные грунты	2,5	2	2,75	2,25	3	2,25		

Однородные с дренажом:								
Глинистые грунты	2	1,5	2,5	1,75	3	3	3 - 4	2,5 - 5
Песчаные грунты	2,5	1,75	2,75	2	3	2		
Неоднородные плотины без дренажа								
Песчаные с суглинистым экраном	2,25	2	2,5	2,25	3	2,5	3 - 4	2,5 - 5
Песчаные с суглинистым ядром	3	2	3	2	3,25	2,5		
Примечание: $m_1$ – значение заложения верхового откоса; $m_2$ – значения заложения низового откоса.								

Бермы на низовом откосе устраиваются через 7–15 м высоты. На верховом откосе берму можно располагать в конце крепления для создания необходимого упора. Ширину бермы принимаем в пределах 1–3 м.

Отметка гребня плотины назначаем из условия на основе расчета возвышения его над расчетным уровнем воды. При этом рассматривают два случая:

- 1) при НПУ - нормальном подпорном уровне;
- 2) при ФПУ (форсированном подпорном уровне).

Возвышение гребня плотины  $h_s$  в обоих случаях определяется по формуле [59]:

$$h_s = \nabla h_{set} + h_{run1\%} + a, \quad (3.11)$$

где  $\nabla h_{set}$  – ветровой нагон воды в верхнем бьефе;

$h_{run1\%}$  – высота наката ветровых волн обеспеченностью 1%;

$a$  – запас возвышения гребня плотины; запас  $a$  определяют как большую из величин 0,5 м и  $0,1h_{1\%}$  ( $h_{1\%}$  – высота волны 1% вероятности превышения).

Высоту ветрового нагона  $\nabla h_{set}$  определяется по рекомендациям [41] в зависимости от скорости ветра на высоте 10 м; длины водохранилища; глубины воды в водохранилище, относительно размещения плотины к господствующим ветрам.

### 3.4.7 Крепления откосов земляных плотин

Откосы земляных насыпных плотин защищают специальными креплениями, рассчитанными на воздействие волн, льда, течений воды, изменения уровня воды, атмосферных осадков, ветра, климатических и других разрушающих земляные откосы факторов (проникновение землеройных животных, пучения глинистого грунта в зимний период и др.).

Крепление верхового откоса плотины делится на основное и облегченное, расположенное ниже основного крепления. Основное крепление расположено в зоне максимальных волновых и ледовых воздействий. При этом нижняя граница основного крепления должна быть ниже минимального уровня сработки водохранилища (отметки УМО) не менее чем на  $1,5t$ , где  $t$  – расчетная толщина ледяного покрова.

Откосы грунтовых плотин в странах Центральной Азии чаще всего крепятся, согласно действующим требованиям СП [59] каменной наброской, и железобетонными покрытиями.

При креплении откосов каменной наброской массу отдельных камней  $Q$  определяют из условия устойчивости против размывающего действия волн в зоне их обрушения по формуле:

$$Q = 0.025\gamma_0^3\gamma_k h^2 \bar{\lambda} / \left[ (\gamma_k - \gamma)^3 \sqrt{1 + m_1^3} \right], \quad (3.12)$$

где  $\gamma$  и  $\gamma_k$  – плотность воды и камня, т/м<sup>3</sup>;

$h$  и  $\bar{\lambda}$  – высота и длина волны, м;

$m_1$  – коэффициент заложения верхового откоса.

При известной массе камня, определяют его диаметр, приведенный к диаметру шара:

$$d_s = \sqrt[3]{Q / (0.524\gamma_k)}. \quad (3.13)$$

Под креплением из каменной наброски предусматривают однослойную подготовку из щебнистого материала с коэффициентом неоднородности  $\eta = 5 - 20$ . Толщина принимается в зависимости от высоты волны, не менее 35 см.

Монолитные железобетонные крепления откосов проектируют в виде отдельных секций размером не более 45х45 м каждая, которые разделены температурными поперечными и осадочными швами. Секции крепления следует проектировать состоящими из отдельных плит. При устройстве монолитных плит их толщина принимается равной 0,15–0,5 м.

Сборные плиты делают толщиной от 0,08 до 0,2 м и размером от 1,5x1,5 до 5x5 м. Отдельные плиты могут быть объединены в карты больших размеров, швы между ними омоноличивают. Между картами устраивают деформационные швы, воспринимающие перемещения от температурных воздействий.

При проектировании плиты, как правило, следует принимать прямоугольной формы с соотношением сторон  $1 \leq l_{sl}/b_{sl} \leq 2$ , где  $b_{sl}$  – меньшая сторона, располагаемая перпендикулярно урезу воды; размер назначается равным  $0,4\lambda$ , где  $\lambda$  – расчетная длина ветровой волны, но не более 20 м. В пределах каждой секции армирование должно быть непрерывным.

Расчетную толщину плит определяют по формуле:

$$\delta_{пл} = 0,07\eta_{пл}h \frac{\gamma_0}{\gamma_{пл} - \gamma_0} \sqrt[3]{\frac{\bar{\lambda}}{B}} \cdot \frac{\sqrt{m_1^2 + 1}}{m_1}, \quad (3.14)$$

где  $\eta_{пл}$  – коэффициент, принимаемый для монолитных плит равным 1, для сборных плит – 1.1;

$\gamma_{пл}$  – объемный вес плиты, т/м<sup>3</sup>;

$B$  – размер плиты или карты в направлении, нормальном к урезу воды, м;

$h$  и  $\bar{\lambda}$  – высота и длина волны, м.

Под бетонными креплениями предусматривают обратные фильтры, которые могут состоять из одного слоя разнотернистого материала или двух слоев материалов с различными по крупности частицами,

а также из искусственных водопроницаемых материалов (стекловолокно, геотекстиль и т.п.)

Низовые откосы крепятся посевом трав по растительному слою грунта толщиной 0,2...0,3 м или отсыпкой гравия (щебня) слоем толщиной 0,2 м. В случае, когда в нижнем бьефе гидроузла возможны волнообразование и воздействие льда, нижнюю часть откоса крепят до высоты наката волны так же, как и верховой откос.

### **3.4.8 Конструкции противофильтрационных и дренажных устройств земляных плотин**

**Противофильтрационные устройства** в земляных плотинах проектируют из грунтовых и негрунтовых материалов в виде экранов, понуров, ядра, диафрагм, зубьев, шпунтовых стенок, траншейных шпор, инъекционных завес и др. Также применяются комбинированные противофильтрационные устройства. Для земляных насыпных плотин толщину грунтовых экрана и ядра поверху назначают из условия производства работ, но не менее 0,8 м с постепенным утолщением книзу. В плотинах высотой от 10 до 15 м толщина ядра поверху обычно составляет

1–1,5 м, а по низу – 3 м и более. Экран в нижней части невысоких плотин имеет толщину не менее 2 м. Толщина защитного слоя грунта верхней части экрана принимается равным 1 м, а у подошвы плотины около 2 м, но не менее глубины промерзания.

Гребень экрана должен быть выше отметки *ФПУ*. Возвышение гребня ядра над *ФПУ* принимают с учетом только ветрового нагона.

Понур выполняют толщиной не менее 0,5 м. Для предотвращения промерзания и размыва участка ядра, экрана и понура покрывают защитным слоем. В соответствии с опытом строительства плотин длину понура принимают от  $(3-5) \times H$  до  $20H$  при толщине в начальной части 0,5–0,75 м с увеличением у экрана до 1–1,5 м. По подземному контуру понура рекомендуется устраивают два зуба: в начале понура – глубиной до 0,5 м и в месте сопряжения с экраном глубиной 1,5–2 м.

**Дренажные устройства** земляных плотин проектируются для:

- организованного отвода профильтрованной воды в нижней бьеф;
- предотвращения выхода фильтрационного потока на низовой откос и зону промерзания;
- снижения депрессионной поверхности для повышения устойчивости низового откоса (внутренний дренаж);
- обеспечение устойчивости верхового откоса при быстрой сработке водохранилища;
- для снятия порового давления, возникающего в грунтах тела плотины при сейсмических воздействиях.

Конструкции дренажных элементов, устраиваемых в нижней части низовых откосах плотин приведены в таблице 3.3.

Таблица 3.3 – Схемы основных видов дренажа земляных плотин

№	Название	Рисунок
1	Дренажный банкет	
2	Наслонный дренаж	
3	Трубчатый дренаж	
		<p>1 – поверхность депрессии; 2 – обратный фильтр; 3 – труба; 4 – дренажная лента; 5 – отводящая труба</p>

Для создания **дренажного банкета** применяют следующие конструктивные параметры:

1) превышение верха дренажного банкета  $d_d$  над максимальным уровнем воды в нижнем бьефе задается с запасом не менее 0,5 м.

2) ширина банкета поверху  $b_d$  назначают из условий производства работ, не менее 1 м.

3) коэффициент заложения внутреннего откоса составляет 1–1,5, наружного – 1,5–2.

При устройстве **наклонного дренажа** с обратным фильтром толщину назначают из условия производства работ принимают равной:

$$t = 5d_{s85} + t_f, \quad (3.15)$$

где  $d_{s85}$  – диаметр частиц, масса которых вместе с массой более мелких фракций составляет 85% массы грунта всего дренажного слоя;

$t_f$  – толщина обратного фильтра.

Превышение наклонного дренажа  $h_s$  над максимальным уровнем воды в нижнем бьефе следует принимать, как и для дренажного банкета.

**Трубчатый дренаж** применяют, как правило, на тех участках плотины, где воды в нижнем бьефе нет или она появляется кратковременно. Такой дренаж выполняют из бетонных или хризотилцементных перфорированных труб, диаметр которых определяют гидравлическими расчетами, с внутренним диаметром не менее 200 мм.

### 3.4.9 Фильтрационные расчеты при проектировании грунтовых плотин

Фильтрационные расчеты проводятся для тела плотины, основания и берегов с целью определения их фильтрационной устойчивости.

При этом определяются наиболее рациональные и экономичные формы, размеры, параметры противofильтрационных и дренажных устройств.

В ходе выполнения расчетов определяют положение депрессионной кривой, фильтрационный расход через тело плотины и ее основание, скорости и градиенты напора фильтрационного потока в теле плотины, основании. Рассчитываются места выхода фильтрационного потока в дренаж, в нижний бьеф за подошвой низового откоса.

Расчетные схемы фильтрации воды через тело однородных земляных плотин приведены в таблице 3.4.

Материалы тела земляных в той или иной мере проницаемы для воды. Поэтому в теле плотины, создающей подпор в верхнем бьефе  $H$ , появляется фильтрационный поток из верхнего бьефа в нижний.

Свободная поверхность фильтрационного потока образует кривую депрессии, уровень которой постепенно понижается по направлению движения. Ниже депрессионной кривой все поры грунта заполнены водой, движущейся с возрастающей скоростью.

Фильтрация в теле плотины вызывает неблагоприятные явления. Грунт подвергается воздействию гидродинамических сил, стремящихся сдвинуть частицы грунта в направлении низового откоса. При этом мелкие частицы грунта могут выноситься из тела - происходит механическая суффозии грунта.

Устойчивость грунта, насыщенного водой, снижается по сравнению с сухим и может произойти сползание откоса. В плотинах из

сильно проницаемых грунтов могут иметь место значительные потери воды из водохранилища.

При фильтрационных расчетах принимаются допущения:

1) рассматривается плоская задача фильтрации, когда движется по прямой из верхнего бьефа в нижний;

Таблица 3.4 – Схемы основных видов однородных плотин с положением кривой депрессии

№	Название	Рисунок
1	Однородная плотина без дренажа	
2	Однородная плотина с дренажным банкетом	

№	Название	Рисунок
3	Однородная плотина с наклонным дренажом	
4	Однородная плотина с трубчатым дренажом	

2) водоупор считается полностью водонепроницаемым горизонтальным, расположенным на уровне подошвы плотины. Водоупором или водонепроницаемым основанием считают грунты основания, коэффициент фильтрации которых меньше коэффициента фильтрации грунта тела плотины в 50 раз и более;

3) движение фильтрационного потока рассматривается как установившееся;

4) грунт тела плотины является однородно-изотропным, т.е. коэффициент фильтрации есть величина постоянная, коэффициент фильтрации при известном положении кривой депрессии может быть рассчитан по формуле:

$$K_{nl} = \frac{2ql_{i-i+1}}{y^2_i - y^2_{i+1}} \quad (3.16)$$

При фильтрационных расчетах грунтовых плотин используется уравнение Дюпюи [17] для определения удельного расхода фильтрационного потока:

$$q = K_{\phi} \cdot \frac{h_1^2 - h_2^2}{2l_{1-2}} \quad (3.17)$$

При расчетах расстояние по горизонтали от уреза воды до начала координат (оси  $Y$ ) для построения теоретической кривой депрессии определяется по формуле Г.К. Михайлова [41]:

$$\Delta l = \frac{m_1}{2m_1 + 1} \cdot H_1, \quad (3.18)$$

где  $m_1$  – коэффициент заложения верхового откоса.

Уравнение для построения теоретической кривой депрессии, которое не учитывает влияние дренажа, имеет вид:

$$y = \sqrt{H^2 - \frac{2q \cdot x}{K_{\phi}}}, \quad (3.19)$$

где  $x$  и  $y$  – горизонтальные и вертикальные координаты кривой депрессии соответственно. Координата  $x$  задается по горизонтальной оси в основании плотины.

$H$  – напор в верхнем бьефе.

Для уменьшения фильтрации и понижения депрессионной кривой в теле плотины из проницаемых грунтов устраивается ядро или экран на верховом откосе (таблица 3.5). Такие плотины называются не однородными.

Теоретически положение кривой депрессии определяется по методу Н.Н. Павловского. Ядро и экран обычно имеют трапецеидальные формы с коэффициентом фильтрации  $K_{я}$ . При этом методе ядро или экран заменяются эквивалентной вставкой с коэффициентом фильтрации грунта плотины  $K_{пл}$ .

Длина вставки определяется по формуле:

$$L_{эkv} = \delta_{cp} \frac{K_{пл}}{K_{я}}, \quad (3.20)$$

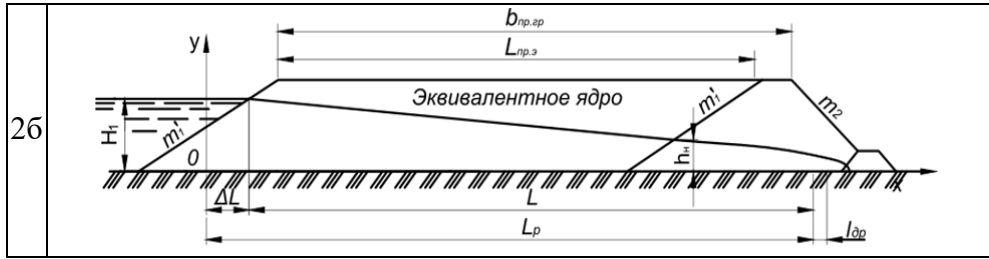
где  $\delta_{cp}$  – средняя толщина ядра или экрана,  $\delta_{cp} = \frac{\delta_1 + \delta_2}{2}$

$K_{пл}$  – коэффициент фильтрации тела плотины:

После построения профиля плотины с эквивалентной вставкой строится кривая депрессии с использованием формулы (3.19). Затем полученные координаты вне эквивалентных вставок переносятся на профиль неоднородной плотины.

Таблица 3.5 – Схемы основных видов неоднородных плотин с положением кривой депрессии

№	Название	Рисунок
1	Плотина с ядром	
1a	Профиль плотины с приведенным ядром	
<i>Профиль с эквивалентной вставкой, приводящей к схеме однородной плотины</i>		
1б		
2	Плотина с экраном	
2a	Профиль плотины с приведенным экраном	
<i>Профиль с эквивалентной вставкой, приводящей к схеме однородной плотины</i>		



Характер подготовки основания и конструкции сопряжения плотин с основанием, берегами и другими сооружениями определяются требованиями ограничения контурной фильтрации до допустимых величин [59].

Фильтрационная прочность грунтовой плотины и ее ПФ-элементов обеспечивается, если выполняется следующее условие [59]:

$$J_{est,m} = \frac{\Delta H}{L} \leq \frac{J_{cr,m}}{\gamma_n} = J_{доп}, \quad (3.21)$$

где  $J_{est,m}$  – средний градиент напора в расчетном сечении (элементе) плотины;

$\Delta H$  – падение напора в расчетном сечении (элементе) плотины;

$\gamma_n$  – коэффициент надежности плотины;

$L$  – длина горизонтальной проекции кривой депрессии на участке (см. таблице 3.4);

$J_{cr,m}$  – критический средний градиент напора в грунте плотины принимают с учетом и его уплотнения. Предварительно определяется по таблице 3.6.

Таблица 3.6 – Критический средний градиент напора для грунтов тела земляных плотин.

Грунт плотины	Критический средний градиент напора, $J_{cr,m}$ ,для:		
	ядра и экрана	понура	тела и призмы плотины
Глина	12	15	2 - 8
Суглинок	8	10	1,5 - 4
Супесь	2	3	1 - 2
Песок:			
средний	-	-	1
мелкий	-	-	0,75

Фильтрационную прочность грунтов основания оценивают при сравнении средних градиентов фильтрационного напора  $I_{cp}$  с критическим значением [59]:

$$I_{cp} \leq I_{доп} = I_{кр} / \gamma_n , \quad (3.22)$$

где  $I_{доп}$  – допустимый градиент напора;

Критический средний градиент напора, определяется по результатам испытаний грунта. В предварительных расчетах принимается по таблице 3.7;

Таблица 3.7 – Критический средний градиент напора для нескольких грунтов основания земляных плотин

Грунты	Песок мелкий	Песок средний	Песок крупный	Супесь	Суглинок	Глина
Градиент, $I_{кр}$	0,32	0,42	0,48	0,60	0,80	1,35

### 3.4.10 Устойчивость откосов грунтовых плотин

Откосы грунтовой плотины в определённых условиях могут потерять устойчивость - если произойдет деформация слагающих их грунтов в форме оползания части массива по некоторой криволинейной поверхности.

Оползание грунтового массива может произойти по двум схемам:

– в пределах части тела плотины по всей высоте откоса над плоскостью основания;

– в пределах части тела плотины по всей высоте откоса с захватом части грунта основания.

При проектировании грунтовых плотин устойчивость откосов обеспечивается при любой из указанных схем.

При проектировании земляных плотин широко используется метод круглоцилиндрических поверхностей скольжения грунтового массива

с разбивкой его на расчетные отсеки. В основе метода лежит решение задачи с определением коэффициента запаса устойчивости откосов. Этот коэффициент рассчитывается при отношении суммы моментов удерживающих сил и суммы моментов сдвигающих сил относительно

задаваемого центра вращения  $O$ , расположенного выше гребня плотины. Расчет ведется по формуле:

$$K_{зан} = \frac{\Sigma M_{y\partial}}{\Sigma M_{с\partial\partial}}. \quad (3.23)$$

Так как грунты призмы обрушения могут иметь различный удельный вес, ее разбивают на отсеки, образованные вертикальными плоскостями, которые располагают при расчетах на равном расстоянии  $b$  (рисунок 3.5).

Вес каждого отсека определяется по формуле:

$$G_{om} = \gamma b h_{np}, \quad (3.24)$$

где  $\gamma$  – удельный вес грунта естественной влажности выше кривой депрессии;

$b$  и  $h_{np}$  – ширина и высота отсека (расчетного массива), обычно задается условие  $b=0,1R$ , (здесь  $R$  – радиус кругло цилиндрической поверхности).

Рассчитанный вес отсека переносят на линию скольжения ABCD и раскладывают на две составляющих (рисунок 3.5):

- нормальную:  $N = G_{om} \times \cos \alpha$ ,
- касательную:  $S = G_{om} \times \sin \alpha$ ,

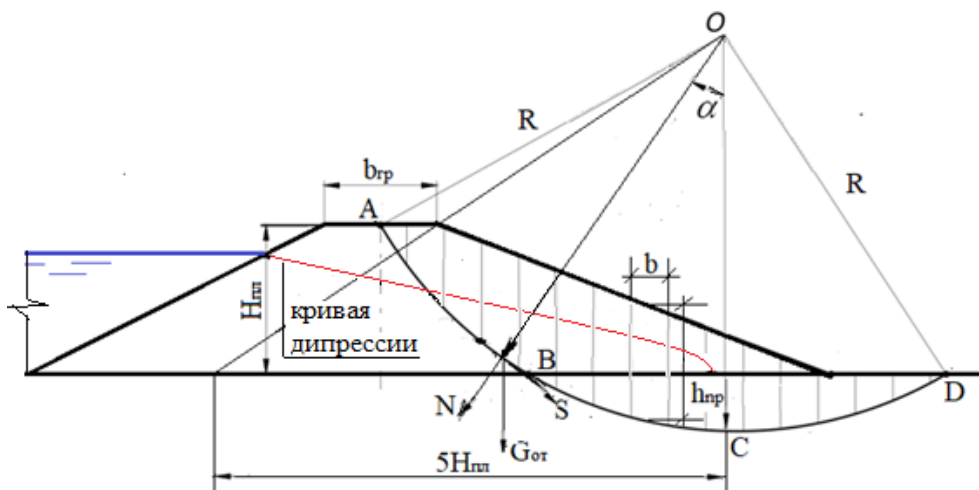


Рисунок 3.5 – Схема для расчета устойчивости низового откоса земляной плотины методом кругло-цилиндрических поверхностей.

где  $\alpha$  - угол между вертикалью и нормальной составляющей отсека

Нормальная составляющая вызывает появление удерживающих сил трения:  $T_{mp} = N \times tg\varphi$ ,

где  $\varphi$  – угол внутреннего трения грунта.

Силы S слева от вертикальной оси ОС будут сдвигающими, а расположенные справа – удерживающими.

Коэффициент запаса на устойчивость любого отсека определяется по формуле:

$$K_{зан} = (T_{mp} R + FR) / SR, \quad (3.25)$$

где  $F$  – фильтрационная сила, которая появляется в низовой смоченной части откоса.

Для всего грунтового массива сползания, расположенного выше линии скольжения ABCD коэффициент запаса  $K_{зан}$  определяется методом суммирования удерживающих и сдвигающих сил в отсеках. Значение этого коэффициента сравнивается с нормативным, приведенным в действующем СНиП [59].

При проектировании грунтовых плотин производят построение трех различных по направлению кругло цилиндрических поверхности с расчетом значений коэффициентов запаса. В пояснительной записке и графической части проекта указывают вариант с наименьшим значением коэффициента  $K_{зан}$ , который должен быть не менее нормативного.

В обратном случае производится повышение устойчивости откосов плотины.

### **3.5 Повышение устойчивости и сейсмостойкости плотин**

Плотины высоконапорных речных гидроузлов для повышения устойчивости не желательно размещать вблизи тектонических разломов скальных массивах. При начале строительства плотин слои основания: ил, плавун, мягкопластичной глины удаляют, уплотняют, заменяют или закрепляют. Водонасыщенные грунты оснований плотин укрепляют [17].

#### **3.5.1 Конструктивные мероприятия при строительстве**

## бетонных плотин

Сведений об авариях на речных гидроузлах с высоконапорными бетонными плотинами в Центральной Азии при землетрясениях отсутствуют. Имеющиеся сейсмические повреждения редки, так как при строительстве в горно-предгорных зонах, обязательно применяются дополнительные конструктивные мероприятия.

Для повышения сейсмостойкости бетонной плотины при проектировании необходимо правильно выбрать её форму, расположение и направление деформационных швов, проверенную компоновку узлов примыкания к берегу и грунтовым частям подпорного створа. При этом устраивают сейсмические пояса в основании, применяют предварительно напряженные и облегченные конструкции плотин.

Также вводят амортизирующие элементы в тело плотины, используют пространственную работу секций плотины в узких речных ущельях. Трещиноватые скальные основания подвергаются цементации, а в сплошных скальных массивах устраивают поперечные уступы.

Одним из методов предотвращения сейсмического воздействия на бетонные плотины от объемов воды при землетрясениях  $E_w$  рекомендуется использование пневматической завесы, которые автоматически вводятся в действие при землетрясении перед напорной гранью. Ее создают при подачи сжатого воздуха через перфорированные трубы под воду в область подошвы верхового откоса плотины.

### 3.5.2 Конструктивные мероприятия при строительстве грунтовых плотин

Грунтовые плотины на сдвиг и опрокидывание не рассчитываются из-за большой ширины подошвы. Конструктивные предложения по уменьшению сейсмического воздействия на грунтовые плотины заключаются в следующем [17]:

- возведение специальной дренажной системы верхового откоса плотины;
- устройство водонепроницаемого экрана на поверхности верхового откоса, с применением асфальтобетона;
- предусматривается уплотнение грунта тяжелыми виброкатками до плотности, исключающей сейсмическое разжижение;
- упрочивание верховых откосов ( $m > 1,8$  и более);
- крепление откосов каменной наброской или железобетонными плитами;
- устройство в теле плотины одного или нескольких горизонтальных сейсмопоясов. При этом в проектах предусматриваются горизонтальные слои грунта с динамической жесткостью в 1,5–2 раза меньше, чем у основных грунтов тела плотины;
- использование на поверхности плотины рулонного армирующего материала - нейлоновой сетки;
- устройство грунтовых плотин с криволинейной (подковообразной) в плане формой, что улучшает её динамические характеристики.

При возведении грунтовых плотин I класса капитальности рекомендуется, производить опытную отсыпку и уплотнение земляных грунтов с изучением изменения их характеристик, а для высоких каменно-набросных плотин – опытные взрывные работы в карьерах камня с изучением характеристик наброски.

### **3.6 Расчет параметров водопропускных сооружений речных гидроузлов**

Параметры водопропускных сооружений речных гидроузлов определяются необходимой пропускной способностью элемента, которая характеризуется выполняемой технологической операцией. Также учитываются относительное положение, отношение размеров к глубинам воды и особенности применяемых конструкций проточной части и устройств армирования.

Основными расчетными формулами являются:

- уравнение Шези, которое используется при расчете участков открытых каналов и безнапорных водоводов;
- уравнение истечения из отверстий и коротких трубопроводов;
- уравнение истечения через гребень водосливов.

Причем указанные уравнения в граничных условиях взаимно заменяют друг друга.

### 3.6.1 Пропускная способность закрытых водосбросов и водоспусков

Закрытые водосбросы в зависимости от гидравлического режима течения по длине водосбросного тракта могут работать как: напорные, безнапорные и частично напорные.

Расчет трубчатых глубинных водосбросов, которые совмещены с водоспусками (рисунок 3.6) проводится по формуле истечения через короткий трубопровод, в котором вода движется в напорном режиме:

$$Q = \mu_{сист} \omega_{вых} \sqrt{2gH}, \quad (3.26)$$

где  $\mu_{сист}$  – коэффициент расхода системы трубопровода:

$$\mu_{сист} = \frac{1}{\sqrt{\alpha + \lambda \frac{L}{D} + \Sigma \xi_{мест}}}, \quad (3.27)$$

$\alpha$  – коэффициент Кориолиса, принимается в пределах 1,1 – 1,2;

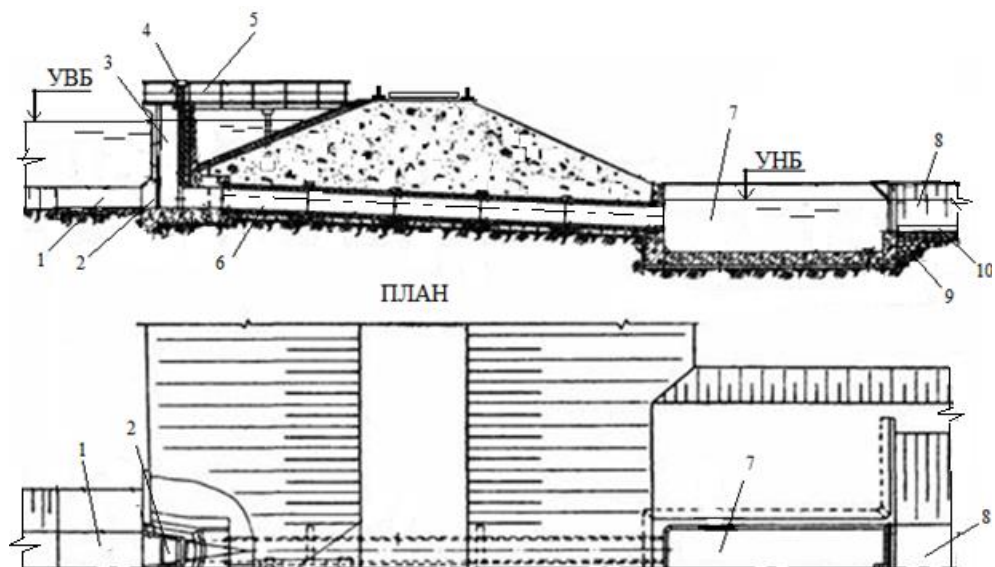


Рисунок 3.6 – Башенный водосброс: 1 – водоприемный оголовок; 2 – сороудерживающая решётка; 3 – башенный водоприемник; 4 – плоский щитовой затвор; 5 – служебный мостик; 6 – глубинный трубопровод; 7 – водобойный колодец; 8 – отводящий канал; 9 – каменная наброска; 10 – железобетонная рисберма

$\lambda$  - коэффициент гидравлических сопротивлений, зависит от вида трубопровода;

$L$  – длина сбросного трубопровода;

$D$  – диаметр трубопровода, при прямоугольной форме трубопровода этот размер может быть принят равным  $4R$  (где  $R$  – гидравлический радиус сечения водного потока);

$\sum \xi_{мест}$  – сумма местных гидравлических сопротивлений;

$\omega_{\text{вых}}$  – площадь выходного сечения трубопровода;

$H$  – действующий напор.

При безнапорном режиме работы водосброса основными факторами, определяющими пропускную способность, являются: поперечные размеры проточного тракта, условия подвода и отвода воды, а также условия сброса воды по длине. Такой режим сброса воды может наблюдаться на глубинных водосбросах при сработке водохранилища, при напоре воды над входным порогом  $H = (1,2 - 1,25) \times h$  (где  $h$  – глубина воды в водосбросе движущаяся в безнапорном режиме) (рисунок 3.7) [56].

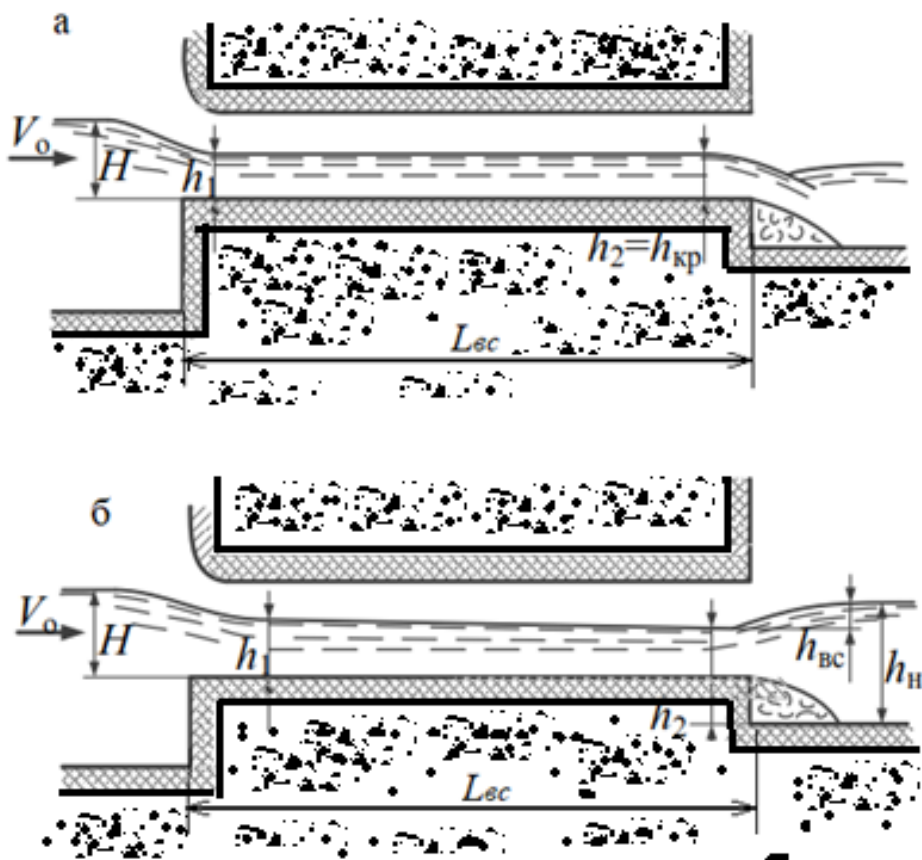


Рисунок 3.7 – Схемы сброса воды через закрытый безнапорный водосброс:

а – свободное истечение; б - подтопленное истечение

При отношении  $L_{BC}/H \leq 12$  расчет пропускной способности ведется по формуле водослива:

$$Q = \sigma_n \varepsilon m b \sqrt{2g} H_0^{1.5}, \quad (3.28)$$

где  $H_0 = H + V_0^2/2g$  – полный напор над гребнем водослива;

$b$  – ширина водосброса;

$\varepsilon$  – коэффициент сжатия на входе;

$\sigma_n$  – коэффициент подтопления. Учитывается при рассмотрении схемы рисунка 3.7б.

При отношении  $L_{BC}/H \geq 12$  расчет пропускной способности ведется по формуле Шези, рекомендованной для расчета канала. При подтоплении рассчитываются параметры кривой подпора.

Частично напорные закрытые водосбросы рассматриваются при смене безнапорного и напорного режимов движения воды по длине (рисунок 3.8) [58].

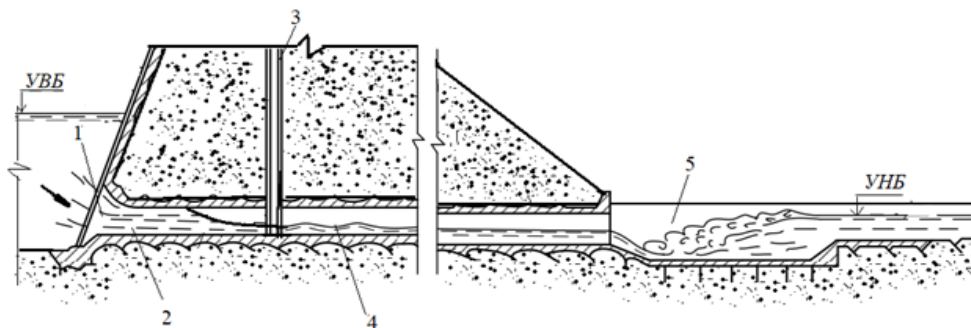


Рисунок 3.8 – Закрытый туннельный водосброс: 1 – водоприемный оголовок; 2 – участок водосброса с напорным режимом; 3 – камера глубинный плоский затвор; 4 – участок водосброса с безнапорным режимом; 5 – водобойный колодец

Этот вид истечения с затопленным входом трубчатых водосбросов наблюдается при напоре над гребнем входного порога  $H > (1,2 - 1,25)h$  (здесь  $h$  – высота поперечного сечения оголовка в его концевом сечении).

Пропускная способность таких водосбросов определяется по формуле:

$$Q = \mu \omega \sqrt{2g(H - h)} \quad (3.29)$$

где  $\mu = \varphi_c \varepsilon$  – коэффициент расхода, отнесенный к площади входного оголовка на концевом участке;

$\varphi_c$  – коэффициент скорости принимается в пределах 0,94 – 0,97;

$\varepsilon$  – коэффициент сжатия потока на входном участке. При острых кромках входных граней водоприемного оголовка, определяется по таблице 3.8.

Таблица 3.8 – Значения коэффициента сжатия на входном участке водоприемных оголовков.

$h/H$	0.1	0.2	0.25	0.3	0.35	0.4	0.45	0.5	0.55	0.6
$\varepsilon$	0.617	0.620	0.622	0.625	0.628	0.633	0.638	0.645	0.65	0.660

### 3.6.2 Расчет пропускной способности поверхностных водосбросов.

Поверхностные водосбросы, совмещенные с телом бетонных плотин, выполняются в виде водосливных стенок – водосливов практически

ского профиля. Его гребень описывает координаты нижней поверхности водной струи, переливающейся через водослив с тонкой стенкой. Через гребень сбрасываются из верхнего бьефа гидроузла излишки воды. Эти водосливы могут выполняться в плотинах различной высоты и различного очертания в поперечном сечении и в плане.

В общем случае в пределах водосливного тракта поверхностного водосброса могут быть выделены следующие участки (рисунок 3.9): участок подхода воды к водосливной плотине; водосливной оголовок – гребень; сливная поверхность плотины; участок сопряжения с дном нижнего бьефа.

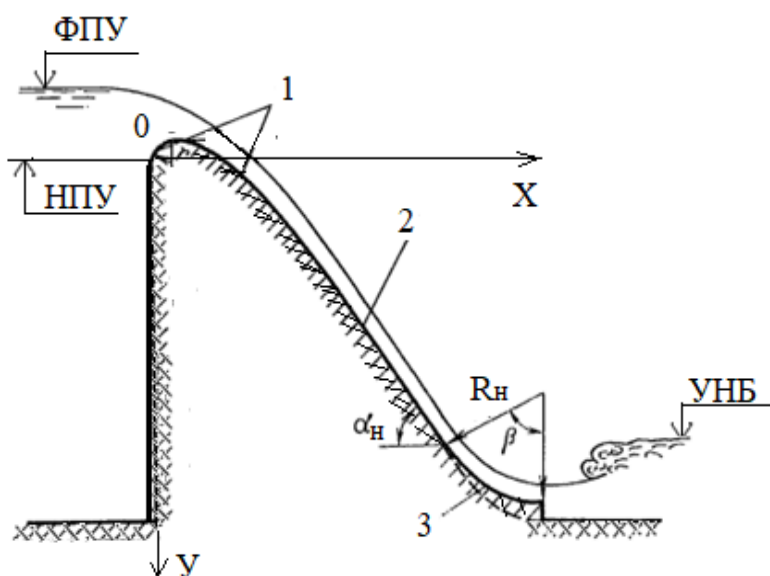


Рисунок 3.9 – Схема водосливной плотины: 1 – водосливной оголовок; 2 – водосливная поверхность; 3 – сопрягающий участок с уступом трамплином

При напорах на гидроузле более 60 м, сопрягающий участок выполняется в виде плавного поворота в вертикальной плоскости, с уступом или носком трамплином. При меньших напорах рекомендуется сопряжение бьефов с возведением водобойных колодцев.

Водосброс выполняется в виде водослива практического профиля для повышения пропускной способности. Различают водосливные плотины без затворов над гребнем. Их пропускная способность зависит от повышения уровня воды в подпорном створе (в водохранилище).

Также применяются плотины с затворами над гребнем. Их пропускная способность регулируется затворами.

Водосливная поверхность плотины, по которой непосредственно происходит перелив и слив воды возводится по координатам нижней поверхности струи, которые для расчетного напора 1 м приведены в таблице 3.9. Приведённые координаты умножаются на величину расчетного напора  $H_p$ , равного разности уровней воды при ФПУ и НПУ.

Таблица 3.9 – координаты Офицерова-Кригера для напора  $H=1$  м.

X	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.8	0.9
Y	0.126	0.0036	0.007	0.00	0.006	0.027	0.06	0.146	0.198
X	1.0	1.1	1.2	1.3	1.5	1.6	2.0	2.2	2.4
Y	0.256	0.321	0.394	0.475	0.661	0.764	1.235	1.508	1.894
X	2.6	2.8	3.0	3.2	3.4	3.6	3.7	3.9	4.0
Y	2.122	2.462	2.824	3.207	3.609	4.031	4.249	4.698	4.93

Предварительно величина напора при известной величине паводкового речного расхода воды заданной обеспеченности  $Q_{P\%}$  может быть определена по формуле:

$$H_0 = \left( \frac{k Q_{P\%}}{m_{\text{en}} b_{\text{np}} \sqrt{2g}} \right)^{\frac{2}{3}}, \quad (3.30)$$

где  $m_{\text{en}}$  – коэффициент расхода водослива практического профиля (0,49 – 0,5), зависит от вида выбранной формы оголовка гребня по справочной литературе [60];

$b_{\text{np}}$  – суммарная ширина водосливных пролетов плотины;

$k$  – коэффициент участия поверхностного водосброса в сбросе паводкового расхода расчетной обеспеченности.

При устройстве затворов на гребне водослива определяется напор с учетом стеснения водного потока в водосливных створах за счёт устройства промежуточных быков для закрепления закладных частей затворов. Расчет производится по формуле:

$$H_0 = \left( \frac{Q_{\text{max}}}{m \varepsilon b_{\text{np}} \sqrt{2g}} \right)^{\frac{2}{3}}, \quad (3.31)$$

где  $Q_{\text{max}}$  – максимальный расход сбрасываемый через один пролет поверхностного водосброса в виде водосливной плотины, определяется как  $Q_{\text{max}} = Q_{P\%}/n$  (здесь  $n$  – количество водосливных пролетов, оборудованных затворами);

$\varepsilon$  – коэффициент сжатия водного потока рассчитывается по формуле:

$$\varepsilon = 1 - a \frac{H_0}{b_{np} + H_0}, \quad (3.32)$$

$a$  – коэффициент учитывающий форму разделительного быка со стороны верхнего бьефа. При полукруглой форме равен 0,11.

Расчетный напор над гребнем водосливной плотины, с учетом скоростного напора, определяется по формуле:

$$H_p = H_0 - \frac{v_0^2}{2g}, \quad (3.33)$$

где  $v_0$  – скорость движения водного потока перед водосливным фронтом, в первом приближении рассчитывается по зависимости:

$$v_0 \approx \frac{kQ_{P\%}}{(H_p + P) \times (b_{np} + \delta)(n - 1)}, \quad (3.34)$$

где  $P$  – высота плотины;

$b_{np}$  – ширина водосливного пролета;

$\delta$  – толщина быка;

$n$  – количество водосливных пролетов.

После построения профиля водосливной плотины определяется радиус закругления водосливного носка по рекомендациям:

– для плотин, высотой до 25м:  $R = (0,5 \div 1)(P + H_p)$ ,

– для плотин, высотой более 25м:  $R = (0,25 \div 0,5)(P + H_p)$ .

После определения параметров профиля плотины рассчитываются параметры носка трамплина или колодца гасителя. Колодцы гасители устраиваются по расчетной схеме, приведенной на 3.10.

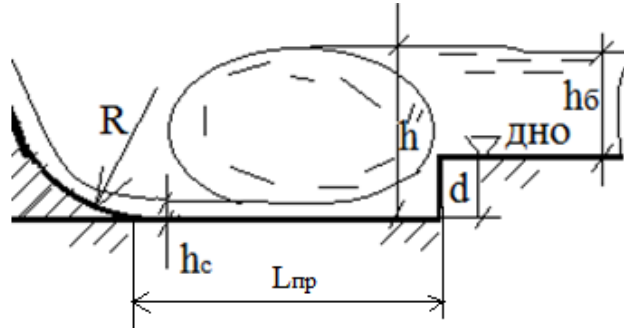


Рисунок 3.10 – Расчетная схема водобойного колодца

В ходе расчета могут быть использованы зависимости:

– глубина в сжатом сечении рассчитывается по формуле:

$$h_c = \frac{qH_p}{\sqrt{q^2 + 2gH_p^2P_1 + gH_p^3}}, \quad (3.35)$$

– глубина водобойного колодца определяется по формуле:

$$d = h_c \left[ \sqrt{1 + 8 \frac{\alpha' \left( \sqrt{q^2 + 2gPH_p^2 + gH_p^3} \right)^3}{gqH_p^3}} - 1 \right] - h_б, \quad (3.36)$$

– длина водобойного колодца принимается равной длине гидравлического прыжка, который определяют из соотношения:  $L_{np} = (3 \div 4)h''$ .

Вторая сопряженная глубина гидравлического прыжка определяется по формуле:

$$h'' = \frac{h_c}{2} \left[ \sqrt{1 + 8 \frac{q^2}{gh_c}} - 1 \right], \quad (3.37)$$

где  $q$  – удельный расход воды сбрасываемый с поверхностного водосброса, рассчитывается по формуле:  $q = Q/b_{np}$

При сужении профиля поперечного сечения водосливной плотины от контура, полученного по координатам, приведённым в таблице 3.9 вид плотины от практического профиля переходит к вакуумному. При этом пропускная способность увеличивается за счет возникновения вакуума под струей воды, что учитывается увеличением коэффициента расхода водослива до 0,55.

При устройстве речного гидроузла с грунтовыми подпорными плотинами поверхностные водосбросы устраиваются в виде береговых водопропускных устройств – быстроток (рисунок 3.11).

Водосброс в виде быстроток состоит из входного участка, водоската и сопрягающего участка - гасителя.

Вход на быстроток устраивается по типу водослива (прямого бокового косоугольного или щелевого), а также в виде шлюзов регуляторов. Водоскат выполняется в виде лотка быстроток и устраивается на естественных грунтах основания, форма сечения может быть трапецеидальной или прямоугольной.

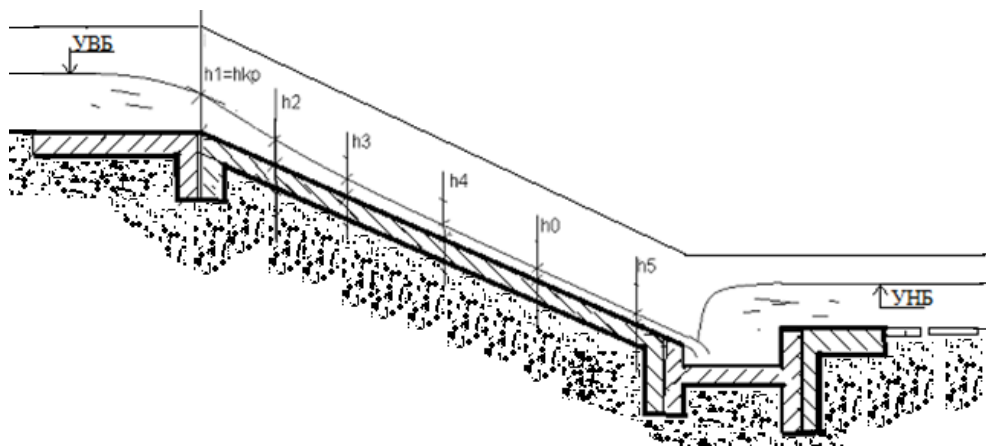


Рисунок 3.11 – Схема поверхностного водоброса, выполненного в виде быстротока

Быстротоки водобросов устраиваются по возможности прямолинейными в плане, но в сложных условиях рельефа их выносят и с поворотами в виде виражей.

Для уменьшения влияния температурных деформаций бетона устраиваются поперечные, а иногда и продольные деформационные швы. Поперечные швы нарезают через 5 – 20 м, а продольные как правило, совмещают с обрезами фундаментных блоков стен лотков. Для герметизации швы оснащаются профилированной резиной, просмоленными досками металлическими пластинами или полимерными изделиями.

Чтобы уменьшить фильтрационное давление на лоток, в его дне устраиваются разгрузочные отверстия, а за боковыми стенами – застенный дренаж.


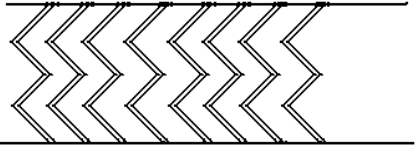
Если уровень грунтовых вод близок к поверхности земли, дренаж устраивается и под дном быстротока.

При больших уклонах дна ( $i \geq 0,15$ ) возникают высокие скорости воды, которые могут привести к аэрационному разрушению дна и стенок быстротока. Снизить скорость течения и повысить устойчивость бурного потока (сделать его предсказуемым) можно путем устройства искусственной повышенной шероховатости на дне и на стенках быстротока. Применяется искусственная шероховатость в виде схем, приведенных в таблице 3.10.

Кроме того, применяются шероховатости в виде шашек ( $\Delta \leq t$ ) и пирсов ( $\Delta \geq t$ ), которые расставляются в шахматном порядке по дну быстротока.

Таблица 3.10 – Схемы искусственной шероховатости, устраиваемой в быстротоках

№	Название	Схема	Коэффициент шероховатости
1	Простые нормальные ребра		$n_0 = \frac{54,5 - 2,1\alpha + 0,33\beta}{1000}$
2	Нормальные ребра в разбежку		

3	Зигзагообразные ребра с одним изломом		$n_0 = \frac{54,5 - 2,1\alpha + 0,33\beta}{1000}$
4	Зигзагообразные ребра с двумя изломами		
<p><math>n_0</math> - коэффициент гидравлической шероховатости поверхности;  <math>\alpha = h / \Delta</math> - относительная глубина потока;  <math>\beta = b / h</math> - относительная ширина русла.</p>			

Расчет искусственной шероховатости проводится по методу Гордиенко и Замарина.

Основной исходной формулой здесь является формула Шези для равномерного движения вида:

$$V = C\sqrt{Ri}, \quad (3.38)$$

Здесь коэффициент Шези  $C$  определяется по формуле:

$$C = \frac{1}{n_0} \alpha_h^m \quad (3.39)$$

где  $n_0$  - коэффициент шероховатости,

$m$  - эмпирический коэффициент, назначается в зависимости от вида искусственной шероховатости (определяется по справочной литературе) [60]).

Нормальная глубина потока в зоне квазиравномерного течения  $h_0$  при известном расходе  $Q$  ширине лотка  $b$  и уклоне дна  $i$  может быть определена подбором по развернутой формуле Шези:

$$Q = \omega C \sqrt{Ri} \quad , \quad (3.40)$$

Глубина в начале водоската  $h_1$  соответствует глубине перехода потока из спокойного состояния в бурное  $h_{кр}$ . Эта глубина в прямоугольном русле определяется по формуле:

$$h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{\alpha q^2}{g}} \quad , \quad (3.41)$$

По длине водоската между глубинами ( $h_{кр}$  и  $h_0$ ) устанавливается кривая спада, длина которой рассчитывается по уравнению неравномерного движения, рекомендуется применять уравнение Бахметьева:

$$l_{1-2} = \frac{h_0}{i} \{ \eta_2 - \eta_1 - (1 - j_{cp}) [\varphi(\eta_2) - \varphi(\eta_1)] \} \quad , \quad (3.42)$$

где  $\eta_i = \frac{h_i}{h_0}$  - относительная глубина в сечениях;

$j_{cp}$  - средний параметр кинетичности потока, проходящего между рассматриваемыми сечениями, определяется по формуле:

$$j_{cp} = \frac{0,5\alpha C^2 i}{g} \left( \frac{b}{\chi_1} + \frac{b}{\chi_2} \right), \quad (3.43)$$

где  $h_0$  - нормальная глубина;

$\varphi(\eta_i)$  - функция Бахметьева, определяется по табл. 9.3 стр. 111 справочника [60] в зависимости от гидравлического показателя русла  $X$ , который определяется коэффициентом заложения откоса и относительной глубиной потока  $\frac{h}{b}$  по графику 9.15 этого справочника.

Приняв за первую граничную глубину  $h_1$  критическую глубину  $h_{кр}$ , а за вторую глубину  $h_2$  величину близкую к нормальной  $h_2 = 1,05h_0$ , можно определить уложится ли кривая спада по длине водоската или нет, если  $l_{cn} \leq l_b$  то уложится если  $l_{cn} \geq l_b$  не уложится и в конечном сечении водоската будет наблюдаться глубина больше нормальной. Этот расчет необходим для определения параметров гидравлического прыжка на выходном участке и для расчета водобойного колодца. При расчете задаются несколькими промежуточными глубинами в сечениях 4 - 5, значения которых входят в граничный предел.

Поверхностные водосбросы на речных гидроузлах выполняются и в виде ступенчатых перепадов (рисунок 3.12).

Ступенчатый перепад – это гидротехническое сооружение, которое с помощью вертикальных стенок – уступов и горизонтальных поверхностей – ступеней обеспечивают сопряжение бьефов гидроузлов. Ступенчатые перепады делят на одноступенчатые и много ступенчатые.

Расчет параметров перепада ведется в следующей последовательности:

1. При известной ширине перепада и начала уступа ( $B_{пер}$ ) рассчитывается длина отлета струи над первой ступенью:

$$l_{над} = 1,64\sqrt{H_0(P_1 + 0,24H_0)}, \quad (3.44)$$

где  $H_0$  – нормальная глубина над уступом с учетом скоростного напора потока воды:

$$H_0 = h_{кр} + \frac{\alpha v_{yc}^2}{2g}, \quad (3.45)$$

$v_{yc}$  – скорость воды над уступом:

$$v_{yc} = q/h_{кр}, \quad (3.46)$$

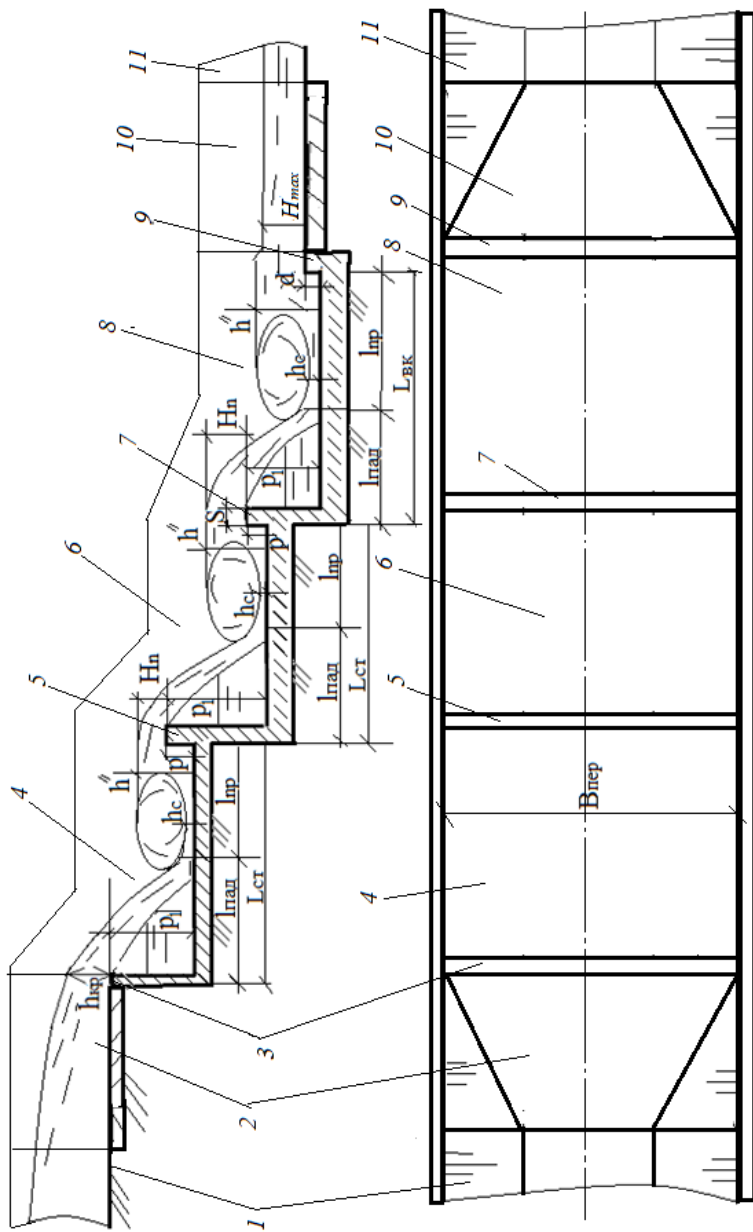


Рисунок 3.12 – Расчетная схема многоступенчатого перепада: 1 – подводный участок сбросного канала; 2 – сопрягающий участок канала (трапецидальное сечение переходит в прямоугольное в виде ныряющей стенки); 3 – поперечный, начальный уступ перепада; 4 – первая

$P_1$  – высота уступа, в первом приближении принимается равной:

$$P_1 = \Delta Z / n + 1, \quad (3.47)$$

При этом учитывается пропорциональное распределение высоты перепада по ступеням и на участке водобойного колодца.

2. Определяется глубина водного потока в сжатом сечении:

$$h_c = \frac{q}{\varphi \sqrt{2g(P_1 + H_0 - h_c)}}, \quad (3.48)$$

$\varphi$  – скоростной коэффициент, учитывает потери напора в пределах сооружения. Для водосливной стенки неплавного сечения равен 0,8 – 0,9.

Для случая  $\frac{P_1 + H_0}{h_{кр}} \geq 5$  в правой части формулы (3.48) значение сжатой глубины можно принять равной  $h_c = 0$ . Тогда расчет ведется по формуле:

$$h_c = \frac{q}{\varphi \sqrt{2g(P_1 + H_0)}}, \quad (3.49)$$

При этом значение ошибки не превысит 5%. При других отношениях энергии ниспадающей струи воды и критической глубины сжатая глубина в формуле (3.48) учитывается после ее предварительного определения по формуле (3.49).

3. Так как над ступенью формируется гидравлический прыжок - далее определяется вторая сопряжённая глубина водного потока по формуле 3.37.

4. Длина гидравлического прыжка здесь определяется по зависимости:

$$l_{np} = 4h'' , \quad (3.50)$$

5. Поскольку, перелив воды через стенку гаситель первой и второй стенки перепада происходит в виде истечения через водослив – рассчитывается напор воды над этой стенкой:

$$H_n = \left( \frac{Q_{сб}}{m_n B_{неп} \sqrt{2g}} \right)^{2/3} , \quad (3.51)$$

где  $m$  – коэффициент расхода при переливе через гребень водослива, рассчитывается как правило в зависимости от отношения  $(H_n/S)$ , здесь  $S$  – ширина гребня порога.

В первом приближении коэффициент расхода для стенки гасителя определить по формуле водослива с тонкой стенкой:

$$m_0 = \left( 0,405 + \frac{0,0027}{H_n} \right) \left[ 1 + 0,55 \frac{H_n^2}{(H_n^2 + P)^2} \right] , \quad (3.52)$$

где  $P$  – высота стенки гасителя над поверхностью ступени перепада, равна:

$$P = h'' - H_n, \quad (3.53)$$

6. Длина ступени определяется по формуле:

$$L_{cm} = S + l_{над} + l_{пр}, \quad (3.54)$$

7. Длина отлета струи для второй ступени и водобойного колодца определяется по формуле:

$$l_{над} = S + 1.33\sqrt{H_n(P + 0.3H_n)}, \quad (3.55)$$

8. Глубина водобойного колодца определяется по формуле:

$$d = 1.05(h'' - H_{max}), \quad (3.56)$$

$H_{max}$  – максимальная глубина в отводящем русле гидроузла.

Представленные методики расчета при проектировании сооружений высоконапорных плотинных речных гидроузлов требуют высокой точности выполнения предварительных исследований и изысканий.

### **3.7 Проектирование низконапорных плотинных водозаборных гидроузлов**

Первым и весьма важным действием при проектировании низконапорных плотинных и бесплотинных **речным гидроузлом** является выбор его створа в русле. При этом учитывают следующие условия [17]:

- местоположение существующих речных гидроузлов и экологических заповедников, питомников;

- наличие и условия строительства подъездных дорог к строительной площадке;

- состав грунтов по трассе водозабора и по магистральным отводящим водоводам;

- расположение карьеров строительных материалов и минимальный объём строительных работ, который достигается при меньшей ширине поймы речного русла;

- участок русла реки должен быть устойчивым, без отмелей и островов, с трудно размываемым дном.

Конструкции и типы сооружений речных гидроузлов выбираются на основе технико-экономического анализа. Основными критериями при этом являются:

- наименьшая стоимость строительства и минимальные затраты на его эксплуатацию;

- надёжность в работе, т.е. подача гарантированного расхода воды в отвод с минимальной зависимостью от гидрологического режима водосточника;

- забор воды без примесей наносов, мусора, шуги.

Как показал анализ существующих конструкций водозаборных речных гидроузлов наиболее перспективными и отвечающими выше

приведённым требованиям являются компоновки сооружений усовершенствованного Тяньшанского и Ферганского типов сооружений (рисунки 2.38 и 2.43).

### **3.7.1 Проектирование регуляционных сооружений низконапорных плотинных водозаборных гидроузлов**

При устройстве низконапорных плотинных гидроузлов водоотбор из реки производится с коэффициентами до  $\alpha=0,9$  без перераспределения объёмов воды во времени. При этом в верхнем бьефе гидроузла создаётся подпор, обеспечивающий необходимые условия и изменяющий естественный характер русловых процессов. Поэтому здесь устраивают зарегулированные русла создавая струенаправляющие дамбы, которые обеспечивают необходимое сопряжение водозаборного сооружения с бытовыми берегами реки.

В гидротехническом строительстве различают два основных типа зарегулированных подводящих русел: *прямолинейное* и *криволинейное*.

Прямолинейные зарегулированные русла (рисунок 3.13) устраивают на водозаборных гидроузлах с двухсторонним водоотбором, когда нет необходимости перераспределения удельных расходов по ширине потока.

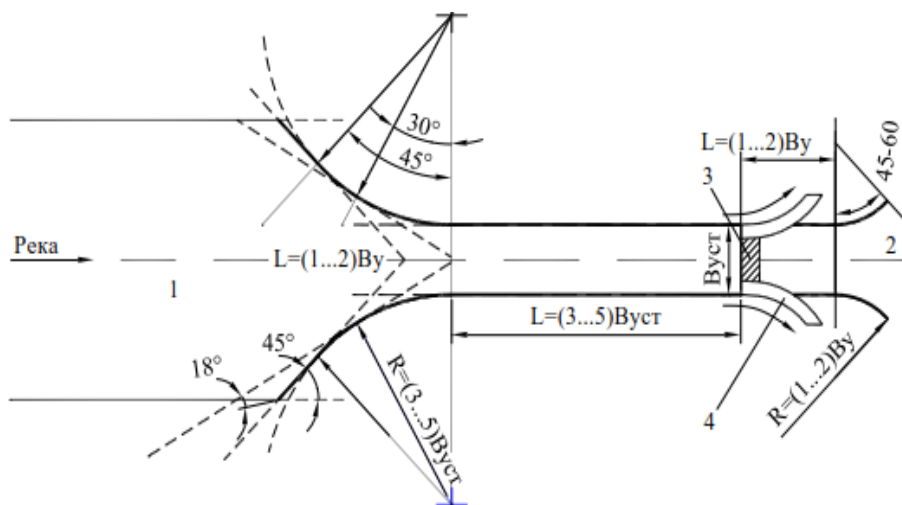


Рисунок 3.13 – Расчетная схема прямолинейного подводящего зарегулированного русла речного гидроузла: 1 – подводящее русло; 2 – отводящее русло; 3 – водозаборное сооружение; 4 – отводящий канал

Криволинейное подводящее русло (рисунок 3.14) устраивают перед водозаборными сооружениями с односторонним водоотбором, для перераспределения удельных расходов воды по ширине потока, в результате которого, вдоль вогнутого берега, создаётся циркуляционное течение.

Циркуляционные течения относят наносы к выпуклому берегу русла и увеличивают глубины у вогнутого, на котором рекомендуется располагать водоприёмный оголовок отводящего канала, как на плотинных, так и бесплотинных гидроузлах.

Наиболее обобщенная методика для определения габаритов подводящих и отводящих зарегулированных русел низконапорных плотинных речных гидроузлов была предложена А.Н. Крошкиным [22].

Приведённые схемы свидетельствуют, что основным расчетным параметром является устойчивая ширина русла  $B_{уст}$ , которую можно определить по формуле [22]:

$$\frac{B_{уст}}{d_{ом}} = 2,2 \times \left[ \frac{Q_{рус}}{d_{ом}^2 \sqrt{gd_{ом} i}} \right]^{0,425} \quad (3.57)$$

где  $i_p$  – уклон дна русла;

$d_{ом}$  – средневзвешенный диаметр камня, слагающего отмостку русла, определялся в зависимости от устанавливаемого уклона дна русла и величины руслоформирующего расхода;

$Q_{рус}$  – значение руслоформирующих расходов русла реки.

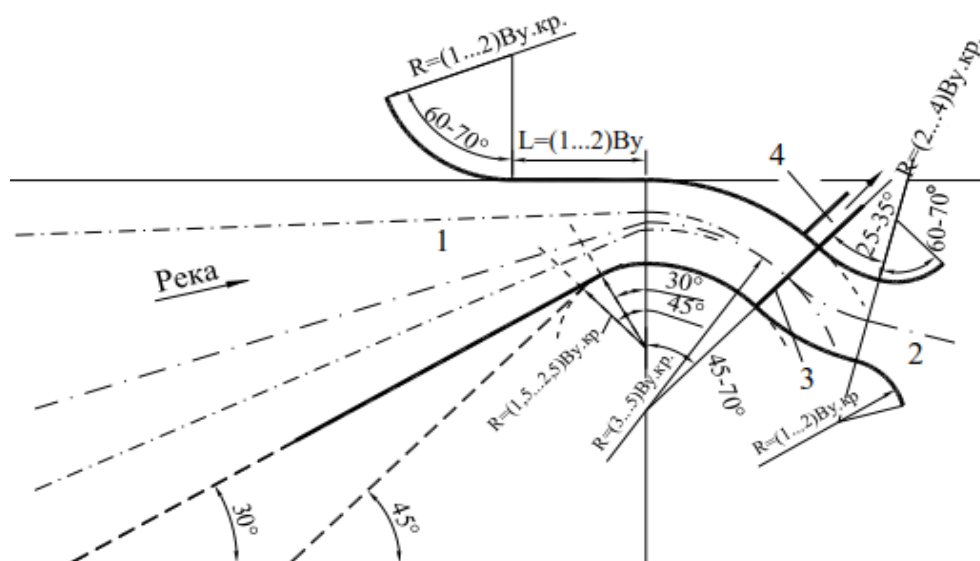


Рисунок 3.14 – Расчетная схема криволинейного подводящего

зарегулированного русла речного гидроузла: 1 – подводящее русло; 2 – отводящее русло; 3 – подпорный створ; 4 – отводящий канал

По применяемой схеме криволинейное зарегулированное русло состоит из сопрягающего и криволинейного участков. Криволинейный участок принимается длиной от  $3,5$  до  $5,5B_{уст}$  с центральными углами поворота от  $45$  до  $70^\circ$ , в среднем –  $58^\circ$ , шириной  $0,8B_{уст}$  при средних продольных уклонах русла  $i < 0,02$ ;  $0,9B$  при  $i \geq 0,02$ . При стабильном подходе потока со стороны выпуклого берега центральный угол поворота сокращается до  $40-45^\circ$ . Радиус геометрической оси русла  $R$  назначается в пределах от  $3$  до  $5B$ , в среднем –  $4B$ .

Струенаправляющая вогнутая дамба, как правило, совмещается с естественным не размываемым берегом бытового русла и включает прямолинейную вставку длиной от  $B$  до  $2B$ , переходящую в криволинейную с радиусом от  $B$  до  $2B$  с центральным углом поворота  $60-70^\circ$ .

Выполненные позже исследования рекомендуют [4] устройство в начале криволинейного русла прямолинейной вставки (рисунок 3.15).

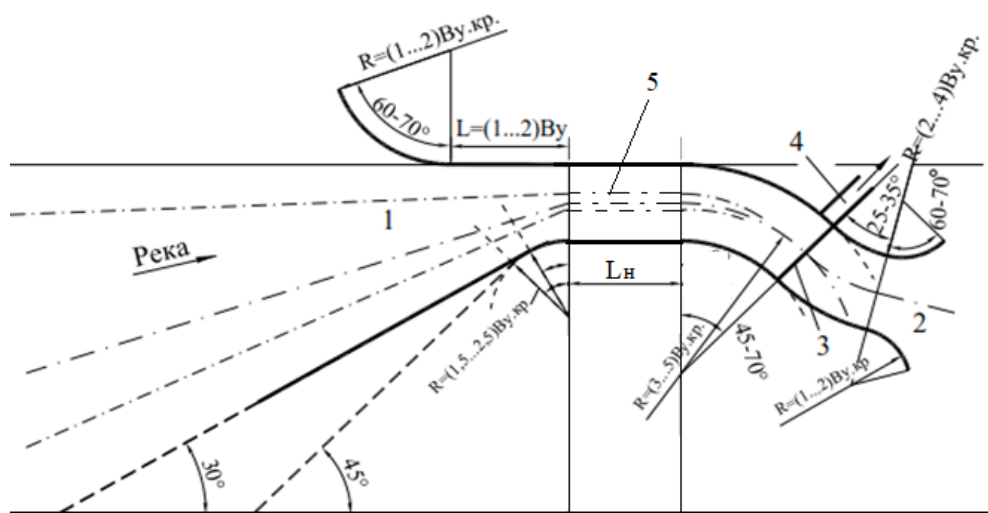


Рисунок 3.15 – Расчетная схема криволинейного подводящего русла с прямолинейной вставкой: 5 – прямолинейная вставка

Такая вставка необходима для подготовки струй водного потока к перераспределению удельных расходов по ширине на криволинейном участке. Длина вставки может быть определена из уравнения:

$$\frac{L_n}{B_{уст}} = 34,976 \times i_p + 0,976. \quad (3.58)$$

Крепления внутренних поверхностей дамб должно назначаться с учетом возможных деформаций русла как в верхнем, так и в нижнем бьефах. Крепление напорных откосов дамб выполняется из бетона, из подпорных железобетонных стенок или укладки равного камня.

Минимальная толщина железобетонных стенок определяется по формуле:

$$t = 0,05V_{cp}^{0,7}, \quad (3.59)$$

Диаметр камня для крепления струенаправляющих дамб водозаборных гидроузлов определяется по формуле:

$$d = 0,04V_{cp}^2, \quad (3.60)$$

где  $V_{cp}$  – средняя скорость потока на участке зарегулированного русла.

Для криволинейных зарегулированных русел радиус кривизны геометрической оси зарегулированного русла определяются по формулам:

– при среднем продольном уклоне  $i=0,05 \div 0,005$

$$R = \frac{3}{i^{0,5}} \left( \frac{Q}{\sqrt{g}} \right)^{0,4}, \quad (3.61)$$

– при уклонах  $i < 0,005$

$$R = \frac{12 \cdot Q_{русл}^{0,46}}{(g \cdot i)^{0,08} \cdot \omega^{0,3}}, \quad (3.62)$$

где  $\omega$  – средневзвешенная гидравлическая крупность отложений наносов; при  $d_{отл} > 1,5$  мм  $\omega$  рассчитывается по формуле:

$$\omega = \sqrt{2g \left( \frac{\gamma_n - \gamma}{1,75\gamma} \right) d_{отл}}, \quad (3.63)$$

где  $\gamma_n$  – удельный вес наносов,  $\gamma$  – удельный вес воды.

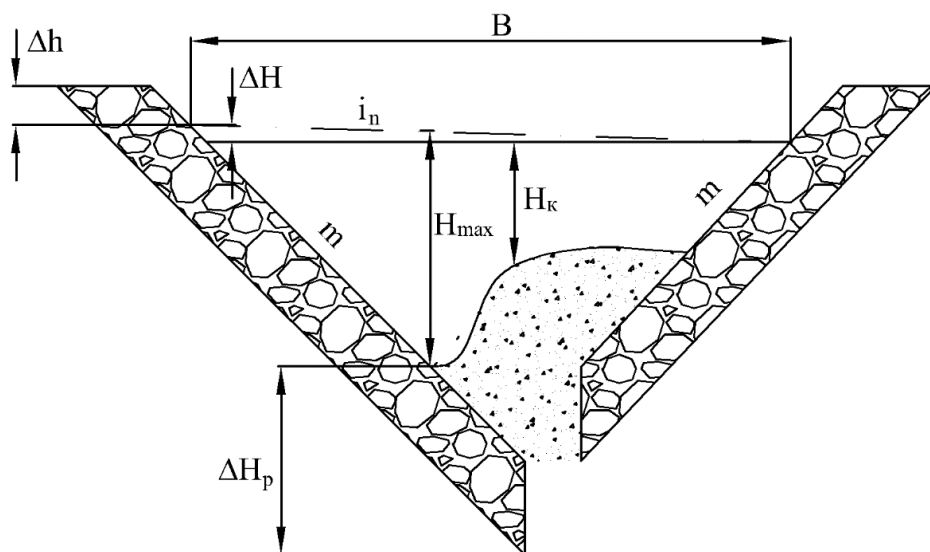


Рисунок 3.16 – Расчётная схема поперечного сечения криволинейного участка подводящего русла гидроузла

Среднюю глубину потока на криволинейном зарегулированном участке русла (рисунок 3.16) с уклоном дна  $i \geq 0,01$  рассчитываем по формуле:

$$H_{\kappa} = H \left[ 1 + \left( \frac{\gamma_n - \gamma}{\gamma} \right) \frac{0,3 B}{i^{0,3} R} \right], \quad (3.64)$$

где  $H, B$  – средние глубина и ширина прямолинейного участка зарегулированного русла. Ширина рассчитывается по формуле (3.57), глубина может быть определена по зависимости (1.11).

При уклоне дна  $i < 0,01$  по зависимости:

$$H_{\kappa} = H(1 + K_{\tau}), \quad (3.65)$$

$K_\tau$  – коэффициент, принимают по таблице 3.11.

Таблица 3.11

R/B	2	3	4	5	6
$K_\tau$	0,6	0,43	0,33	0,27	0,24

Максимальную глубину у вогнутого берега криволинейного русла рассчитывают из соотношения:

$$H_{\max} = \varepsilon \cdot \varepsilon_1 \cdot H, \quad (3.66)$$

$\varepsilon$  – коэффициент, учитывающий относительную кривизну русла  $R/B$ , принимается по таблице 3.12.

Таблица 3.12

R/B	2	3	4	5	6
$\varepsilon$	3	2,6	2,2	1,8	1,5

$\varepsilon_1$  – коэффициент, учитывающий заложение напорного откоса дамбы, зарегулированного русла; принимается по таблице 3.13.

Таблица 3.13

m	0÷0,5	0,5÷1	1÷1,5	1,5÷2	>2
E <sub>1</sub>	1,2	1	0,9	0,8	0,7

Строительная высота струенаправляющих дамб подводящего регулируемого русла определяется по формуле:

$$H_{стр} = H_{max} + \Delta h + \Delta H_p, \quad (3.67)$$

$\Delta h$  – запас верха струенаправляющей дамбы над максимальным уровнем воды у вогнутого берега,  $\Delta h = 0,5 \div 0,7$  м.

$\Delta H_p$  – запас низа дамбы от дна воронки размыва,  $\Delta H_p = 1,0 \div 1,2$  м.

Максимальный поперечный уклон свободной поверхности потока в зависимости от величины средней скорости и радиуса кривизны русла рассчитывается по формуле:

$$i_n = \frac{V_{русл}^2}{R \cdot g}, \quad (3.68)$$

$V_{русл}$  – средняя скорость на подводящем криволинейном участке русла при прохождении русло формирующего расхода:

$$V_{русл} = \frac{Q_{русл}}{B \cdot H}, \quad (3.69)$$

Предельный угол от начала кривизны до водоприёмного оголовка определяется по формуле [4]:

$$\varphi = E \cdot i^{0,15}, \quad (3.70)$$

где  $E$  – размерный коэффициент равный  $107^\circ$  для участков рек с уклонами  $i=0,007\div 0,035$ .

Применение представленных зависимостей для расчета параметров регуляционных сооружений, устраиваемых при низконапорном плотинном и бесплотинном водозаборе из горно-предгорных и долинных участков рек Центральной Азии гарантирует надежное регулирование русловых процессов. Также эта методика рекомендована для проектирования сооружений, регулирующих русловые процессы на бытовых участках рек.

### **3.7.2 Проектирование элементов водозаборных сооружений речных гидроузлов**

На основании проведенного анализа существующих конструкций головных сооружений, устраиваемых для забора и подачи воды из русел рек в странах Центральной Азии Логиновым Г.И. были выделены в их составе четыре зоны (рисунок 3.17). Зоны служат для выполнения определенных технологических операций [4]:

- зона I – область транспорта объемов водного потока с твердыми включениями к водоприемным и водосбросным элементам сооружения;
- зона II – область устройства наносозащитных элементов;

– зона III – область, в которой размещаются водоприемные элементы водозаборного сооружения (водоприемные камеры, галереи, оголовки), они устраиваются между наносозащитными сооружениями и береговыми устоями, на которых оборудуются водоприемные оголовки;

– зона IV – область устройства водосбросных сооружений для отведения из верхнего бьефа излишков объемов воды с твердыми включениями потоков.

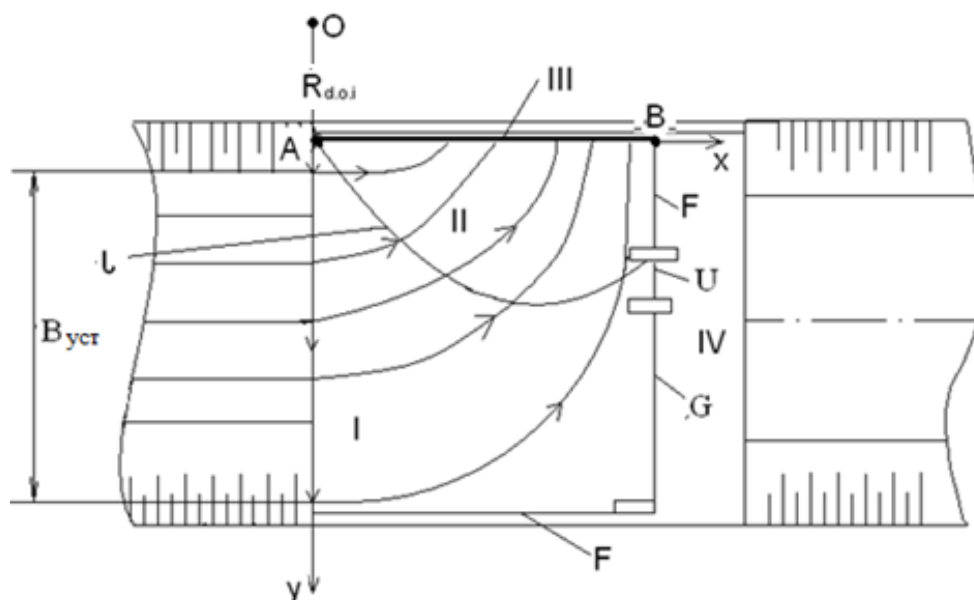


Рисунок 3.17 – Схема размещения зон в подпорных створах низконапорных водозаборных плотинных гидроузлов (Рассматривает смещение струй водного потока от динамической оси подводящего русла к

створу расположения водоприемных элементов при  $\alpha_6=0,9$ :  $R_{d.o.i}$  – переменная величина радиуса кривизны струй водного потока перед порогом;  $O$  – центр кривизны струй потока)

Кривая - J, ограничивает зону II, имеет выпуклую форму в сторону верхнего бьефа, учитывающая возможное размещение ломаных в плане, криволинейных порогов или промывных галерей.

Линии F, G, U – определяют размещение створов для расположения автоводосливов, речных пролетов и промывных трактов соответственно.

Результаты выполненных наблюдений [4] свидетельствуют, что искривление струй водного потока при высоких значениях коэффициентов водозабора в зависимости от их величины и конструктивных особенностей гидроузлов начинается в конце подводящего русла или в области входного створа водозаборного сооружения и продолжается до створа устройства наносозащитных сооружений. Максимальному искривлению подвергаются струи, проходящие вдоль противоположного берега от водоприемного оголовка, так как они практически по нормали подходят к концевому участку водоприемников. При этом струи воды, проходящие вдоль берега со стороны водоприемного оголовка, на подходном участке движутся практически прямолинейно, параллельно береговой линии русла.

Этот фактор определяет вывод, что наносозащитные сооружения, устраиваемые перед береговыми водоприемниками отводящих кана-

лов, являются первой линией водозабора. Так как их параметры определяют необходимую глубину в верхнем бьефе гидроузла для надежного обеспечения технологической операции наносозащиты, при проведении процесса водоотбора.

При проектировании водозаборных сооружений усовершенствованного Тяньшанского типа (рисунок 3.18), основными параметрами, определяющими размеры их элементов, являются глубины в верхнем бьефе:

$H_p$  – расчетная глубина необходимая для создания командования уровней воды в верхнем бьефе над водоприемником отводящего канала;

$H_{p,max}$  – максимальная расчетная глубина воды необходимая для пропуска паводковых расходов.

Величина  $H_p$  определяется пропускной способностью и вертикальными размерами наносозащитного порога.

Формулой для определения расчетной глубины в верхнем бьефе водозаборного сооружения перед наносозащитным порогом с учетом расчетной схемы (см. рисунок 3.18) является зависимость [4]:

$$H_p = P_{cp} + H_{н.п}, \quad (3.71)$$

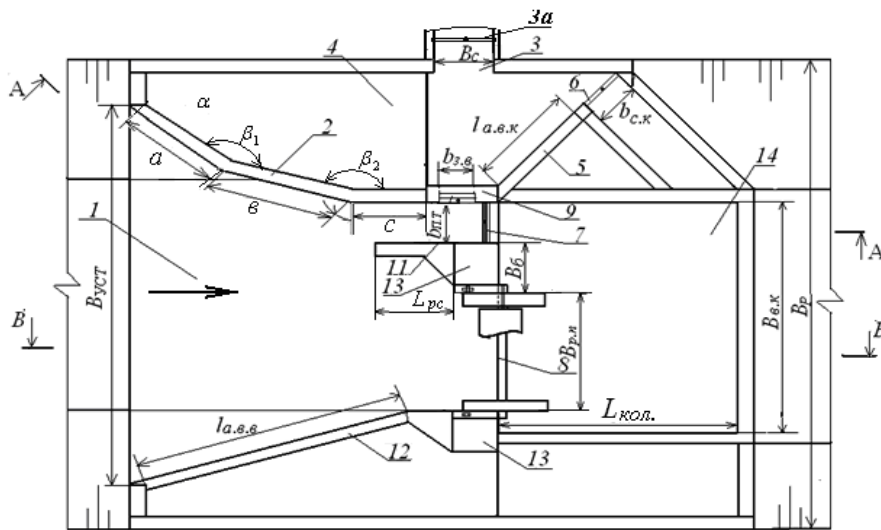
где  $P_{cp}$  – высота наносозащитного порога в средней части его длины;

$H_{н.п}$  - напор в середине ломаного в плане наносозащитного порога.

Так как наносозащитный порог имеет уклонный гребень – различную высоту по длине его высота в средней части определяется по формуле:

$$P_{cp} = \frac{P_1 + P_2}{2}, \quad (3.72)$$

$P_1$  и  $P_2$  – высота порога в начале и в концевой части соответственно. Они назначаются с учетом рациональных наносозащитных параметров равными  $P_1 = H_p$  и  $P_2 = (0,6 - 0,65)H_p$ .



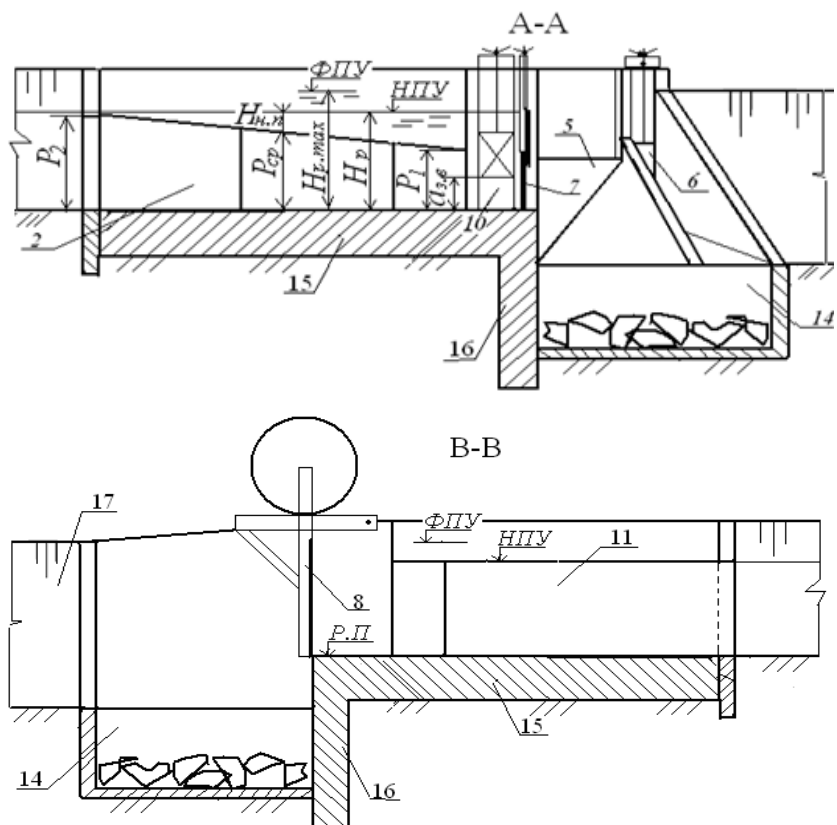


Рисунок 3.18 – Схема модели ВСДГ: 1 – верхний бьеф; 2 – наносозащитный порог; 3 – водоприемник; 3а – регулятор расхода отводящего канала; 4 – водоприемная камера; 5 – автоводослив; 6 – сбросное отверстие; 7 – сдвоенный затвор промывника; 8 – затвор речного пролета; 9 – разделительная стенка; 10 – затвор зимнего водозабора; 11 – промывной тракт; 12 – автоводослив; 13 – быки; 14 – водобойный колодец; 15 – понур; 16 – зуб флютбета; 17 – отводящее русло

Напор над средней частью порога определяется по расчетным зависимостям, приведённым в таблице 3.14 [4].

При определённом значении напора воды над средней частью наносозащитного порога  $H_{н.п.}$ , нормальная расчётная глубина воды в

верхнем бьефе, достаточная для осуществления водозабора, рассчитывается по формуле:

$$H_p = (5 \div 5,7)H_{н.п}, \quad (3.73)$$

Таблица 3.14 – Расчетные зависимости для определения напора воды над гребнем порога в зависимости расхода водозабора

Ширина порога $C_n$ , м	Уклон гребня порога $i_n$	Расчетные зависимости
0,3	0,06	$H_{н.п}=0,217Q^{0,3687}$
0,3	0,07	$H_{н.п}=0,231Q^{0,367}$
0,3	0,08	$H_{н.п}=0,242Q^{0,368}$
0,4	0,06	$H_{н.п}=0,221Q^{0,374}$
0,4	0,07	$H_{н.п}=0,234Q^{0,374}$
0,4	0,08	$H_{н.п}=0,246Q^{0,374}$
<i>Примечание: В зависимостях <math>Q</math> – расход воды подаваемый в отводящий канал</i>		

Эта величина обуславливает параметры наносозащитного порога, промывного тракта, водоприемной камеры.

Длина наносозащитного порога определяется из уравнения:

$$L_{нп} = \frac{Q_{в.к}}{m_n \sqrt{2g} H_{н.п}^{3/2}}, \quad (3.74)$$

где  $Q_{в.к}$  – расход подаваемый в отводящий канал;

$m_n$  – коэффициент расхода, проходящего через ломаный в плане наносозащитный порог:

$$m_n = 0,31 + 0,0601 \left( \frac{H_{н.н}}{C_n} - 0,867 \right), \quad (3.75)$$

Максимальное значение глубины воды в верхнем бьефе усовершенствованного Тяньшанского типа определяется по формуле водослива с широким порогом:

$$H_{P.\max} = 3 \sqrt{\frac{Q_{P\%}^2}{m_{\text{э.н.см}}^2 \varepsilon B_{\text{э.н.см}}^2 2g}} k^2, \quad (3.76)$$

где  $k$  – коэффициент, определяющий долю расходов, сбрасываемых через речной пролет и промывной тракт сооружения от расчетной величины паводковых расходов. Как следует из проведенных исследований эта величина должна быть не менее 0,55;

$\varepsilon$  – коэффициент бокового сжатия определяется по формуле [60]:

$$\varepsilon = 1 - r \frac{H_{P.\max}}{B_{\text{э.н.см}} + H_{P.\max}}, \quad (3.77)$$

$\varepsilon$  – значение коэффициента сжатия зависит от искомой величины  $H_{P.\max}$  его значение принимается равным наименьшему значению при криволинейно заостренных разделительных быках  $\varepsilon = 0,94$ ;

$Q_{P\%}$  – руслоформирующий расход водного потока в подводящем русле, принимался равным значению расхода  $Q_{5\%}$  реки для IV класса капитальности сооружений речного гидроузла;

$m_{э.п.ст}$  – коэффициент расхода промывного тракта и речного пролета при полностью поднятых полотнищах затворов, принимается при расчетах равным значению коэффициента расхода водосливов с широким порогом 0,31 – 0,33 [60];

$B_{э.п.ст}$  – суммарная ширина промывного тракта и речного пролета модели водозаборного сооружения.

Ширина речного пролета подбирается из условий:

- созданий максимально необходимой пропускной способности гидроузла;
- создания эффективных зон в верхнем бьефе для транспорта наносов;
- необходимого перераспределения удельных расходов в отводящем русле.

При подборе ширины речного пролета – как основного водосброса используются рекомендации Соболина Г.В. [17] для определения максимальных глубин в верхнем бьефе низконапорного гидроузла, приведенные в таблице 3.15.

Таблица 3.15 – Максимальное наполнение (напор) в верхнем бьефе водозаборного сооружения

$Q_{5\%}, м^3/с$	20÷40	40÷50	50÷60	60÷70	75÷90
$H_{0 max}, м$	2,2÷2,5	2,5÷3,0	3,0÷3,5	3,5÷4,0	4,0÷4,5

При этом строительная высота элементов водозаборного гидроузла определяется из зависимости:

$$H_{стр} = H_0 + a_c, \quad (3.78)$$

где  $H_0$  – максимальная глубина воды в верхнем бьефе речного гидроузла с учетом скоростного напора;

$a_c$  – строительный запас принимается в пределах от 0,5 до 0,7 м.

Ширина промывного тракта определяется из условия пропускания трех максимальных диаметров наносов, транспортируемых рекой. Для горно-предгорных участков рек принимается равным 0,3 – 0,5 м.

Ширина водоприемника, подающего воду в отводящий канал определяется с условием пропускания форсированного расхода воды, величина которого равна  $Q_{фор} = 1,2Q_{вк}$ . При этом расчет ведется с использованием уравнения водослива с широким порогом:

$$B_c = \frac{Q_{фор}}{m_{шип} \sqrt{2g} H_{ВБ}^{1,5}}, \quad (3.79)$$

$m_{шип}$  – коэффициент расхода водослива с широким порогом, принимается в зависимости от условий подвода воды равным (0,31 – 0,33).

$H_{ВБ}$  – глубина воды – напор над гребнем водослива, назначается равной глубине воды в водоприемной камере принимается равной  $H_p$ . При этом дно водоприемной камеры сооружений Тяньшанского типа опускается ниже дна в верхнем

бьефе гидроузла на величину, обеспечивающую не подтопление наносозащитного порога.

На сооружениях Ферганского типа этот напор определяется из условия возвышения порога водоприемного оголовка над дном гидроузла в верхнем бьефе. Из этого условия следует:

$$H_{BB} = H_p - \Delta, \quad (3.80)$$

$\Delta$  – разность отметок дна гидроузла и водоприемного оголовка.

При переводе водозаборных гидроузла на зимний режим водоподачи в верхнем бьефе поддерживается нормальный расчётный напор  $H_p$  и понижается ниже гребня наносозащитных сооружений. Водозабор в водоприёмную камеру осуществляется через отверстие зимнего водоотбора из придонных горизонтов потока. Отверстие зимнего водоотбора в тёплый период перекрывается для того, чтобы водозабор вести из поверхностных уровней потока.

Величины допустимого открытия затворов из условия непопадания в водоприемник шуго-ледовых образований определяются из соотношения:

$$a_{зг} < 0,43H_p, \quad (3.81)$$

При этом ширина отверстия зимнего водоотбора определяется по формуле:

$$b_{36} = \frac{4,67 \cdot Q_{36}}{\sqrt{2g \cdot H_p^{3/2}}}, \quad (3.82)$$

где  $Q_{36}$  – расход воды, подаваемый в отводящий канал в зимний период.

Толщина быков подпорного створа низконапорных плотинных водозаборных гидроузлов как правило составляет (25 – 30) % от ширины водопропускных трактов, которые они ограничивают.

### 3.7.3 Проектирование сопрягающих сооружений низконапорных плотинных гидроузлов

Водобой низконапорной плотины представляет собой подземную часть (флютбет) речного пролёта и нижнего бьефа, является наиболее ответственной частью водозаборного узла. Он испытывает на себе наибольшие статические и динамические нагрузки воды и может иметь различные варианты исполнения (рисунок 3.19).

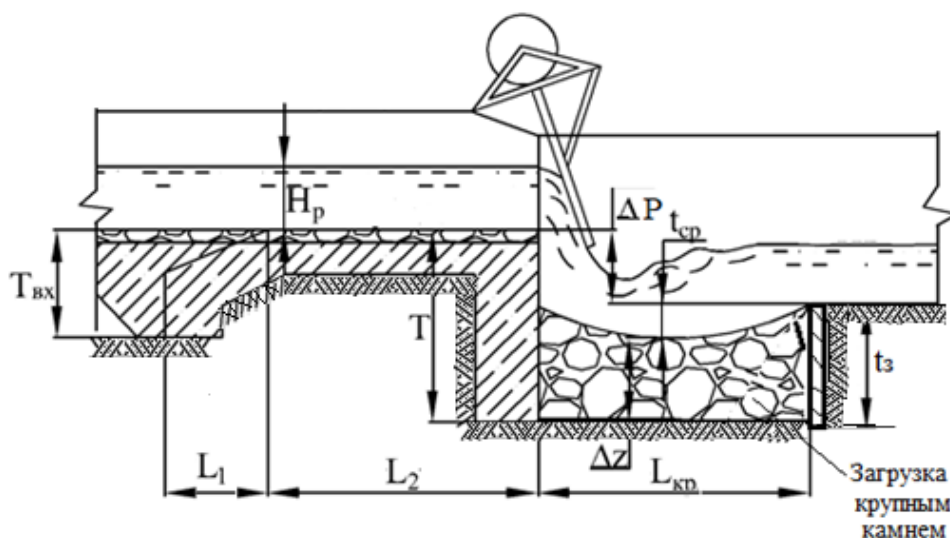


Рисунок 3.19 – Расчетная схема водобоя и нижнего бьефа водозаборного гидроузла

Длина входной наклонной части водобоя, которая выполняется из железобетона с обратной засыпкой из бутобетона, по рекомендациям [61] равна  $L_1 = 2,0 \div 3,0$  м. Длина горизонтальной части водобоя, на которой устанавливаются затворы речного пролёта, по тем же рекомендациям, равна  $L_2 = 6,0 \div 8,0$  м. Она выполняется из железобетона с верхним слоем из бетона или гранитных плит.

Высота зуба флютбета равна:

$$T = \Delta P + t_{cp} + \Delta_z \quad (3.83)$$

где  $\Delta P$  – высота уступа от отметки порога речного пролёта до отметки дна отводящего русла,  $\Delta P = 1,2 \div 1,5$  м;

$t_{cp}$  – средняя глубина воронки размыва:

$$t_{cp} = t_{np} \lambda \quad (3.84)$$

где  $\lambda$  – относительный удельный расход воды:

$$\lambda = \left( \frac{q_{\max}}{q_0} \right)^{2/3} \quad q_{\max} = \frac{Q_{P\%}}{B_{pn}} \quad q_0 = \frac{k Q_{P\%}}{B_{pn} + b_{ПТ}} \quad (3.85)$$

где  $B_{pn}$  – ширина речного пролёта гидроузла;

$b_{ПТ}$  – ширина промывного тракта.

$t_{np}$  – проектная глубина воронки размыва; при горизонтальном водоскате [62]  $t_{np} = 1,2$  м.

$\Delta_z$  – запас крепления,  $\Delta_z = 1,0 \div 1,8$  м.

Длина крепления котлована за вертикальным зубом:

$$L_{кр} = l_{np} \lambda \quad (3.86)$$

где  $L_{кр}$  – проектная длина крепления, для горизонтального водоската [62]

$$L_{кр} = 3,2 \div 5,2 \text{ м.}$$

Высота зуба в начале флютбета:

$$T_{\text{вх}} = (0,2 \div 0,5)T \quad (3.87)$$

Высота гидротехнического зуба в концевом сечении сопрягающего участка гидроузла определяется с учетом возможного размыва дна в отводящем русле при прохождении руслоформирующих расходов воды. Глубина размыва определяется по формуле [22]:

$$t_{раз} = \frac{1.43K_{\alpha}q^{0.6}z_0^{0.1}}{(d_{90\%} + 0.2)^{0.33}}, \quad (3.88)$$

$K_{\alpha}$  – коэффициент, зависящий от угла наклона струи при входе в воронку размыва на отводящем участке русла за уступом или за гидротехническим зубом.

$q$  – удельный расход воды в месте выхода струи в русло;

$z_0$  – полная энергия водного потока на входе в отводящее русло с вычетом глубины воды в отводящем русле;

$d_{90\%}$  – диаметр крупных фракций, доля которых в русловых отложениях составляет 10%.

Высота гидротехнического зуба  $t_3$  в конечном сечении водобоя флютбета с учетом результатов выполненного расчета принимается больше глубина размыва не менее чем на 0,7 м.

При проектировании мостов на зарегулированном участке русла реки или через отводящий канал, пропускная способность пролетов моста оценивается по величине сопротивлений движению воды. При этом используется зависимость для расчета подтопленного водослива с широким порогом [60]:

$$\Delta h_3 = z_0 = \frac{Q_{1n}^2}{\varphi^2 b_n^2 h_n^2 2g}, \quad (3.89)$$

где  $z_0$  – необходимый перепад уровней воды для прохождения расчетного расхода воды;

$Q_{1n}$  – расход воды, проходящий через один пролет моста;

$\varphi$  – коэффициент скорости, принимается в зависимости от условий входа водного потока в расчетный пролет;

$b_n$  – ширина мостового пролета;

$h_n$  – напор над порогом со стороны верхнего бьефа.

### 3.7.4 Статический расчет подпорных стенок в составе речных гидроузлов

С целью определения параметров армирования проточных элементов гидротехнических сооружений выполняется статический расчет боковых стенок проточных элементов. На рисунке 3.20 приведена расчетная схема для статического расчета.

Поперечное сечение показано по продольной оси гидротехнического сооружения доковой конструкции, где возникают наибольшие изгибающие моменты.

Конечной целью расчета является определение площади поперечной арматуры в расчетном сечении и ее распределение по сечению. Статический расчет производится на худший случай, то есть на строительный случай – в режиме эксплуатации без воды.

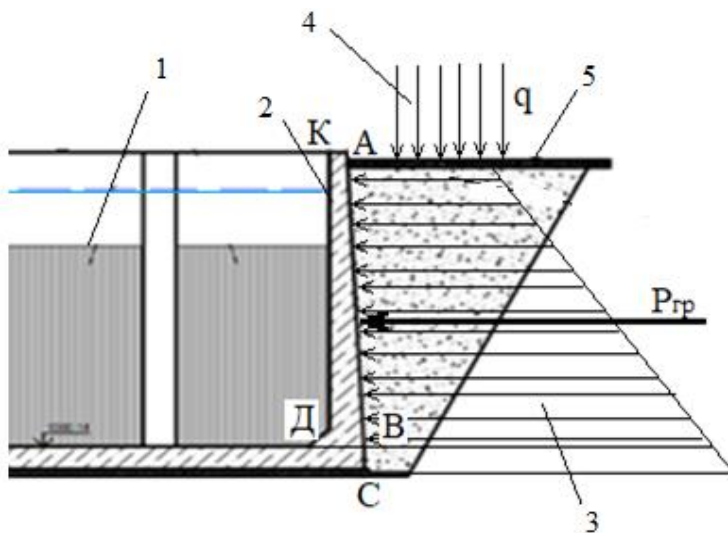


Рисунок 3.20 – Расчетная схема боковой стенки проточного

- гидротехнического сооружения доковой конструкции:
- 1 – проточная часть гидротехнического сооружения;
  - 2 – боковая образующая стенка; 3 – эпюра давления грунта;
  - 4 – нагрузка от автотранспорта; 5 – дорога

При этом в расчетном случае рассматривается максимальный изгибающий момент в расчетном сечении сооружения. Прежде всего определяется активное давление грунта по каждой грани. Расчет проводится по формуле [63, 64]:

$$E = \frac{1}{2} \gamma_{sp} H (H + 2h_0 K_g) K, \quad (3.90)$$

где  $\gamma_{sp}$  – объемный вес грунта качественной засыпки грунта;

$H_i$  – высота  $i$ -то грани;

$K_g$  и  $K$  – коэффициенты учитывающие физические характеристики грунта, формы стенки и направления нагрузок. Определяются по формулам:

$$\begin{aligned} K_g &= \frac{\cos \varepsilon \times \cos \alpha}{\cos(\varepsilon - \alpha)} \\ K &= \left( \frac{\cos(\varphi - \varepsilon)}{(1 + K_0 K_1) \cos \varepsilon} \right)^2 \frac{1}{\cos(\varepsilon + \delta)} \\ K_0 &= \sqrt{\frac{\sin(\varphi + \delta) \cos(\varepsilon - \alpha)}{\cos(\varepsilon + \delta) \sin(\varphi - \alpha)}} \\ K_1 &= \frac{\sin(\varphi - \alpha)}{\cos(\varepsilon - \alpha)} \end{aligned} \quad (3.91)$$

$\varepsilon$  – наклон внешней грани боковой стенки к вертикали;

$\alpha$  – угол наклона распределённой нагрузки к горизонтальной составляющей, зависит поверхности дороги, при горизонтальной поверхности равен 0;

$\varphi$  – угол внутреннего трения грунта, применяемого для формирования качественной насыпи под дорогой;

$\delta$  – угол трения грунта о стенку  $\delta = \frac{1}{2}\varphi$ .

$h_0$  – приведенная высота от распределенной нагрузки ( $q$ ) на поверхность грунта от автотранспорта (принимается в зависимости от осевых нагрузок машин, применяемых во время строительства с учетом их максимальной грузоподъёмности, (6 - 20) т/м<sup>2</sup>) определяется по формуле:

$$h_0 = q/\gamma_{cp}, \quad (3.92)$$

Таким образом рассчитывают давление грунта на любую расчетную точку:

$$P_i = \gamma_{cp} H_i (H_i + 2h_0 K_g) K, \quad (3.93)$$

Ординату приложения силы давления грунта к стенке определяют по формуле:

$$Z_i = \frac{H_i}{3} \times \frac{2P_i + P_{i+1}}{P_i + P_{i+1}}, \quad (3.94)$$

$P_i$  и  $P_{i+1}$  – изменяющееся давление по вертикали. Как правило работают с давлением вверху поверхности стенки и в нижней части.

В результате расчетов получается, что максимальное воздействие, оказываемое на стенку, находится на поверхности А-В.

Для расчета площади арматуры задаются толщиной бетонной стенки в основании, толщиной защитного слоя и определяют сопротивление бетона и арматуры на растяжение. При этом надо знать сопротивление бетона  $R_{np}$  и применяемой основной арматуры  $R_A$  на растяжение [64].

Из условия одиночного армирования определим коэффициент армирования по формуле [63, 64]:

$$A_o = \frac{M}{R_{np}bh^2}, \quad (3.95)$$

где  $b$  – ширина сечения  $b = 1$  м

$h$  – высота сечения без защитного слоя с учетом устройства вутов, которые рекомендованы для устройства в доковых конструкциях ГТС. Их высота принимается не менее  $0,1h$ .

Далее рассчитывается необходимая площадь арматуры для создания сопротивления на изгиб ( $\text{см}^2$ ):

$$F_A = \frac{M}{\nu h_0 R_A}, \quad (3.96)$$

$\nu$  – коэффициент, зависящий от коэффициента армирования определяется по нормативным данным [64].

Далее по справочнику подбираются диаметры основных стержней поперечной арматуры в зависимости от количества стержней на 1 п.м., которая устанавливается с внешней стороны стенки. Как правило на одном погонном метре устраивается по 5-ть стержней с шагом 200 мм (рисунок 3.21).

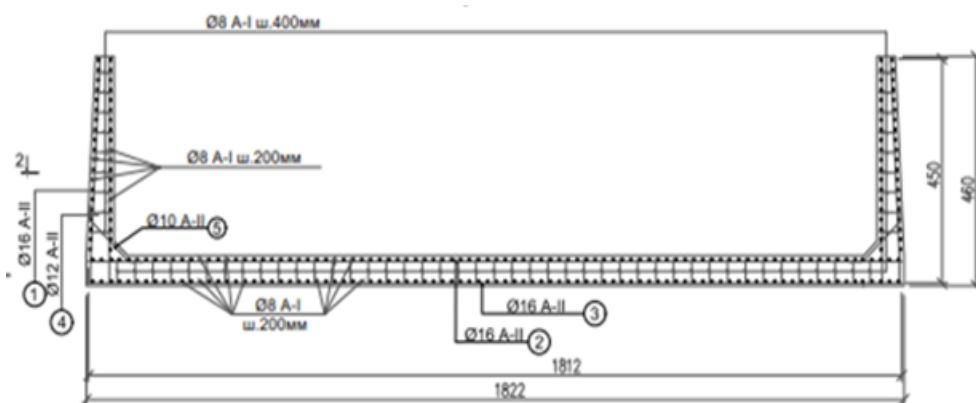


Рисунок 3.21 – Арматурно-опалубочный чертежи проточной части гидротехнического сооружения доковой конструкции

### 3.8 Конструкция Г-образного затвора-автомата уровня верхнего бьефа

Для автоматического управления технологической операцией – сброса излишков воды в речных пролетах низконапорных плотинных водозаборных гидроузлов устраиваются прислонные Г-образные затворы-автоматы уровня верхнего бьефа (рисунок 3.22) [17].

Эта конструкция представляет **средство** гидравлической автоматизации, **которые** автономно может поддерживать заданные глубины воды в верхнем бьефе не ниже расчетных. Она была разработана в КСХИ им Скрыбина под руководством профессора Я.В. Бочкарева [65].

При недостатке поступающих по руслу реки в верхнем бьефе уровни воды будут меньше расчетных. С нарастанием величин поступающих расходов воды перед подпорным створом гидроузла увеличиваются глубины, что приводит к росту гидродинамического давления.

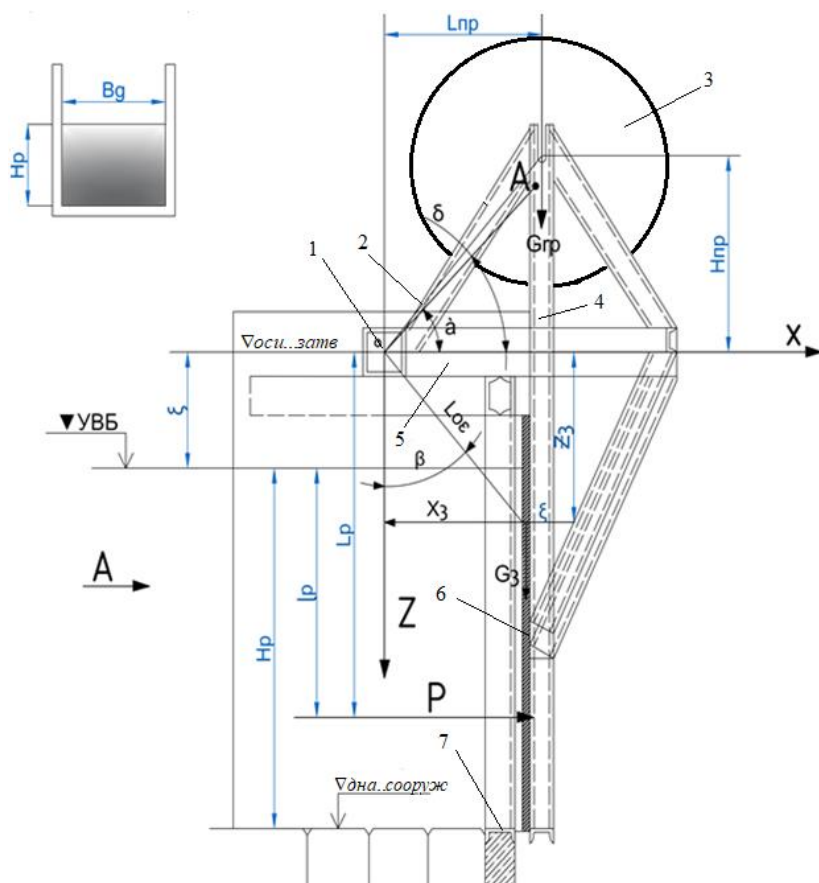


Рисунок 3.22 – Расчетная схема затвора-автомата уровня верхнего бьефа:

1 – ось вращения; 2 – раскосы; 3 – противовес; 4 – стойки;

5 – консоль; 6 – полотнище

Настройки затвора-автомата способствуют его открытию при увеличении уровней выше расчетной глубины. Дальнейший рост расходов воды вызывает рост угла открытия затвора до предельного значения. Предельный угол открытия составляет 54–56 градусов, который ограничивается специальными опорами на закладных устройствах. Только при предельном открытии затвора в верхнем бьефе происходит рост уровней воды выше расчетных.

Составная часть конструкции затвора выполнена в виде зеркального изображения буквы "Г" которая через полуоси вращения, закрепляется на устоях сооружения со стороны верхнего бьефа. Гидродинамическое давление уравнивается противовесами, изготавливаемыми из бетона и закрепленными на вершине вертикальных стоек конструкции. Напорная грань затвора выполняется плоской, соприкасается с объемами воды и поддерживает напор в верхнем бьефе. При открытии затвора эта грань взаимодействует с поверхностью сбрасываемых струй в отводящее русло. к поверхности свободно падающей струи возникающей при открытии затвора. Противовес располагается над полотнищем затвора.

Длина консоли - расстояния от оси вращения затвора до полотнища рекомендуется принимать равной [66]:

$$l_{кон} = (0,63 \div 0,7)H_p, \quad (3.97)$$

Расстояние по вертикали от оси вращения затвора до оси крепления противовесов может быть определено из соотношения:

$$h_{np} = 0,56H_p, \quad (3.98)$$

Вес противовеса определяется из уравнения моментов внешних сил, действующих на подвижные части затвора, относительно оси вращения:

$$\Sigma M_o = P \cdot l_2 - G_3 l_3 - G_{np} \cdot l_{np} = 0, \quad (3.99)$$

при этом

$$G_{np} = \frac{Pl_2 - G_3 l_3}{l_{np}}, \quad (3.100)$$

где  $P$  – сила гидростатического давления на полотнище затвора в верхнем бьефе сооружения при расчётном напоре:

$$P = \frac{\rho \cdot H_p^2 b_{p,n}}{2} \text{ (кГ)}, \quad (3.101)$$

$l_2$  – плечо силы  $P$  определяется с учётом того, что ось вращения Г-образного затвора-автомата располагается на отметке максимального уровня воды:

$$l_2 = H_{p\_max} - \frac{1}{3} H_p, \quad (3.102)$$

$G_3$  – вес затвора.

$$G_3 = K_3 P, \quad (3.103)$$

где  $K_3$  – эмпирический коэффициент  $K \approx 0,3$ .

Затем проверяется пропускная способность речного пролёта с устройством в нём Г-образного затвора-автомата уровня верхнего бьефа, при полном его открытии на предельный угол открытия. С некоторым запасом этот угол определяется по формуле:

$$\gamma = 90^\circ - \operatorname{arctg} \frac{l_{\text{кон}}}{h_{\text{пр}}}, \quad (3.104)$$

При этом суммарный расход истечения через боковые пазухи и из-под полотнища затвора определяется по формулам [64]:

$$Q_{3.A} = \mu_{об} a_3 b_{3.c} \sqrt{2gH_{p\_max}}, \quad (3.105)$$

$b_{3.c}$  – ширина затвора в свету  $b_{3.c} = b_{p.n}$

$\mu_{об}$  – общий коэффициент расхода, рассчитывается по формуле:

$$\mu_{об} = 0,53 + 0,013 \left( \frac{a_3}{H_{p\_max}} \right)^2 + 0,0046 \left( \frac{a_3}{H_{p\_max}} \right), \quad (3.106)$$

$a_3$  – открытие затвора равна:

$$a = 2 \sqrt{l_{\text{кон}}^2 + H_{p\_max}^2} \cdot \sin \frac{\gamma}{2}, \quad (3.107)$$

Если в результате расчётов суммарный расход истечения через пазухи и из под полотнища затвора получится меньше расхода проходящего через один речной пролет рассчитанный ранее:  $Q_{з.А} = Q_{pn} / n$ , (где  $n$  – количество речных пролётов), необходимо произвести соответственное увеличение ширины затвора в свету и соответственно ширины речного пролета.

Внедрении представленной конструкции Г-образного затвора автомата уровня верхнего бьефа на реках Иссык-Ата и Мерке доказало высокую его эффективность при пропуске паводковых расходов, сбросе в нижний бьеф наносов, плавающего сора и шуго-ледовых образований. При этом ширина речного пролета составляла 4,0 м, а расчётная глубина 1,85 м. Увеличение регулируемой расчетной глубины более 2,0 м вызывает рост массы противовеса и повышенную металлоёмкость конструкции.

### **3.9 Состав проектов строительства речных гидротехнических сооружений**

Строительство речных гидротехнических сооружений ведётся в соответствии с проектной документацией, которая составляется в строгом соответствии с действующими нормами, правилами и отраслевыми положениями государственного образца страны, на территории которой находится строительная площадка. Эти нормы устанавливают по-

рядок разработки, согласования, утверждения и состав проектной документации на строительство. Они включают возведение новых или расширение, модернизацию, техническое перевооружение, реконструкцию, реставрацию, капитальный ремонт) существующих объектов.

Новое строительство, реконструкция, реставрация, расширение, техническое переоснащение, модернизация, **капитальный** сооружений речных гидрозлов без утвержденной проектной документации в установленном порядке не допускается. Утверждение производится в уполномоченных специализированных государственных органах по архитектурной, градостроительной и строительной деятельности.

### **3.9.1 Порядок составления проектной документации**

Проектирование сооружений речных гидрозлов может проводиться физическими и юридическими лицами, имеющими лицензии на соответствующие виды изыскательской и проектной деятельности в сфере гидротехнического строительства.

Разработка проектной документации осуществляется на основании:

- договора подряда (контракта) на выполнение проектных работ, который заключается между заказчиком строительства и проектировщиком в порядке, установленном законодательством;
- задания на проектирование, составляемого в соответствии с Приложениями 3 и 4.

В Договоре указываются:

– виды и объемы работ, которые исполнитель (проектировщик) будет передавать субподрядчику. При этом не допускается передача на субподряд в совокупности более двух третей предусмотренных проектных работ;

– условия ведения авторского надзора либо отсутствия в его необходимости.

Задание на проектирование составляется: заказчиком, его уполномоченным лицом, исполнителем – проектировщиком. Оно становится обязательным для сторон с момента подписания - утверждения заказчиком и является неотъемлемой частью договора на проектирование. Форма технического задания приведена в Приложении 3

При подписании договора заказчик должен передать подрядчику утвержденное задание на проектирование, а также другие исходные данные, приведённые п. 3.1, необходимые для разработки проектной документации.

При разработке проектной документации на строительство речного гидроузла не допускается увеличение расчетной стоимости, строительства определённой на этапе ТЭО без соответствующего обоснования.

В разделах или книгах проектной документации на листах «Общие данные» графических материалов (основных чертежей) должна содержаться запись о соответствии материалов государственным нормативным требованиям подписанная главным инженером проекта речного гидроузла.

Титульный лист «Общей пояснительной записки» должен содержать подписи руководителя проектной организации, главного инженера проекта и ответственного исполнителя по каждому разделу проектной документации. Указанные записи оформляются в соответствии со стандартами: «Системы проектной документации для строительства» (СПДС).

На проектную документацию не распространяются нормы и положения новых (измененных или дополненных) государственных и межгосударственных нормативов, введенных в действие после срока подписания договора, если иное не предусмотрено соответствующим законом. По усмотрению заказчика и при согласовании с проектировщиком в процессе проектирования могут быть проведены мероприятия по своевременному внесению в проектную документацию поправок, связанных с изменениями нормативных требований.

Разработанная проектная документация, которая содержит запись главного инженера проекта о соответствии проекта (П) или рабочего проекта (РП) требованиям государственных нормативов, не подлежит дополнительному согласованию с государственными органами или иными инстанциями.

Если проектная документация на реконструкцию, техническое перевооружение или капитальный ремонт существующих объектов не требует отвода дополнительного земельного участка или изменения транспортных или коммуникационных связей, не ухудшает первоначально заложенные архитектурно-эстетические, инженерно-технические,

противопожарные, противовзрывные и санитарные качества, а также состояния окружающей среды, то дополнительное согласование проектных решений с государственными органами надзора и контроля и другими специализированными организациями не производится.

### **3.9.2 Порядок утверждения проектной документации**

После утверждения в установленном порядке проектная документация на строительство сооружений речных гидрозлов считается законченной. При этом до утверждения производится государственная экспертиза. Государственная экспертиза осуществляется юридическим лицом, уполномоченным Правительством страны, по объектам, отнесенным к ее исключительной компетенции в соответствии с действующим законодательством. Проектная документация на строительство не прошедшая государственную экспертизу считается незавершенной и не подлежит утверждению и дальнейшей реализации.

Проектная документация на строительство объектов представляется на утверждение заказчику не позднее трех месяцев после получения положительного заключения государственной экспертизы.

При этом утверждению подлежит:

- при одностадийном проектировании - рабочий проект (РП);
- при двухстадийном проектировании - проект (П), разрабатываемый на первой стадии. Рабочая документация выполненная, на стадии рабочего проекта (РП), не подлежит экспертизе и утверждается заказчиком.

Корректировка проекта и его переутверждение, связанные с увеличением ранее утвержденной сметной (расчетной) стоимости строительства, осуществляется только при наличии решения соответствующей бюджетной комиссии.

При финансировании строительства за счет государственных средств порядок утверждения проектной документации производится постановлением Правительством страны.

Проектная документация, по которой в течение трех и более лет после ее утверждения не начато строительство, считается устаревшей, и требует для использования приведения в соответствие с действующими государственными нормативами и повторного утверждения.

### **3.9.3 Состав и содержание проектной документации при одностадийном проектировании**

В состав одностадийного рабочего проекта (РП) на строительство объектов производственного назначения как правило входят:

1. Паспорт рабочего проекта, который составляется в форме обобщения информации о проектируемом объекте с кратким описанием назначения и особенностей проектируемого объекта, указанием основных параметров, характеристик и технико-экономических показателей.

2. Энергетический паспорт объекта составляется согласно заданию на проектирование. Он составляется в форме информации об энергетических характеристиках объекта, определенных в соответствии с требованиями технических регламентов и действующих нормативных документов, в том числе включает данные по энергосбережению и энергопотреблению, включает расчеты по тепловой защите ограждающих конструкций зданий и сооружений.

3. Общая пояснительная записка, включающая разделы: генеральный план и транспорт; технологические решения; архитектурно-строительные решения; инженерное оборудование, сети и системы; мероприятия по предупреждению чрезвычайных ситуаций; организация строительства; охрана окружающей природной среды.

4. Сметная документация.

5. Рабочие чертежи объекта строительства.

б. Сводная ведомость потребности основных строительных материалов, изделий, конструкций и оборудования, которая утверждается заказчиком.

Общая пояснительная записка включает основные сведения и пояснения по каждому разделу рабочего проекта, в том числе:

- основание для разработки проекта, исходные данные для проектирования, сведения о социально-экологических условиях района строительства;

- сведения о проведенных согласованиях проектных решений;

- подтверждение соответствия разработанной проектно-сметной документации государственным нормам, правилам, стандартам, исходным данным, а также техническим условиям и требованиям, выданным органами государственного надзора и заинтересованными организациями, и лицами при согласовании места размещения объекта, оформленные в установленном порядке согласования об отступлениях от действующих нормативных документов;

- основные показатели по генеральному плану, в том числе: краткую характеристику района и площадки строительства, решения и показатели по генеральному плану, внутриплощадочному и внешнему транспорту, выбор вида транспорта;

- сведения об инженерно-геологических, гидрогеологических условиях площадки строительства, требования по сносу, переносу зданий и сооружений, соблюдение правил застройки, градостроительной концепции, мероприятия по благоустройству территории;

– краткая характеристика предприятия, сооружения и входящих в его состав производств, данные о проектной мощности и номенклатуре, качестве, а также технологических решений производства, состав и обоснование применяемого оборудования, сведения о конкурентоспособности, техническом уровне продукции, водохозяйственные характеристики, потребности в топливе, воде, тепловой и электрической энергии, комплексном использовании водных ресурсов реки, отходов производства, вторичных энергоресурсов;

– краткое описание и обоснование архитектурно-строительных решений по основным сооружениям и зданиям их конструктивные схемы, фундаменты, несущие и ограждающие конструкции, перекрытия и кровельные покрытия и др.;

– мероприятия по обеспечению жизнедеятельности инвалидов и иных маломобильных групп населения и обоснование решений по теплозащитным свойствам ограждающих конструкций и принципиальных решений по снижению производственных шумов и вибраций, бытовому, санитарному обслуживанию работающих;

– решения инженерных сетей, систем и оборудования по водоснабжению, канализации, теплоснабжению, газоснабжению, электроснабжению, отоплению, вентиляции и кондиционированию воздуха, по обеспечению инженерными системами (связь и сигнализация, радиодификация и телевидение, а также противопожарные устройства, молниезащита и др.), диспетчеризация и автоматизация управления инженерными системами;

– мероприятия по контролю за расходом воды, топлива, тепловой и электрической энергии, включая установку приборов контроля, учета, и регулирования их потребления;

– инженерно-технические мероприятия по предупреждению чрезвычайных ситуаций и по взрыво- и пожаробезопасности;

– общие сведения по организации строительства с учетом обеспечения безопасности труда и условий охраны труда работающих, санитарно-эпидемиологические мероприятия;

– сведения об охране окружающей среды с учетом данных о количестве и составе вредных выбросов в атмосферу и сбросов в водные источники и технические решения по предотвращению (сокращению) выбросов и сбросов вредных веществ в окружающую среду;

– технико-экономические показатели, полученные в результате разработки проекта, их сопоставление с показателями утвержденного технико-экономического обоснования, либо обоснования инвестиций в строительство объекта.

Сметная документация проекта, разрабатывается на стадии рабочего проекта. Она должна содержать:

– пояснительную записку, в которой приводятся данные примененной сметно-нормативной базы, уровень цен и другие сведения, отличающие условия данного строительства;

– сводный сметный расчет и сметный расчет стоимости строительства;

– объектные и локальные ресурсные сметы;

– сводная ведомость потребности в ресурсах.

По каждому разделу проекта разрабатываются рабочие чертежи, отвечающие по составу и содержанию требованиям СПДС.

Состав рабочего проекта на строительство линейных сооружений устанавливается ведомственными нормативными документами.

Более подробную информацию по составу одностадийных и двухстадийных проектов сооружений речных гидроузлов можно найти в СН РК 1.02-03-2011 [68].

Обязательная графическая часть проектов сооружений речных гидроузлов включает:

1. Генеральный план проекта, оформляется отдельной книгой, в которую входят отдельными листами: ситуационная схема; общие указания; технико-экономические показатели; план с экспликацией объектов строительства; разбивочный план; план организации рельефа; план озеленения; картограмму земляных работ; генплан малых архитектурных форм (МАФ); план проездов, тротуаров, дорожек и разворотных площадок; план инженерных сетей.

2. План, продольный и поперечные профили по сооружениям гидроузла;

3. Чертежи узлов сооружений (Планы, разрезы, сечения, узлы);

4. Металлические конструкции сооружений;

5. Арматурно-опалубочные чертежи блоков железобетонных и бетонных сооружений.

## **4. ОСОБЕННОСТИ ПРОЕКТИРОВАНИЯ СЕЛЕЗАЩИТНЫХ СООРУЖЕНИЙ**

При проектировании противоселевых сооружений прежде всего определяют характеристики селевых потоков, которые образуются при выпадении дождей, таянии снега, при прорыве ледниковых озер или других горных водоемов. Это производится на основе результатов комплексных топографических, геолого-геоморфологических и гидрометеорологических изысканий, а также государственных и межгосударственных методик расчетов.

При проектировании противоселевых защитных сооружений следует выполнять требования действующих СНиП «Гидротехнические сооружения основные положения» и «Бетонные и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений» [33, 68]. Также рекомендуется учитывать требования и условия СП РК 2.03-108-2017 Проектирование селезащитных сооружений и ОДМ 218.2.052-2015 Проектирование и строительство противоселевых сооружений для защиты автомобильных дорог.

### **4.1 Нагрузки и воздействия от селевых потоков**

Проектирование противоселевых сооружений производится на основном сочетании нагрузок и воздействий и учитываются [33]:

- а) собственный вес сооружения;
- б) вес грунта, сдвигающегося вместе с сооружением, и боковое давление грунта со стороны верхнего и нижнего бьефов;
- в) давление наносов, отложившиеся перед сооружением;
- г) гидростатическое и фильтрационное давление подземных вод;
- д) статическое давление отложившейся массы расчетного селевого потока, статическое и динамическое давление движущегося селевого вала **этого же потоков**. Эта нагрузка учитываются при проектировании селезадерживающих, селепропускных и селенаправляющих сооружений.

При проектировании подпорных сооружений крупных селехранилищ проводятся расчеты на особое сочетание нагрузок и воздействий. То есть учитываются нагрузки основного сочетания и одна из особых нагрузок:

- е) сейсмические воздействия;
- ж) воздействие селевого потока, вызванного речными паводковыми расходами с расчетной обеспеченностью более 0,01 %.

Указанные нагрузки применяют взамен воздействия (д).

Нагрузки и воздействия для расчета сооружений используемых в строительный и эксплуатационно-ремонтный периоды принимаются **по-особому сочетаниям** в наиболее неблагоприятных случаях. При этом учитываются типы селевых потоков и распределения селевых масс в селехранилищах.

Для расчета сооружений на воздействия грязекаменных потоков высокой плотности рекомендуется рассматривать предельный случай движения селевого потока с плотностью ( $2500 \text{ кг/м}^3$ ).

При подходе первого вала грязекаменного селевого потока к сооружению он будет оказывать на сооружение динамическое воздействие. При подходе последующих валов селевой массы будет происходить подъем уровня селевой массы по модели тяжелой жидкости. Боковое давление селевых масс на сооружение после заполнения селехранилища до НПУ также определяется по модели тяжелой жидкости (рисунок 4.1) [33, 69]. Рассматриваются только основные сочетания нагрузок без сейсмического воздействия.

Дальнейший процесс уплотнения селевой массы связан с отжатием и удалением поровой воды из материала взвеси. При расчетах рассматриваются особые сочетания нагрузок с учетом сейсмического воздействия.

При отсутствии свободной воды в селевой массе процессы фильтрации в основании сооружений и в теле плотин из грунтовых материалов не развиваются. Однако, свободная вода может покрывать поверхность селевых отложений в результате поступления естественного стока реки и в виде постселевого водного паводка. Поэтому необходимо рассматривать соответствующую модель фильтрации.

Кроме того, возможна схема, когда распад грязекаменного селевого потока низкой плотности ( $1500\text{--}1800 \text{ кг/м}^3$ ) и седиментацию круп-

ных фракций, которая происходит в хвостовой и средней частях селехранилища, а к сооружению подходит только вязкая суспензия. Давление на сооружение будет определяться давлением суспензии.

Нагрузки, воздействующие на противоселевые сооружения от селевых грязекаменных потоков высокой плотности, рассчитывают по формулам:

а) статическое давление отложившейся массы селевого потока  $P_{ст}$ , Па, в точке находящейся на глубине  $H$ , в течение времени аккумуляции селевого потока определяют по формуле [69]:

$$P_{ст} = g\rho_c H, \quad (4.1)$$

$g$  – ускорение силы тяжести;

$\rho_c$  – плотность селевого потока;

$H$  – глубина погружения поверхности рассматриваемой точки.

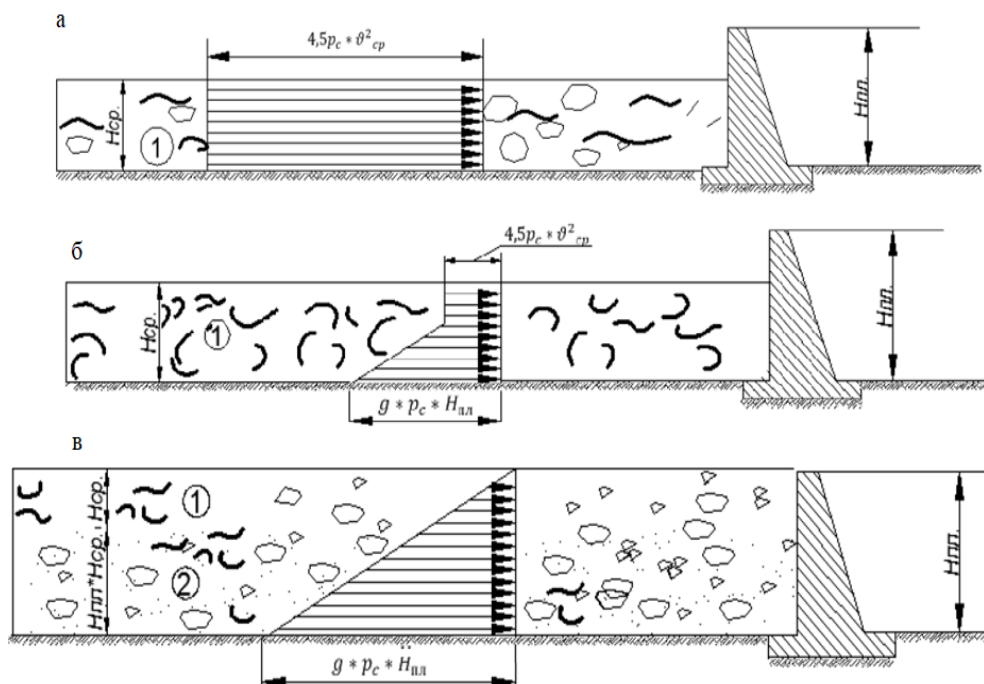


Рисунок 4.1 – Схемы для определения нагрузок на селезащитные подпорные сооружения от грязекаменных селей высокой плотности: а – высоких ПЛОТИН:

а – условия эксплуатации в период прохождения первого вала селевого потока при  $4,5\rho_c v_{ср}^2 > g\rho_c H_{ср}$ ; б – условия эксплуатации при  $4,5\rho_c v_{ср}^2 < g\rho_c H_{ср}$ ;

в – эпюра давления на плотину при подходе к ней последующего селевого вала, поступающему в заполненное ранее селехранилище; 1 – движущийся вал селевого потока; 2 – ранее отложившаяся масса этого же селевого потока

б) суммарное значение статического и динамического давлений селевого потока  $P_d$ , Па, на плоскую перпендикулярную поверхность к движению, рассчитывают по формуле:

$$P_d = 4,5\rho_c v_{cp}^2, \quad (4.2)$$

где  $v_{cp}$  – средняя скорость селевого потока при подходе к сооружению;

в) статическое давление вязкой суспензии селевого потока РСТ (Па) «в точке», находящейся на глубине  $H$  (м) в течение времени аккумуляции селевого потока, следует определять по формуле:

$$P_{ст} = g\rho_{сус}H, \quad (4.3)$$

$\rho_{сус}$  – плотность суспензии при остановке селевого потока;

г) статическое давление отложившейся массы селевого потока определяется по обычной схеме расчета с отдельным учетом гидростатического давления воды и давления отложенных наносов, который рассчитывается по формуле [33]:

$$P_H = g(\rho_{нв} - \rho)H_n \times tg^2(45^\circ - \varphi_n/2), \quad (4.4)$$

где  $\rho_{нв}$  – плотность водонасыщенного грунта селевого потока;

$H_n$  – высота наносов перед плотиной;

$\varphi_n$  – угол внутреннего трения грунта наносов.

Схемы для определения нагрузок на селезащитные сооружения – высоких плотин приведены на рисунке 4.1.

При входе в селехранилище наносоводных потоков и по мере наполнения емкости будет происходить сегрегация селевой массы. При сегрегации твердая составляющая откладывается на дне вместе с частью жидкой составляющей в виде поровой воды, а часть жидкой составляющей покрывает отложения достаточно мощным слоем. Конечная глубина заполнения селехранилища твердой и жидкой составляющими определяется их балансом в селевой массе и сбросом части жидкой составляющей в процессе наполнения селехранилища.

При осаждении твердой составляющей в селехранилище распределение фракций грунта по длине селехранилища происходит по схеме заиления водохранилища с переменным уровнем воды: крупные фракции будут откладываться в хвостовой части. Затем зона их отложений отдалается по мере наполнения селехранилища. Распределение фракций по длине селехранилища зависит от размеров ложа, расхода селевого потока и интенсивности подъема уровней селевой массы. Мелкие глинистые частицы не успеют осесть и во взвешенном состоянии присутствуют в поровой воде и в поверхностной воде, сливаемой в нижний бьеф через эксплуатационные водосбросы.

Дальнейший процесс уплотнения отложений селевой массы (после выпуска жидкой фазы через водосбросные сооружения) будет происходить по мере удаления жидкой фазы из пор отложений в результате фильтрации.

Статическое давление селевых отложений на сооружение определяется по схеме расчета водоподпорных гидротехнических сооружений – с отдельным учетом гидростатического давления воды и давления селевых отложений (рисунок 4.2) [69].

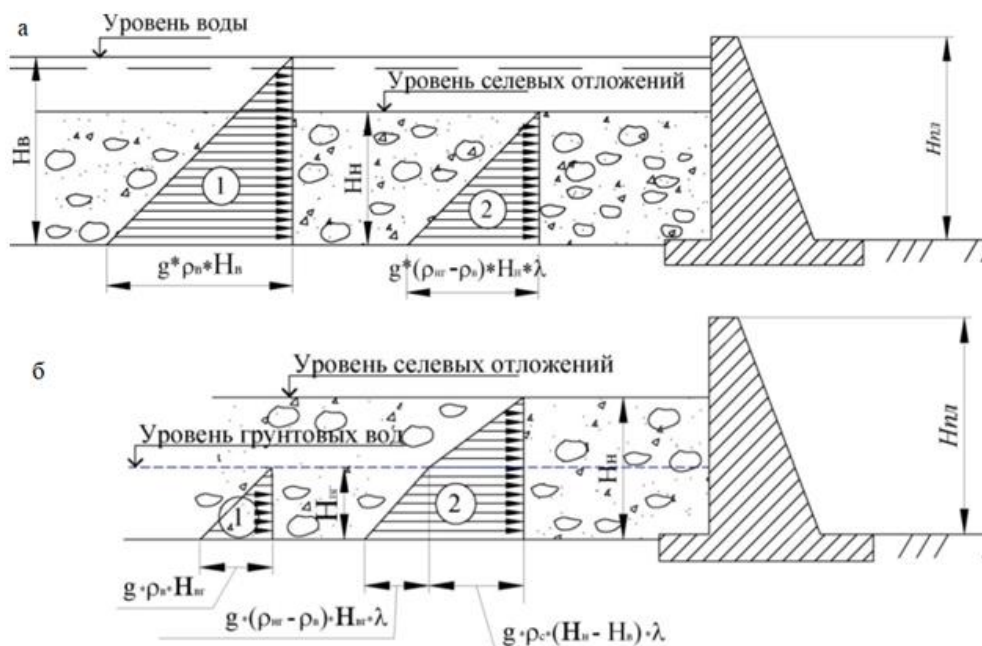


Рисунок 4.2 – Схемы к определению нагрузок на сооружения от наносоводного селевого потока: а – эксплуатационный случай I; б – эксплуатационный случай II; 1 – эпюра давления воды или давления грунтовых вод; 2 – эпюра бокового давления грунта селевых отложений;  $H_{в}$  – глубина воды перед плотиной;  $H_{н}$  – высота отложений наносоводного селя;  $H_{нг}$  – глубина грунтовых вод перед плотиной после сработки воды в селехранилище и осушения селевых отложений;  $\rho_{н}$  – плотность грунта селевых отложений в водонасыщенном состоянии: эксплуатационный случай I – в рыхлом сложении, эксплуатационный случай II – в состоянии после естественного уплотнения;  $\rho_{с}$  – плотность грунта селевых отложений при естественной

влажности (после сработки воды в селехранилище и осушения селевых отложений);  $\rho_v$  – плотность воды;  $\lambda$  – коэффициент бокового давления грунта селевых отложений

Процессы фильтрации в основании сооружений и в теле плотин из грунтовых материалов учитываются по модели фильтрации с переменным уровнем воды.

На приведённых схемах нагрузок и воздействий на противоселевые сооружения селевыми наносоводными потоками показано два эксплуатационных случая.

Эксплуатационный случай I – аккумуляция селевого потока в селехранилище (см. рисунок 4.2а). Здесь происходит сегрегация селевой массы с разделением на воду и селевые отложения (рассмотрен момент наполнения селехранилища до НПУ). Учитывается давление воды на поверхность сооружения и давление только что отложившихся селевых масс по типу давления наносов. При этом рассматриваются только основное сочетание нагрузок.

Эксплуатационный случай II – ситуация перед плотиной после сработки воды и частичного осушения селевых отложений (см. рисунок 4.2б). Учитывается давление уплотнённых селевых отложений как давление грунта на поверхность сооружения. Учитывается давление грунтовых вод непосредственно на поверхность сооружения при различных положениях этого уровня. Рассматриваются как основные, так и особые сочетания нагрузок с учетом сейсмического воздействия.

## 4.2 Надежность и безопасность селезащитных сооружений

При проектировании селезащитных сооружений определение расчетных характеристик селевых потоков, образующихся в результате: выпадении дождей; таянии снега и при прорыве ледниковых и других горных водоемов, следует производить на основе результатов комплексных изысканий. Расчет водной составляющей ливневых селей следует производить по МЕЖ 3.04-101-2005 «Определение основных гидрологических характеристик», а для гляциальных селей – по обобщенным эмпирическим зависимостям характеристик ледниково-прорывных паводков от размеров ледников.

Расчетная ежегодная вероятность превышения максимальных расходов ливневых паводков, вызывающих селевые потоки принимается [69]:

- для плотин различных классов – согласно действующих СНиП;
- для прочих селезадерживающих, а также для селепропускных и селенаправляющих сооружений III-го класса – 0,5 %, IV-го класса капитальности – 1 %;
- стабилизирующих и профилактических плотин – 2 %;
- водорегулирующих плотин – 1 %.

Расчет несущих конструкций селезащитных сооружений и их оснований на силовые и другие воздействия, определяющие напряженное состояние и деформацию конструкций и оснований, следует производить по предельным состояниям, которые указаны в п. 3.2.2.

Сложные вопросы гидравлических и фильтрационных режимов, устойчивости сооружений и их оснований к статическим и динамическим нагрузкам, рекомендуется решать путем специально поставленных теоретических и экспериментальных исследований. Для сооружений I и II классов при отсутствии надежных теоретических методов расчета и проверенных ранее проектных решений лабораторные исследования обязательны.

### 4.3 Определение емкости селехранилища и уравнительного уклона

Селезадерживающие сооружения с образованием селехранилищ, создают для защиты ответственных народнохозяйственных объектов с целью задержания твердой и части жидкой составляющих селевого потока.

Для сооружений подпорного створа селехранилищ, расчетная отметка нормального подпертого уровня *НПУ* объема принимается равной отметке гребня поверхностного водосброса-селесброса. Этот объем селехранилища является полезным и должен вмещать один расчетный сель. Максимально возможный объем водохранилища *ФПУ* определяет глубину воды над гребнем поверхностных водосбросов-селесбросов. Он учитывается при определении полного объема селехранилищ.

Расчетный полный объем селехранилища определяется по формуле [69]:

$$V = W_c - W_{сбр} + TW_{ср}, \quad (4.5)$$

где  $W_c$  – максимальный объем расчетного селя в створе плотины;

$W_{сбр}$  – объем водной (жидкой) составляющей, сбрасываемой в нижний бьеф в процессе аккумуляции;

$T$  – время заиления селехранилища, принимается не менее 25 лет;

$W_{\text{сбр}}$  – среднегодовой объем аккумулируемых в селехранилище наносов приходящих при водных паводках рек (исчисляемый для ряда лет, не включающего годы с селевыми паводками).

При проектировании глухих плотин без поверхностного водосброса-селесброса объем селехранилища должен обеспечивать задержание как минимум двух селей (с расчетными значениями объемов и расходов селей различного генезиса, формирующимися практически одновременно). Расчетный объем селехранилища при этом может определяться по формуле:

$$V = 2W_c + TW_{\text{ср}}, \quad (4.6)$$

Расчетный объем селевого потока  $W_c$  определяется с учетом условий:

– для селевых потоков, вызываемых ливневыми паводками равного объему селевого потока с расходом расчетной обеспеченности соответствующей классу капитальности плотины;

– для селевых потоков другого генезиса рассчитывается на основании результатов изысканий и изучения следов прошедших селей. Для селей, вызываемых прорывом ледниковых озер, на предварительных стадиях – по обобщенным эмпирическим формулам в зависимости от размеров ледников.

Для грязекаменного селя высокой плотности рассматривается процесс заполнения селехранилища селевой массой с аккумуляцией в селехранилище. При этом полезный объем селехранилища должен вмещать полный расчетный объем селя для основного и поверочного расчетного

случаев без учета сброса в нижний бьеф жидкой составляющей (суспензии).

Для наносоводного селя ливневого происхождения рассматривается процесс заполнения селехранилища селевой массой при аккумуляции всего объема твердой и части объема жидкой составляющих в селехранилище при сбросе части жидкой фазы потока в нижний бьеф с учетом следующих условий:

а) для основного расчетного случая:

– в нижний бьеф сбрасываются расходы воды меньше селеформирующих расходов;

– максимальный уровень воды (жидкой составляющей) не должен превышать *НПУ*. Объемы воды в нижний бьеф пропускаются только через глубинный эксплуатационный водосброс.

б) для поверочного расчетного случая:

– допускается сброс в нижний бьеф объемов воды с расходом, превышающим селеформирующий;

– уровень воды будет соответствовать *ФПУ*, часть расхода будет сбрасываться через поверхностный водосброс-селесброс. В этом случае необходимо рассмотреть возможность и целесообразность устройства в нижнем бьефе плотины зарегулированного русла, рассчитанного на пропуск воды из селевого потока в размере суммарного сбросного расхода, проходящего через донный эксплуатационный водосброс и через селесброс.

При определении высоты плотины оборудованной водосбросом-селесбросом, для грязекаменных селей рекомендуется учитывать уравнительный уклон селевых отложений (для наносоводных селей уравнительный уклон равен нулю).

Форма уравнительной поверхности селевых отложений в селехранилище при прохождении селей высокой плотности определяется равенством сдвигающих и удерживающих сил. В наиболее часто встречающихся ситуациях, когда дно селехранилища аппроксимировано наклонной плоскостью с углом наклона  $0 - 5^\circ$ , над селехранилищем формируется наклонная поверхность селевых отложений (рисунок 4.3).

Уравнение, предложенное для определения уравнительной поверхности селевых отложений в селехранилище, имеет вид [69]:

$$h_i = -k \times \ln|H_n - l_i \operatorname{tg} \alpha| + C, \quad (4.6)$$

где  $h_i$  – значения мощности отложений в селехранилище;

$k$  – расчетный коэффициент, определяется в зависимости от предельного напряжения, плотности селя глубины отложений и рассчитывается по формуле:

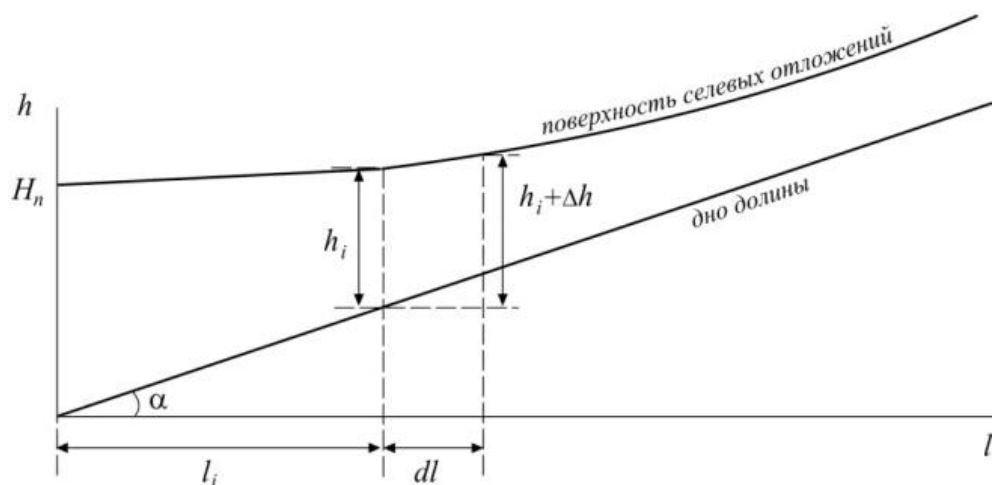


Рисунок 4.3 – Расчетная схема уклонной поверхности селевых отложений в селехранилище

$$k = \frac{\tau_{см}}{\rho_c g t g \alpha}, \quad (4.7)$$

$\tau_{см}$  – предельное напряжение сдвига селевой массы, Н/м<sup>2</sup>;

$\rho_c$  – плотность селевой массы;

$\alpha$  – продольный уклон дна селехранилища, град;

$H_n$  – глубина отложений в створе плотины, м;

$l_i$  – расстояние от плотины, м;

$C$  – постоянная интегрирования.

При  $l_i = 0$  и  $h_i = H_n$  постоянная интегрирования равна:

$$C = H_n + k \ln |H_n|.$$

Если длина отложений в селехранилище соизмерима с мощностью разового отложения селя в уравнение (4.7) вводится поправочный коэффициент  $k_1 = 1 + 3s \sin \alpha$ . При этом формула 4.6 примет вид:

$$h_i = -k_1 k \times \ln|H_n - l_i \operatorname{tg} \alpha| + C, \quad (4.8)$$

Эти зависимости используются для определения объемов селевых отложений в аккумулирующихся в селехранилищах с поверхностью, отличающейся от горизонтальной.

Параметры конструкций сооружений водосбросов-селесбросов определяются из условия обеспечения сброса воды (суспензии) при всех возможных уровнях заполнения верхнего бьефа жидкой составляющей селевой массы.

#### 4.4 Выбор створа и типа плотины селехранилища

Для создания подпорных створов селехранилищ, в которых останавливаются селевые потоки и создают значительные по величине воздействия на окружающие поверхности применяются различные типы гидротехнических плотин:

1) глухие плотины из грунтовых материалов; бетонные и железобетонные гравитационные, контрфорсные, арочные, ячеистые плотины;

2) водосливные бетонные плотины – с особенностями их конструкций, соответствующих их назначению как селезадерживающих и водосбросных сооружений.

3) сквозные конструкции плотин в виде: сборных железобетонных элементов, сетчато-тросовые уловителей и др.

Выбор створа плотины для создания в русле селехранилища производится с учетом:

- места расположения защищаемых объектов;
- селеопасности выше расположенных участков реки;
- возможностей создания необходимой емкости.

Размещение подпорного створа плотины на участке селевого русла выбирается с учетом:

- топографических и геологических условий оснований, бортов и склонов долины реки;

– размещения существующих защищаемых объектов в районе строительства.

При выборе створа производится технико-экономической сопоставление нескольких компоновок речных селезащитных гидроузлов с подбором типов и конструкций составляющих сооружений для выбора оптимально варианта.

Высота плотины и топографические условия вышележащего участка русла определяют емкость селехранилища, которая сравнивается с результатами расчетов параметров селевых потоков и характеристик процесса заполнения емкости. В общем случае выбор типа плотины для конкретного створа производится в зависимости от:

1. Физико-географических характеристик: топографических, геологических; гидрогеологических, гидрологических, климатических и тектонических условий района строительства.

2. Технических характеристик и технологических условий: величины максимально подпора; необходимой емкости; прогнозируемой плотности селевых потоков и расчетный расход максимальной величины, методов наполнения селехранилища и сброса жидкой составляющей.

3. Условий организации и **производство** строительства и эксплуатации: пропуск строительных расходов; наличие и пригодность местных строительных материалов, удалённость строительной площадки от ближайших железнодорожной станций и автомобильных дорог, срок

сдачи гидроузла в эксплуатацию, реализация действующих требований управления эксплуатацией.

Для размещения на скальных основаниях, в зависимости от местных, производственных условий и технико-экономических показателей, рекомендуется рассматривать следующие типы плотин:

1. В условиях широких русловых участков устраиваются подпорный створ селехранилища формируется из комбинации бетонных и грунтовых плотин. При этом на водосбросных участках (в зоне отводящего русла) возводятся бетонные и железобетонные плотины облегченных конструкций, пойменные участки створа перекрываются глухими грунтовыми плотинами из местных строительных материалов;

2. В условиях высоких и узких скальных ущелий строятся арочные, арочно-гравитационные плотины или глухие плотины из местных строительных материалов. При равных технико-экономических показателях предпочтение отдают плотинам из местных грунтов.

Также на нескальных грунтах в основании подпорного створа рекомендуется применять плотины из местных грунтовых материалов.

Ширину гребня плотин определяют в зависимости от условий производства работ, эксплуатации и использования гребня для прохода, проезда и удобства выполнения эксплуатационных операций.

При выборе конструкции сквозной плотины в качестве противоселевого защитного сооружения необходимо учитывать результаты их эксплуатации. То, что сквозная плотина задерживает не только круп-

ные фракции твердого компонента селевой массы, но и её жидкую составляющую. При этом сквозная плотина, после непродолжительной эксплуатации, будет относиться к виду глухих плотин. Перелив селя через гребень плотины вызывает ее разрушение в результате падения глыб на отдельные элементы плотины.

Опыт эксплуатации габионов, устанавливаемых для укрепления речных берегов, свидетельствует:

– конструкция и материал клетки должны соответствовать наиболее крупным фракциям твердой составляющей селевой массы, так как при разрушении габиона камни конструкции вовлекаются в селевой процесс, увеличивая расход селя и его плотность;

– использование габионов для укрепления речных берегов без укрепления размываемого дна русла не допускается.

## 4.5 Грунтовые плотины селехранилищ

Плотины из грунтовых материалов следует проектировать согласно требованиям действующих нормативных документов [59], но с облегченными требованиями в отношении противифльтрационных устройств [69].

При устройстве плотин из грунтовых материалов, оборудованной поверхностным водосбросом-селесбросом рекомендуется применять каменно-земляные или земляные конструкции с низовым каменным дренажным банкетом (см. рисунки 2.7, 2.8 и таблицу 3.3).

При строительстве грунтовых плотин без поверхностного водосброса-селесброса рекомендовано применять каменно-набросные и каменно-земляные плотины (см. рисунок 2.8).

Конструкция грунтовой плотины выбирается с учетом видов местных пригодных для строительства грунтов, расположенных поблизости от створа строительства. Следует предусматривать возможность более полного использования грунтов из полезных выемок, формируемых при углублении дна, а также грунтов из карьеров в зоне селехранилища (в его безлесных участках). Это позволяет увеличить полезную емкость. В случае отсутствия необходимого объема местных строительных материалов вблизи створа или невозможности их использовать по природоохранным условиям рассматривается вариант строительства с использованием привозных грунтов из отдаленных карьеров.

При использовании грунтов с различными физико-механическими характеристиками рекомендуется рассматривать их зональную укладку в тело плотины - грунты с низким коэффициентом фильтрации и повышенной пластичностью укладываются в центральную и верховую часть профиля.

Выбор грунтовых материалов для тела плотины, противофильтрационных устройств и конструкций дренажа должен быть обоснован соответствующими исследованиями характеристик грунта и камня.

Грунтовые плотины селехранилищ, предназначенные для задержания наносоводных селей и селевых потоков высокой плотности имеющие в своем составе поверхностные водосброс-селесброс, рекомендуется проектировать, без развитых противофильтрационных устройств. Так как [69]:

– грунтовые плотины при наполнении наносоводным селем селехранилищ будут находиться под напором ограниченное время;

– при наполнении селевым потоком высокой плотности емкостей в грунтовых плотинах будет наблюдаться фильтрация воды из слоев, находящихся на поверхности селевых отложений.

В грунтовых плотинах I и II классов капитальности рекомендуется устройство простых противофильтрационных устройств: экранов, понуров, отсыпки при строительстве в центральную часть или верховую часть тела плотины материала с низким коэффициентом фильтрации чем в низовую часть. Устройство противофильтрационных завес, не рекомендуется.

Дренажные устройства в таких плотинах закладываются в виде: дренажных banquetов, наклонного дренажа или трубчатого дренажа, которые проектируются с учетом неустановившейся фильтрации. Создание дренажа уменьшает заложения низового откоса и повышает его устойчивость. Отказ от устройства дренажа допускается при надлежащем обосновании и при возведении плотин на водопроницаемом основании.

Возвышение гребня плотин селехранилищ над гребнем водоприемного оголовка поверхностного водосброса-селесброса принимается не менее высоты вала селевого потока (высота вала принимается равной глубине селевого потока у входа в селехранилище).

#### **4.6 Бетонные и железобетонные плотины селехранилищ**

Бетонные и железобетонные плотины селехранилищ проектируют в соответствии с требованиями действующих нормативных источников СНиП и СП [50, 69, 71]. К применению рекомендуются плотины облегченных железобетонных конструкций:

- 1) железобетонные ячеистые плотины с засыпкой ячеек грунтом;
- 2) контрфорсные с наклонным верховым откосов.

Первые устраиваются на скальных основания и нескальных грунтах, сложенных валунными и гравийно-галечниковыми отложениями, а вторые возводятся на скальных грунтах.

Арочные плотины применяют при наличии в створе благоприятных топографических и геологических, которые зависят от:

– отношения ширины ущелья на уровне гребня плотины к высоте плотины  $V/H$ , которое должно составлять не более 5;

– благоприятных инженерно-геологических условий, характеризующихся скальными дном и берегами, которые отвечают требованиям прочности, водонепроницаемости и отсутствием трещиноватости по контуру упора плотины.

Бетонные и железобетонные водосливные плотины, выполненные в виде водосбросов-селесбросов, располагаются в русловой части подпорного створа, чтобы обеспечивать сопряжение сбрасываемых объемов жидкой составляющей с отводящим руслом реки. Отметка гребня водосбросных плотин назначают равной отметке *НПУ* – без сброса воды (суспензии) через водосброс-селесброс в основном расчетном случае. Отметки поверхностей ограничивающих устоев принимают равной отметке гребня глухих плотин.

Проверку устойчивости на сдвиг бетонных и железобетонных плотин на однородном скальном основании следует производить в направлении сдвига плотины по поверхности сопряжения ее с основанием.

При наличии в основаниях сооружений мест сопряжения слабых прослоев и трещин – направление скольжения при сдвиге сооружения вместе с вышележащими слоями пород происходит по наиболее слабому контакту грунтовых слоев или по линии явно выраженной трещины.

Сдвиг плотин селехранилищ возведенных на нескальных грунтах может происходить при больших нагрузках со стороны верхнего бьефа по наклонной плоскости если:

– в области основании водосливных плотин, у которых в нижнем бьефе расположен водобойный колодец;

– под плотиной развивается смешанный сдвиг с выпором грунтов основания.

Устойчивость бетонных и железобетонных плотин обеспечивают за счет уменьшения собственного веса и с использованием специальных конструктивных мероприятий:

а) устройство анкерных понуров для водной и грунтовой пригрузок тела плотины и для снижения фильтрации под подошвой;

б) применение дренажных устройств в основании и в теле сооружений;

г) строительство сооружений с анкерными креплениями.

## **4.7 Водосбросы-селесбросы**

В подпорных створах речных селезащитных гидроузлов устраиваются следующие виды водосбросов и водовыпусков:

1. Строительно-эксплуатационные глубинные - придонные водосбросы с многоярусными водоприемниками. Они используются, для:

– пропуска расходов воды в строительный период; беспрепятственного пропуска бытовых водных расходов речного русла во все гидрологические периоды;

– сброса жидкой составляющей селевого потока при аккумуляции крупнообломочных материалов в емкости селехранилища. При их строительстве учитывается, что расход сбрасываемый в нижнем бьефе не должен превышать величину селеформирующего расхода подводящего русла реки.

2. Поверхностные водосбросы-селесбросы. Используются для:

– сброса части объемов жидкой составляющей селевого потока, не вмещающейся в селехранилище;

– пропуска селевого потока по транзиту при полном заполнении емкости селехранилища. Рассматривается как резервное мероприятие, реализуемое в случае превышения расхода селевого потока расчетных значений.

#### **4.7.1 Строительно-эксплуатационные придонные водосбросы с многоярусными водоприемниками**

Придонные водосбросы с многоярусными водоприемниками в составе селезадерживающего гидроузла могут совмещать функции временных и постоянных водосбросов, т.е. выполняться функции строительно-эксплуатационных водосбросов. Их возводят в виде туннелей в

скальном борту перекрываемого ущелья, либо в виде галерей, размещаемых в теле подпорной плотины, дно которых совмещают с отметками дна реки. Они имеют многоярусные водоприемники для возможности пропуска воды и суспензии в процессе аккумуляции селя в селехранилище из различных глубин.

Допускается устройство строительно-эксплуатационных водосбросов в виде галереи с многоярусными башенными водоприемниками, располагаемыми в теле плотины из грунтовых материалов. При этом галереи располагаются на коренных грунтах и имеют устройства для предотвращения контурной фильтрации, а многоярусные водоприемники проектируются на различных отметках: от дна до уровней *НПУ*.

Отверстия многоярусных придонных водосбросов для предотвращения закупорки проточных трактов оборудуются решётками, рассчитанными на статическое и динамическое давление селевых масс высокой плотности. Просвет решеток должен обеспечить задержание и отложения в селехранилище фракций наносов крупнее 100 мм. Решетки для удобства очистки их от мусора устанавливают вертикально или с наклоном в сторону нижнего бьефа. С этой целью к каждому второму ярусу водоприемников обеспечивается эксплуатационный подъезд.

В проектах необходимо принимать не менее двух независимых придонных водосбросных галерей (береговых туннелей) или одну галерею (туннель), которая разделяется продольной глухой стенкой. Это

необходимо для обеспечения возможности осмотров и ремонтов в межженный период.

В многоярусных водоприемниках для осмотра и ремонта водосбросных галерей и туннелей перед решетками предусматриваются пазы для установки шандор – ремонтных затворов.

Для защиты придонных водосбросных галерей от истирания наносами при пропуске бытовых речных расходов воды предусматривают покрытие поверхностей гранитными блоками, чугунными плитами и другими материалами устойчивыми к истиранию.

Параметры водосбросных галерей рассчитываются из условий обеспечения безнапорного режима по длиннее транзитной части при пропуске паводковых расходов воды (суспензии).

Для гашения энергии потока воды (суспензии), содержащего взвешенные и влекомые наносы, за водосбросными плотинами предусматривают водобойные колодцы. На концевых участках береговых галерей строительно-эксплуатационных водосбросов размещаются колодцы гасители или концевые устройства с носками и растекателями для создания поверхностного режима сопряжения сбрасываемых струй с потоками воды в отводящем русле.

Гидравлический расчет многоярусных водоприемников производится на случаи наполнения селехранилища со сработкой жидкой составляющей с учетом следующих условий:

– перекрытия селевыми отложениями нижних ярусов водоприемников;

– засорения на 80% решеток верхних ярусов водоприемников, не перекрытых селевыми отложениями.

Как правило, водоприемники должны включаться в работу в автоматически, чтобы по мере заполнения селехранилища и перекрытия селевыми отложениями водоприемников нижних ярусов, в работу вступали верхние водоприемные отверстия.

Для регулирования сбрасываемых расходов (предотвращения превышения значений селеформирующих расходов) предусматривают сужение входного сечения галерей или установку в галереях регулирующих сегментных затворов. При этом необходимо обеспечить доступ к подъемным механизмам затворов (подъезды, подходы), в условиях заполнения селехранилища или транзита селевого потока.

#### **4.7.2 Поверхностные водосбросы-селесбросы**

Поверхностные водосбросы-селесбросы автоматически вступают в работу при поднятии уровней воды и селевых масс выше отметок *НПУ*. Они предусматриваются в подпорном створе селехранилищ в качестве резервных сооружений с целью преодоления аварийных ситуаций. На случай если расходы селевых потоков превысят расчетные величины. Ширина их входного порога назначается равной ширине селевого вала на подходе к селехранилищу.

При наносоводных селевых потоках пропуск воды (суспензии) через поверхностные водосбросы-селесбросы предусматривается только для особого расчетного случая.

Величина сбросного расхода поверхностного водосброса-селесброса определяется расчетами наполнения и сработки жидкой составляющей из селехранилища. Она определяется при условии перекрытия селевыми отложениями нижних отверстий многоярусных водоприемников придонного водосброса и засорение на 80% отверстий его верхнего яруса.

В случае заполнения селехранилища грязекаменными селевыми потоками повышенной плотности предусматривается, что через поверхностный водосброс-селесброс будет пропускаться расход воды (суспензии) постселевого паводка. При этом задается условие: полного перекрытия селевыми массами и сором решеток всех отверстий многоярусных водоприемников.

При использовании поверхностных водосбросов-селесбросов ячеистых плотин со ступенчатой конфигурацией нижней грани – транзитного участка необходимо предусмотреть устройства для предотвращения размыва грунта засыпки ячеек. Для этого используются крепления в виде железобетонных плит или крупного рваного камня. Толщина плит или диаметр камня определяется на основании гидравлических расчетов или исследований с использованием физических моделей.

Параметры водосбросных сооружений селехранилищ I, II и III класса капитальности уточняются с использованием систем математического или физического моделирования.

#### **4.8 Селепропускные сооружения**

В качестве селепропускных сооружений в селевых руслах и бассейнах рек предусматривают:

1. Каналы, которые позволяют пропустить селевой поток через защищаемый объект или в обход его. Они используются для пропуска селевых потоков через населенные пункты, промышленные предприятия и другие объекты хозяйственной деятельности.

2. Селедуки и мосты – для пропуска селевых потоков в зависимости от топографических условий над или под линейными объектами (автомобильные и железные дороги, каналы, газопроводы, нефтепроводы и др.) (Рисунки 4.4, 4.5).



Рисунок 4.4 – Схема устройства селедука для сброса селя над железнодорожным полотном

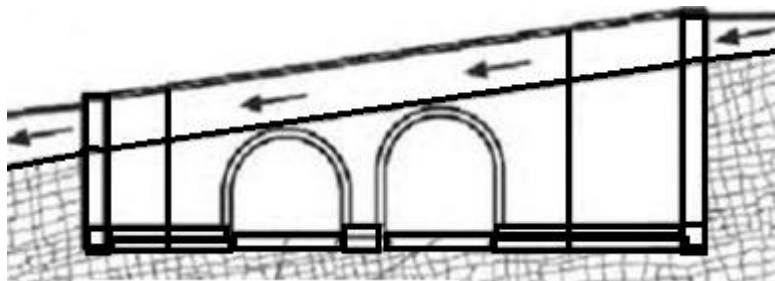


Рисунок 4.5 – Схема устройства селедука для сброса селя над автомобильными дорогами

При проектировании селепропускных сооружений необходимо учитывать:

- инерционность селевого потока, стремление его к прямолинейному движению;
- ударный характер взаимодействия селевых потоков с препятствиями;
- заторный и волновой характер движения селевого потока;
- истирающее воздействие селей на сооружения;
- высокую способность селевого потока к руслопереформированию.

Размеры входных, транзитных и выходных участков селепропускных сооружений, а также размеры отводящих трактов должны определяться с учетом обеспечения условий максимального транзита на участках устройств селевых потоков. При этом приоритетными являются требования:

- уклон дна сооружений должен приниматься не менее среднего уклона подходного участка селевого русла;
- длина селепропускных сооружений принимается не менее 20 размеров ширины селевого потока;
- ширина сооружений, принимается равной средней ширине селевого потока на подходном участке селевого русла;
- при необходимости уменьшения ширины селепропускных сооружений их высота увеличивается. При этом размеры должны обеспечить беспрепятственный пропуск наиболее крупных фракций твердых включений селевого потока;

– продольную геометрическую ось селепропускного сооружения необходимо совмещать с динамической осью селевого потока на подводящих и отводящих участках селевых русел;

– при необходимости поворота трассы сооружения угол смещение осей должен быть не более  $8^\circ$ ;

– строительный запас сооружений над уровнями селевого потока принимается равным  $0,2H_{max}$  (где  $H_{max}$  – максимальная глубина селевого потока), но не менее: 1 м для лотков и 0,5 м для каналов.

#### **4.9 Селенаправляющие сооружения**

Селенаправляющие сооружения предусматриваются на участках селевых русел для направления потоков сторону селепропускных сооружений и отвода селевых потоков от защищаемых объектов. Они применяются для защиты струенаправляющих сооружений в руслах рек, которые предотвращают деформацию границ, защищаемых территории (рисунок 4.6).

Углы заложения селенаправляющих шпор в плане не должны превышать  $8^\circ$  от направления береговой линии.

Параметры: расстояние между шпорами, их длина, строительная высота и углы заложения относительно направления распространения селевого потока, назначаются на основании результатов модельных исследований или по результатам положительной эксплуатации ранее реализованных на практике проектов аналогов.

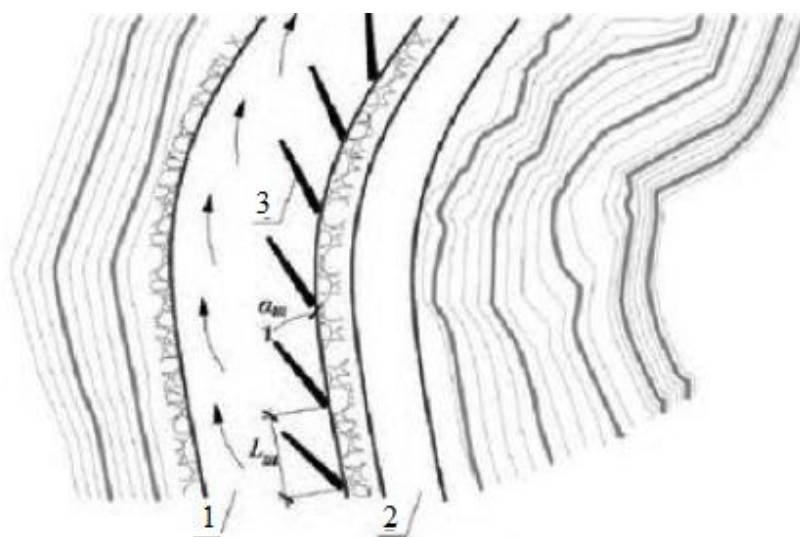


Рисунок 4.6 – Схема устройства узла селенаправляющих шпор:  
1 – селевое русло; 2 – автомагистраль; 3 – шпоры

#### 4.10 Стабилизирующие сооружения

Стабилизирующие сооружения в селевых руслах рек устраиваются в виде каскадов поперечных сооружений распорного или гравитационного типа, что вызывает трансформацию крутого дна селевого русла в ступенчатые участки с горизонтальной поверхностью. Сооружения возводятся из каменной, бетонной кладки или из железобетона в виде барражей, приведённых на рисунке 4.7 [69]. При этом создаются условия способствующие потери части кинетической энергии селевым

потоком, что предупреждает его дополнительное насыщение донными отложениями и вызывает остановку крупных валунов.

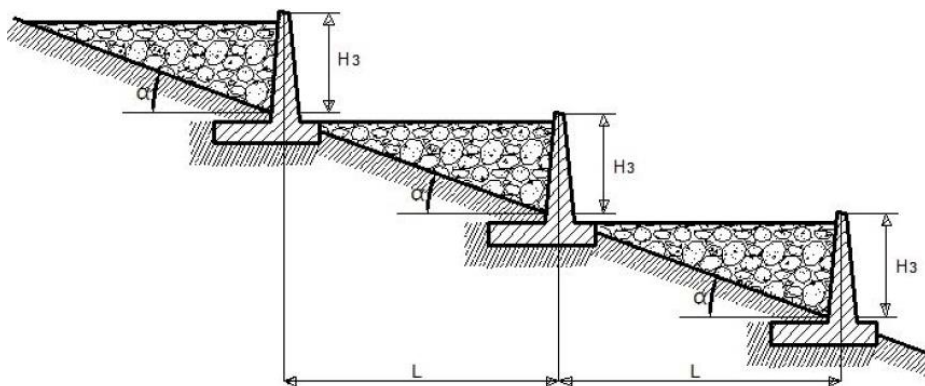


Рисунок 4.7 – Схема расположения стабилизирующих барражей на продольном профиле участка селевого русла.

Размещение каскада барражей, предупреждает развитие эрозии дна вышележащих участков селевого русла и этим реализует защиту всего водотока от проявления потенциальных очагов эрозии.

Вертикальные размеры барражей принимаются в пределах от 2 до 5 м. При высоте барражей менее 3 м, они могут проектироваться из сухой кладки крупного камня с объемом не менее  $1 \text{ м}^3$ .

При проектировании линейного узла стабилизирующих барражей необходимо планировать начало строительства с верхней части регулируемого участка селевого русла.

В случаях необходимости проектируются продольные сооружения для укрепления размываемых береговых склонов.

Особое внимание при строительстве каскадов уделяется вопросу укрепления нижнего бьефа каждого барража наброской из крупного

камня, установкой тетраподов и с возведением водобойных колодцев или запруд. Стабилизация селевого русла считается законченной, когда система регуляционных сооружений охватывает не только основной его участок, но и все второстепенные притоки с участками их сопряжения.

Толщина гребня барража, устраиваемого из каменной кладки на растворе или из бетона может определяться по формуле Демонце:

$$b = 0,5(h - iH), \quad (4.9)$$

где  $H$  – высота барража с низовой стороны;

$h$  – высота барража с верхней стороны;

$i$  – уклон передней грани.

По ширине гребня барража задается вогнутая посередине форма или в центре устраивается трапецевидный или прямоугольный вырез.

На различной высоте от земли в барражах предусматриваются разгрузочные отверстия, размером 0,3х0,3 м, прикрытые с верховой стороны решеткой и дренирующей каменной призмой.

При устройстве запруд в верхнем бьефе барражей особое внимание необходимо уделять конструкции фундаментов и сопряжения стенок с берегами русла. Высокая эродирующая способность селевой массы, в режиме ее перелива через гребень барражных стенок, приводит к размыву берегов, в результате чего может произойти опрокидывание плотины или образование проранов в береговом грунте.

Расстояние по горизонтали между соседними стенками барражей определяется по формуле:

$$L = \frac{H_3}{\operatorname{tg} \alpha'}, \quad (4.10)$$

где  $H_3$  – высота стенки барража над бытовым дном русла;

$\operatorname{tg} \alpha'$  – естественный уклон дна русла перед запрудой.

Пропускная способность стабилизирующих сооружений селевых русел рек должна быть равной речным расходам 2% обеспеченности. Барражные стенки рассчитываются на прочность и устойчивость как подпорные стенки с учетом гидростатического и фильтрационного давления воды и отложившихся наносов.

#### 4.11 Селепредотвращающие сооружения и мероприятия

Террасы-каналы, нагорные каналы в селевых бассейнах применяются для уменьшения величин расходов дождевых паводков путем перехвата склонового стока и перевода его в грунтовые воды или для замедленного отвода в сбросные каналы и русла. Пропускная способность этих сооружений должна обеспечивать отвод паводковых расходов воды с 2% обеспеченностью.

Временные водосбросы устраивают для предотвращения аварийного прорыва ледниковых озер. Такие водосбросы устраиваются в виде траншей, сифоннов, туннелей и др. Схема их возведения определяется

строительными параметрами и характеристиками озерных моренных перемычек. При этом также учитываются возможность доставки и работы строительной техники в сложных условиях рельефа и климата. Здесь рекомендуется использовать компактные механизмы, предназначенные для работы в горных условиях.

В ходе превентивного опорожнения селеопасных озер рекомендуется использование бульдозера и сифона или системы сифонов.

Бульдозер используется для разработки озерной перемычки, а сифоны для откачки воды из озера, его производительность должна превышать расходы воды, поступающих в озерную котловину.

Рекомендованная последовательность действий и операций при опорожнении ледникового озера, представлена рисунке 4.8.

Описанный способ опорожнения селеопасных ледниковых озер имеет высокую эффективность проведения работ с минимальными рисками. При этом требует неукоснительного выполнения правил техники безопасности проведения разработки грунта на современных ледниковых моренах.

Учитывая уровень современных разработок в области сработки объемов воды из прорывоопасных ледниковых озер АО «КазНИИСА» предложена методика создания в створах перемычек постоянных подпорных сооружений, оборудованных водосбросами [69]. Водосбросы таких плотин рассчитываются на пропуск расходов 1% обеспеченности.

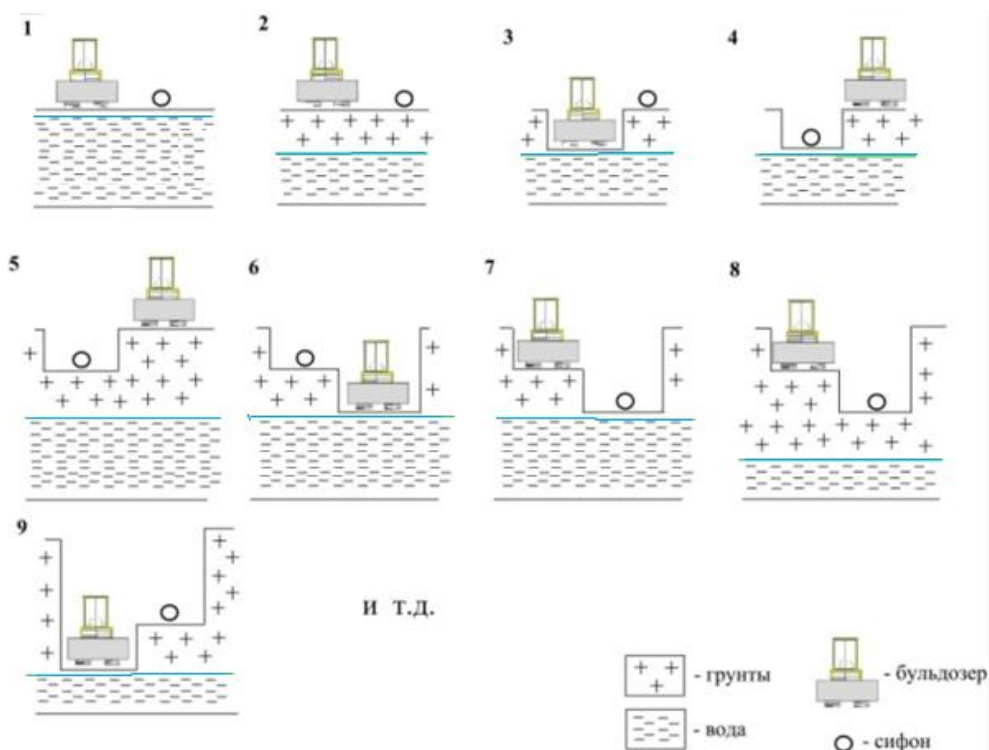


Рисунок 4.8 – Последовательность действий и операций превентивного опорожнения моренных озер: 1 – начало: бульдозер и верхнее колено сифона размещаются на бытовом гребне перемычки, сифон начинает откачивать воду из озера; 2 – сифон понизил уровни воды в озере, бульдозер начинает разработку траншеи; 3 и 4 – траншея разработана до уровней воды в озере, на ее дне размещается конструкция сифона для откачки воды, сифон начинает откачивать воду; 5 – сифон понизил уровни воды в ледниковом озере; 6 – бульдозер расширяет и углубляет траншею; 7 – конструкция сифона перемещается ниже, сифон начинает откачивать воду; 8 – сифон понизил уровни воды в озере; 9 – бульдозер углубляет траншею (после процесс опорожнения ледникового озера продолжается).

Целью создания таких гидроузлов является обеспечение регулирования паводковых вод путем использования емкости озера с перерас-

пределением сбрасываемых объемов. Это обеспечит уменьшение величин паводковых расходов воды в река с ледниково-снеговым типом питания (июль – август) и снизит социальные и экономические риски при использовании и освоении селевых бассейнов.

В благоприятных топографических условиях, возможно создание подобных селесдерживающих гидроузлов для регулирования речных расходов ниже морен ледников.

Оползневые процессы в руслах горных рек часто являются причинами селеобразования. Для предотвращения оползней в водосборных бассейнах русел рек производятся мелиоративные мероприятия, повышающие устойчивость береговых склонов:

- осушение оползневого тела и перехват подземных вод от обводняющих оползни участков, путем строительства открытых и подземных дренажных систем;

- изменения рельефа с целью повышения устойчивости склонов, выполаживанием или перемещением грунта с верхних ярусов оползневого массива;

- строительство поддерживающих или удерживающих сооружений в виде: контрфорсов, подпорных стенок, анкерных конструкций, буронабивных свай. Также отсыпаются упорные призмы у оснований потенциально опасных склонов для создания дополнительного веса, чтобы воспрепятствовать сползанию грунтового массива.

#### **4.12 Особенности проектирования селехранилищных гидроузлов**

**Проекты гидроузлов** селехранилищ дополнительно содержат разделы, **посвященный** расчистке емкости: «Технология экскавации селевой массы»; «Транспортировка и складирование твердого компонента селевой массы». При этом согласование места складирования селевой массы и трассы транспортировки, по которой большегрузные самосвалы будут перевозить селевую массу из селехранилища, должно входить в состав работ по эксплуатации гидроузла. Эти вопросы являются первоочередными при разработке технического задания на проектирование сооружений селехранилищного гидроузла.

В проекты сооружений селезащитных гидроузлов I, II классов капитальности включается раздел системы мониторинга. Этот раздел содержит [70]:

- пояснительную записку с изложением цели и методов контрольных и специальных наблюдений; сведений о применяемой КИА, методах ее установки и настройки;

- графическую часть: чертежи размещения КИА и коммуникаций на сооружениях гидроузла;

- ведомость оборудования контрольно-измерительных систем (КИС) (первичные устройства, средства измерений, переносное оборудование, коммутационное оборудование, кабельная продукция и др.);

- ведомость объемов работ по установке КИА;

- сметы на приобретение, изготовление и установку КИС и КИА;

– проектную документацию информационно-диагностической системы (ИДС) контроля безопасности, куда должны вводиться данные инструментального контроля;

– перечень приемо-сдаточной документации;

– эксплуатационную документацию;

– условия утилизации технических средств.

КИС и КИА устраиваются для постоянного контроля состояния сооружений в периоды строительства и эксплуатации. Элементы как правило размещаются по всему напорному фронту сооружений с учетом конструктивного оформления сооружений и инженерно-геологических особенностей створа.

В обязательный перечень КИА, применяемой на сооружениях селехранилищного гидроузла I, II и III класса капитальности, входят [69]:

– марки для контроля перемещений геодезическими методами;

– щелемеры для контроля раскрытия швов;

– нанесенная на грани бетонных сооружений шкала по типу рейки, доступная для наблюдения через оптический прибор, находящийся на специальной площадке с отметкой равной или выше отметки гребня – для контроля уровня жидкой фазы и отложений в процессе заполнения и сработки селехранилища;

– пьезометры для контроля противодействия и положения поверхности депрессии.

#### **4.13 Организация строительства селезащитных гидроузлов**

Раздел проекта организации строительства селезащитных гидроузлов включают:

- решения по пропуску строительных расходов с обязательным рассмотрением пропуска паводков и селевых потоков через створ строящихся сооружений при обеспечении их сохранности;

- решения по сезонности строительства с учетом местных климатических условий;

- указание в календарном плане строительства о датах селеопасного периода по материалам изысканий;

- материалы по размещению пунктов службы наблюдения за образованиями селевых потоков и обеспечению их устойчивой радиосвязью с диспетчерским пунктом строительства;

- проект радиофицирования строительной площадки, строительной базы и жилого поселка строителей;

- материалы по размещению в безопасной зоне объектов производственной базы, жилого поселка и подъездных путей, а также эвакуационных площадок, лестниц и проездов для работающих людей, и строительной техники;

- рекомендации по режиму производства работ в селеопасный период;

- решения по расчистке и подготовке емкости селехранилища от накопившихся рыхлообломочных масс селевых отложений и решений о трассе автодороги для их вывоза.

До начала строительства основных сооружений селезащитного гидроузла предварительно необходимо выполнить следующие работы:

- устройство пунктов службы наблюдения, радиофицированию строительной площадки, жилого поселка и строительной базы;
- по возведению и обустройству эвакуационных площадок, проездов и лестниц.

#### **4.14 Мероприятия по подготовке зон создания селехранилищ**

При подготовке участков селевых бассейнов рек для создания селехранилищ проводят мероприятия, связанные с выносом, переустройством и оставлением народнохозяйственных объектов в этой зоне.

Выносу из зоны или переустройству при создании селехранилищ подлежат:

- населенные пункты, а также народнохозяйственные объекты, функционирование которых требует длительного пребывания людей на рабочих местах;
- объекты, нарушение деятельности которых связано с опасностью заражения или отравления окружающей среды, взрывного разрушения сооружений, а также с возможностью возникновения пожаров на прилегающих территориях;
- автомобильные дороги I и II категорий общей сети;
- водозаборные сооружения и водоводы систем водоснабжения;

– памятники истории и архитектуры (при целесообразности – в установленном порядке).

Необходимость выноса, переустройства или оставления объектов народного хозяйства в зоне селехранилищ, должна обосновываться на основании сравнения различных вариантов с использованием технико-экономических расчетов и сопоставления результатов.

Зона заполнения селехранилищ обозначается на местности постоянными предупреждающими знаками, устанавливаемыми через каждые 50 м по периметру.

В зоне размещения селезадерживающих сооружений должна быть выполнена лесосводка и лесочистка, произведен вынос строений, участков линий электропередачи, участков автодорог, водоводов и др. объектов, предусмотрена компенсация частным владельцам.

При расположении селезащитных сооружений на особо охраняемых природных территориях (ООП) должен быть заблаговременно выполнен перевод земель ООП в категорию земель запаса с целевым использованием для противоселевого строительства.

#### **4.15 Изучение процессов остановки селевых потоков в селехранилищах**

При поступлении селевых потоков любого объема к подпорному створу селехранилищ, владельцем гидроузла помимо оперативных мер по организации безопасного аккумулированию твердой составляющей

и пропуску расходов воды (суспензии) через водосбросные сооружения должны производиться фиксация и изучение:

- процессов, происходящих в подготовленной емкости при задержании селя;
- пропуска жидкой составляющей через водосбросные сооружения;
- по показаниям КИА условия работы подпорных сооружений гидроузла под воздействием возникших нагрузок.

Для этого создается оперативная комиссия, в состав которой должны входить представители: проектной организации – автора проекта, гидромета страны и научных специализированных учреждений.

Оперативная комиссия:

- фиксирует этапы селезадержания, сброса воды или селей через водопропускные сооружения и связанные с ними затруднения (засорение решеток и др.);
- организует замеры уровней воды (жидкой составляющей) в селехранилище и в отводящем русле;
- ведет отбор проб жидкой составляющей в селехранилище и в отводящем русле с указанием наблюдаемого этапа селезадержания;
- с помощью КИА фиксирует показания (уровни воды в пьезометрах, осадки и др.);
- при проявлении фиксируются повреждения элементов и конструкций сооружений селехранилища.

После прохождения селя владельцем плотины и государственными представителями в обязательном порядке должны быть выполнены:

- аэрофотосъемка в зоне от очага селевого бассейна до селехранилища;
- топографическая крупномасштабная съемка в пределах селехранилища и при необходимости – в нижнем бьефе плотины;
- выполняются геологические и геофизические исследования;
- при наличии фиксируются параметры повреждений элементов и конструкций сооружений селехранилища.

На основании результатов исследований определяются:

- объемы эрозии в зоне очага, русла и объем отложений в селехранилище;
- плотность прошедшего селевого потока;
- гранулометрический и минералогический составов селевых грунтов отложений и их физико-механические свойства.

По результатам наблюдений и обследований процесса селезадержания и последующих измерений состояния селевого русла, селехранилища, сооружений гидроузла составляются подробные отчеты.

В Республике Казахстан в соответствии с действующим законодательством финансирование этих мероприятий производится за счет бюджетных средств, выделяемых на мероприятия по ликвидации чрезвычайных ситуаций.

## **4.16 Рекомендуемые конструкции плотин селезащитных сооружений**

Учитывая анализ результатов исследований развития процессов в подпорных створах, существующих селехранилищ и положительный опыт эксплуатации подпорных сооружений специалистами АО «КазНИИСА» предложен ряд усовершенствованных конструкций плотин для использования в проектах устройства селезащитных гидроузлов [69]. Описание конструкции этих плотин приведен ниже.

### **4.16.1 Сквозные стержневые плотины**

Сквозные плотины, используемые при создании селехранилищ представляют собой железобетонные стержневые системы пространственного конструктивного решения. Их достоинствами являются: малый вес, возможность массового изготовления в заводских условиях составных элементов, удобство транспортировки и монтажа.

Недостатком – неравномерная загрузка внутренних поперечных горизонтальных балок при воздействии селей, что может привести к разрушению. К этому приводит падение крупных валунов с гребня при переполнении емкости селехранилищ.

Последний недостаток в значительной мере устранен в конструкции сквозной плотины с наклонными железобетонными триадами, значительно уменьшающими вероятность их разрушения (рисунок 4.9).

#### 4.16.2 Блочные подпорные сооружения арочного типа

Блочные плотины арочного типа находят широкое распространение благодаря своей повышенной прочности и устойчивости на сдвиг и опрокидывание. Их строительство отличается простотой монтажа. При этом исключаются бетонные и опалубочные работы, имеется возможность наращивания – увеличения строительной высоты сооружения.

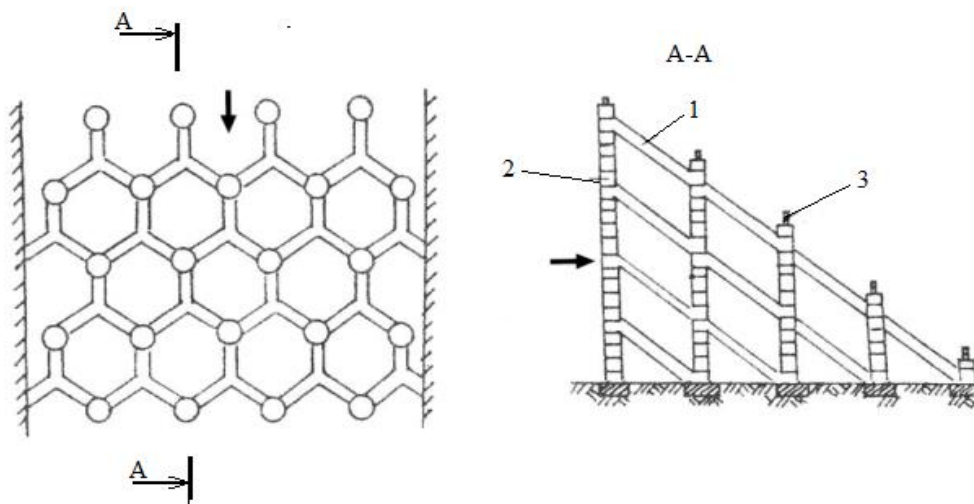


Рисунок 4.9 – Конструкция сквозной плотины:

1 – железобетонная наклонная балка; 2 – опорная шайба; 3 – стойка

При демонтаже ряда блоков конструкции арочной плотины можно организовывать вывоз селевых масс из верхнего бьефа в нижний. Конструкция допускает замену разрушенных блоков и возможность проезда автотранспорта по гребню сооружения (рисунок 4.10).

### 4.16.3 Комбинированные плотины селехранилищ

Наиболее эффективным способом активного воздействия на характер уравнительного уклона селевых отложения, образуемых в верхнем бьефе глухими плотинами, является частичный отвод из состава селевой массы жидкой составляющей.

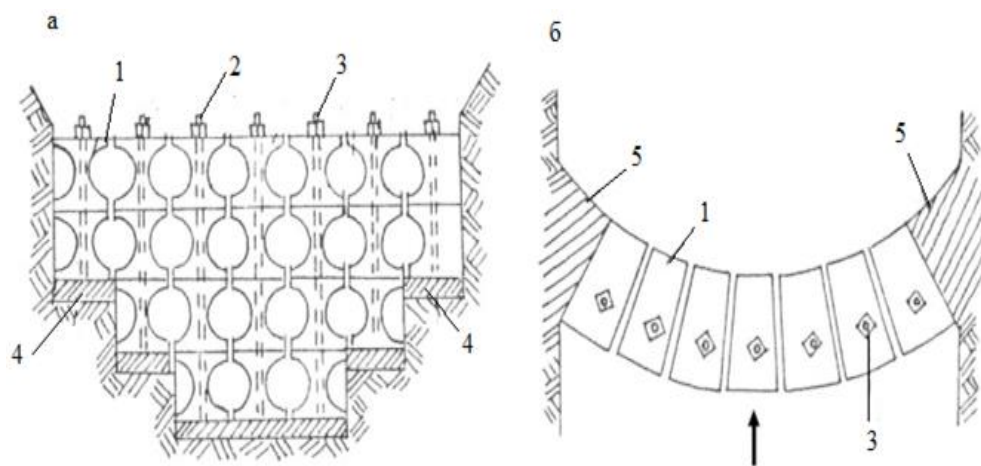


Рисунок 4.10 – Конструкция подпорного сооружения арочного типа: а – общий вид; б – план; 1 – вертикальные блоки, состоящие из клинообразных составных элементов; 2 – стальные стержни; 3 – устройство для натяжения; 4 – фундаменты; 5 береговые устои

Отвод воды необходим для увеличения внутреннего трения селевых отложений. С этой целью в емкости селехранилища сооружается дополнительная плотина, имеющая сквозную конструкцию и отсекающая часть объема (рисунок 4.11).

По мере заполнения основного селехранилища, вследствие частичного распада селевой массы, неизбежно оседают крупные фракции твердого компонента, что сопровождается вытеснением суспензии в поверхностные горизонты отложений. Благодаря возрастанию кулоновского трения (в частности, за счет уменьшения архимедовой силы) угол внутреннего трения селевых отложений увеличится. При устройстве сквозной плотины разделяющей селехранилище на две части изменяется характер его заполнения:

- объемная деформация селевых отложений прекращается;
- рост уровней отложений происходит за счет перемещения вновь поступающей селевой массы по поверхности ранних отложений;
- постоянно из селевых отложений происходит отток суспензии, которая отводится через сквозную плотину.

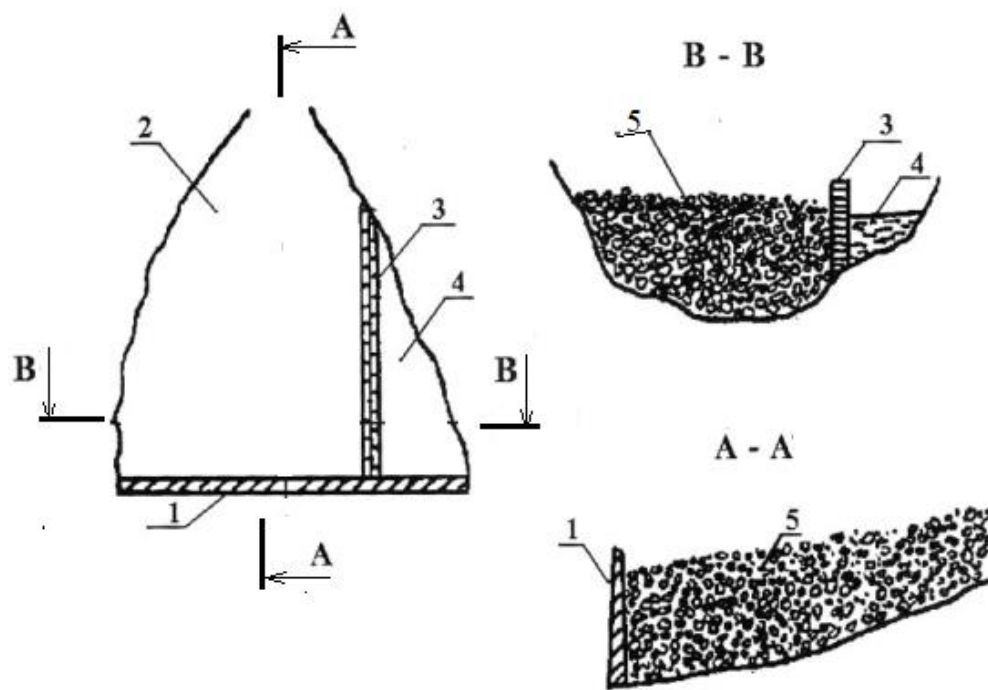


Рисунок 4.11 – Конструкция комбинированной плотины селехранилищного гидроузла: 1 – глухая плотина; 2 – основное селехранилище; 3 – дополнительная сквозная плотина; 4 – дополнительная емкость селехранилища; 5 – уровень суспензии в селевых отложениях

## Список использованной литературы

1. Сайт: [www.caatlas.org](http://www.caatlas.org) Бассейны основных рек Центральной Азии.
2. Алтунин Н.П. Водозаборные узлы и водохранилища. М.: Колос, 1964. – 429 с.
3. Филончиков А.В. Проектирование автоматизированных водозаборных узлов на горных реках. – Фрунзе: Кыргызстан, 1990. – 376 с.
4. Логинов Г.И. Гидравлические процессы при водозаборе из горных рек. Бишкек: «Кут-Бер», 2014. – 320 с.
5. Алтунин С.Т. Регулирование русел рек при водозаборе. М., Сельхозгиз, 1950. 335 с.
6. Яфязова Р.К. Природа селей Заилийского Алатау. Проблемы адаптации. – Алматы, 2017 – 158 с.
7. Бижанов Н.К. и др. Безопасность и контроль гляциальных селей в Казахстане. – Аматы: ГЫЛЫМ, 1998 - 102 с.
8. Артамонов К.Ф., Крошкин А.Н., Талмаза В.Ф. Методические указания по расчету устойчивых аллювиальных русел горных рек при проектировании гидротехнических сооружений. – М.: Колос, 1972. – 64 с.
9. Большаков М.Н. Водные ресурсы рек Советского Тянь-Шаня и методы их расчета. - Фрунзе: Илим, 1974. – 307 с.
10. Талмаза В.Ф. Особенности изменений расходов влекомых наносов на горных реках и их влияние на регулирование пропуска наносов

- при водозаборе// Гидроавтоматика в мелиорации. Сб. науч. тр. – Фрунзе: Кирг. СХИ, 1989. С 67 – 72.
11. Лопатин Г.В. Наносы рек СССР. – М.: Географгиз, 1952. – 366 с.
  12. Магай А.Б. Некоторые результаты лабораторного исследования движения воды на повороте открытого русла// - Алма-Ата: Тр. института энергетики, т. III, изд. АН. КазССР, 1961. – с. 167-177.
  13. Лапшенков В.С. Прогнозирование русловых деформаций в бьефах речных гидроузлов. Л.: Гидрометеиздат, 1979. 237 с.
  14. Мельников Б.И. Наносоперехватывающее устройство с двойными циркуляционными порогами при водозаборе. Сер.2. Информ. листок № 105 (2556). – Фрунзе: Киргиз.ИНТИ, 1979. – 4 с.
  15. Изменение климата и гидрология в Центральной Азии: исследование отдельных речных бассейнов. Региональный экологический центр Центральной Азии (РЭНЦА). 2019. – 24 с.
  16. Гидротехнические сооружения для малой энергетики горно-предгорной зоны / Под ред. Н.П. Лаврова. // Б.: «Салам». Бишкек, 2009. – 496с.
  17. Соболин Г.В. Земельно-водные ресурсы, гидрологическая характеристика рек и паспорта водозаборных узлов оросительных систем регионов республики. – Фрунзе: КиргНИИ ЭА, ММ и ВХ Кирг. ССР, 1990.
  18. Алтунин С.Т. Регулирование русел рек при водозаборе. М., Сельхозгиз, 1950. 335 с.

19. Чалов Р.С. Русловые процессы (русловедение): учебное пособие / Р.С. Чалов. — М.: ИНФРА-М, 2016. — 565 с
20. Справочник по литологии / Под ред. Н. Б. Вассоевича, В. Л. Либровича, Н. В. Логвиненко, В. И. Марченко. — М.: Недра, 1983. 509 с.
21. Гончаров В.Н. Динамика русловых потоков. — Л.: Гидрометеиздат, 1962. — 115 с.
22. Крошкин А.Н. Руководство по проектированию средств стабилизации руслового процесса при низкоплотинном водозаборе из рек горно-предгорной зоны. — Фрунзе: Союзавтоматика, 1980. — 82 с
23. Железняков Г.В., Данилевич Б.Б. Точность гидрологических измерений и расчетов. — Л.: Гидрометеиздат, 1966. — 240 с.
24. Логинов Г.И. Обоснование конструкции промывного тракта водозаборного сооружения// - Бишкек: Наука и новые технологии №3, 2013. - С. 43 – 46
25. Филиппов Е.Г. Гидравлика гидрометрических сооружений для открытых потоков. Л.: Гидрометеиздат 1990. — 276 с.
26. Перов В. Ф. Селеведение. Учебное пособие. М., Географический факультет МГУ. 2012. — 250 с.
27. Виноградов Ю.Б., Виноградова Т.А. Современные проблемы гидрологии. Изд. Академия. М.: 2008. — 320 с.
28. Вардугин В.Н. Малахов В.Д. Эффективные методы селевых бассейнов Казахстана/ — Алма-Ата: КазНИИНТИ. 1988. — 65 с.

29. Васьков И.М. К вопросу о методологии и методах изучения гляциальных селей и их генезиса. Материалы IV Международной конференции «Селевые потоки: катастрофы, риск, прогноз, защита». Иркутск Издательство Института географии им. В.Б. Сочавы СО РАН 2016 – 28 – 36 с.
30. Ерохин С.А., Загинаев В.В. Геологические факторы селеформирования северного Тянь-Шаня. Материалы IV Международной конференции «Селевые потоки: катастрофы, риск, прогноз, защита». Иркутск Издательство Института географии им. В.Б. Сочавы СО РАН 2016. – 71-78 с.
31. Докукин М.Д., Черноморец С.С., Савенко Е.А. Моренные пьедесталы – очаги формирования катастрофических гляциальных селей. Материалы IV Международной конференции «Селевые потоки: катастрофы, риск, прогноз, защита». Иркутск Издательство Института географии им. В.Б. Сочавы СО РАН 2016. – 67-71 с.
32. Сайт: [slovar.wikireading.ru](http://slovar.wikireading.ru) 1563954
33. Рекомендации по проектированию противоселевых защитных сооружений. П-814-84. Гидропроект. М.: 1985 – 112 с.
34. Баймолдаев Т.А. Коксарайская плотина – задание Первого Президента. Астана, 2011. – 284 с.
35. Бабурин В.Л. и др. Селевой риск в Прибалтике и Забайкалье. Материалы IV Международной конференции «Селевые потоки: катастрофы, риск, прогноз, защита». Иркутск Издательство Института географии им. В.Б. Сочавы СО РАН 2016. – 9-13 с.

36. Шныпарков А.Л. и др. Селевой риск на Черноморском побережье Кавказа. Вестник Московского у-та. Серия 5 География. 2013 № 3 – С 42 – 47.
37. Лавров Н.П. Гидротехнические сооружения для малых ГЭС. Учебное пособие /Кыргызско-Российский Славянский университет. – Бишкек, 2001 – 150 с.
38. Безопасность плотин в центральной Азии: создание потенциала и региональное сотрудничество. ЕВРОПЕЙСКАЯ ЭКОНОМИЧЕСКАЯ КОМИССИЯ Женева. Серия публикаций по водным проблемам № 5. ОРГАНИЗАЦИЯ ОБЪЕДИНЕННЫХ НАЦИЙ. Нью-Йорк и Женева. – 2007. – 87 с.
39. Чугаев Р.Р. Гидротехнические сооружения. 2-е издание перераб. и доп. М.: Агропромиздат – 1985 – 318 с.
40. Полонский Г.А. Мезаническое оборудование гидротехнических сооружений. Учебник для техникумов. Изд. 2-е. переработаное и доп. М.: «Энергия, 1974. 544 с.
41. Лапшенков В.С. Курсовое и дипломное проектирование по гидротехническим сооружениям: [Учеб. пособие по спец. "Гидромелиорация" / В. С. Лапшенков и др.]; Под ред. В. С. Лапшенкова. - М.: Агропромиздат, 1989. - 447 с.
42. Алтунин С.Т. Выправительные, защитные и регулировочные сооружения на реках. – М.: Сельхозгиз, 1947.
43. Алтунин С.Т. Регулирование русел рек при водозаборе. М., Сельхозгиз, 1950. 335 с.

44. Алтунин В.С. О кинематических и морфометрических закономерностях речного потока. -М.: Известия ТСХА, № 4, 1963.
45. Шолохов В.Н. К вопросу о формировании русел в бьефах низконапорных плотин на горно-предгорных участках рек//– Ташкент: Тр. САНИИРИ. Вып. 84., 1957. – 40 с.
46. Ушаков А.П., Шолохов Н.В., Якштас И.А. Водозаборные узлы Ферганского типа. Институт водных проблем и гидротехники. Изд. АН Уз. ССР. - Ташкент, 1962. 128 с.
47. Румянцев И.С., Кромер Р.К. Режим занесения верхних бьефов ирригационных низконапорных гидроузлов// -М.: Доклады ВАСХНИЛ. – 1980. - № 8. – с. 38-40.
48. Кромер Р.К. Исследование процессов занесения и промыва подпорных бьефов низконапорных гидроузлов на реках горно-предгорной зоны: Автореф. дис. канд. техн. наук. - М., 1979.
49. Артамонов К.Ф. Регулировочные сооружения при водозаборе на реках в предгорных *районах*. Фрунзе, изд. АН Кирг. ССР, 1963. – 344 с.
50. СП РК 3.04-101-2013 Гидротехнические сооружения.
51. Атаманова О.В. Совершенствование систем водораспределения с гидравлическими стабилизаторами расхода воды. Автореф. дис. на соискание уч. степени доктора техн. наук. – Бишкек, 2003. – 36 с.
52. Савичев О.Г. Регулирование речного стока: учебное пособие / О.Г. Савичев, С.Ю. Краснощёков, Н.Г. Наливайко; Томский политехнический университет. – Томск: Изд-во Томского политехнического университета, 2009. – 114 с.

53. Авакян А.Б., Салтанкин В.П., Шарапов В.А. Водохранилища. – М.: Мысль, 1987. – 325 с.
54. Гавриленко Т.В., сайт <http://road-project.okis.ru> 2014-05-23. РАСЧЕТ ГЛУБИНЫ ЗАЛОЖЕНИЯ ФУНДАМЕНТА ПРОМЕЖУТОЧНЫХ ОПОР
55. Курлянд, В.Г. Строительство мостов: учеб. пособие для вузов / В.Г. Курлянд, В.В. Курлянд; МАДИ. - М., 2012 – 176 с.
56. СП 290.1325800.2016 Водопрпускные гидротехнические сооружения (водосбросные, водоспускные и водовыпускные). Правила проектирования.
57. Сайт: <http://www.time.kg> В Кыргызстане несколько сотен прорывоопасных озер.
58. Ляпичев Ю.П. Гидротехнические сооружения: Учеб. пособие. – М.: РУДН, 2008. – 302 с.
59. СП РК 3.04-105-2014 Плотины из грунтовых материалов.
60. Справочник по гидравлическим расчета. Под ред. Киселева П.Г. Энергия. Москва. 1972. – 312 с.
61. Флексер Я. Н. Практикум по гидравлике водоснабжению и гидросиловым установкам. – М.: Сельхозиздат, 1962 г. – 274 стр.
62. Методические указания к курсовому проекту «Расчёт и проектирование узла энергетических сооружений малой ГЭС» // Н.П. Лавров – Бишкек, издательство КРСУ 2000. – 47 с.
63. Р.И. Берген. Инженерные конструкции. Изд. Высшая школа. М.: 1989. – 415 с.

64. Ермолов В.В. Инженерные конструкции. Учеб. Для вузов по спец. Архитектура / В.Н. Голосов, В.В. Ермолов, Н.В. Лебедев и др.; Под ред. В.В. Ермолова. – М.: Высш.шк., 1991. – 408 с.
65. Бочкарев Я.В., Натальчук М.Ф. Практикум по эксплуатации и автоматизации гидромелиоративных систем. Учеб. пособия для высш. с.-х. учеб. заведений. – М.: Колос, 1980. – 403 с.
66. Методические указания к выполнению дипломного проекта по дисциплине «Гидроэлектростанции и гидромашины» // Лавров Н.П., Логинов Г.И. – Бишкек: Кыргызско-Российский славянский университет им. Б.Н. Ельцина. 2006. – 100 с.
67. СН РК 1.02-03-2011 Порядок разработки, согласования, утверждения и состав проектной документации на строительство.
68. ОДМ 218.2.052-2015 Проектирование и строительство противоселевых сооружений для защиты автомобильных дорог.
69. СП РК 2.03-108-2017 Проектирование селезащитных сооружений.
70. ГОСТ Р 58719-2019 Единая энергетическая система и изолированно работающие энергосистемы. Гидравлические электростанции. Гидротехнические сооружения. Контрольно-измерительные системы и аппаратура. Условия создания. Нормы и требования.
71. СП РК 3.04-104-2014 Плотины бетонные и железобетонные.

ПРИЛОЖЕНИЕ 1

Перечень крупных плотин речных гидроузлов Центральной Азии

Название гидроузла	Год возве-я	Река	Тип плотины	Назначение гидроузла	Вы-сота, м	Длина по гребню, м	Объем плотины, тыс.м <sup>3</sup>	Объем водохрани-лица, млн.м <sup>3</sup>
1	2	3	4	5	6	7	8	9
<b>Казахстан</b>								
Бадам	1974	Бадам	Земляная	Орошение	43	1152	2 930	61
Бухтарма	1960	Иртыш	Бетонная гравитационная	Энергетика транспорт	90	380	1 170	49 800
Верхне – Тобольский	1977	Тобол	Земляная	Водоснаб-жение	42	4 360	26 300	861
Капчагай	1970	Или	Земляная - намывная	Комплексное	52	840	6 220	28 100
Каргалинс-кий	1969	Каргалы	Земляная	Орошение	35	325	947	280
Медео	1966	Малая Алматинка	Каменно-набросная	Селевая защита	144	530	8 500	12,6

Название гидроузла	Год возве-я	Река	Тип плотины	Назначение гидроузла	Вы-сота, м	Длина по гребню, м	Объем плотины, тыс.м <sup>3</sup>	Объем водохрани-лица, млн.м <sup>3</sup>
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Селетинский	1965	Селеты	Земляная	Орошение и водоснаб-жение	35	2 508	15 100	230
Ташуткуль	1974	Чу	Земляная насыпная	Орошение	28	5 895	5 000	620
Терс-Ащибулак	1963	Терс	Земляная	Орошение	29	1 890	2 100	158
Усть-Каме-но-горский	1952	Иртыш	Бетонная гра-витационная	Энергетика, транспорт, и водоснаб-жение	65	390	330	630
Шардарьинский	1965	Сырдарья	Земляная	Энергетика транспорт	27	5 400	9 528	6 700
Шульбинский	1987	Иртыш	Земляная насыпная	Многоцеле-вое	36	570	2 700	2 390

Название гидроузла	Год возве-я	Река	Тип плотины	Назначение гидроузла	Высота, м	Длина по гребню, м	Объем плотины, тыс.м <sup>3</sup>	Объем водохранилища, млн.м <sup>3</sup>
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Коксарайский	2010	Сырдарья	Земляная	Контррегулятор	14,3	4 470	-	3 000
<b>Кыргызстан</b>								
Ала-Арчинский русловой	1986	Ала-Арча	Однородная из суглинка	Орошение	35	2 100	3 020	90
Ала-Арча наливной	1966	Ала-Арча	Однородная из суглинка	Орошение	24,5	6 000	5 880	51
Атбашинский	1970	Атбаши	Гравелисто-галечниковая с экраном	Энергетика	79	55	370	9
Базар-Курганский	1962	Кара-Ункур	Однородная из суглинка	Орошение	25	2 400	2 670	22,5
Иссык-атинский	1979	Иссык-Ата	Гравийная с ядром	Орошение	31	492	740	3
Кара-Буринский	2005	Кара-Бура	Земляная с ядром	Орошение	49	250	650	17

Название гидроузла	Год возве-я	Река	Тип плотины	Назначение гидроузла	Высота, м	Длина по гребню, м	Объем плотины, тыс.м <sup>3</sup>	Объем водохранилища, млн.м <sup>3</sup>
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Кассансайский	1968	Кассансай	Земляная	Орошение	40	210	900	165
Кировский	1975	Талас	Бетонная контрфорсная	Орошение Водоснабжение	86	258,5	311	570
Курпсайский	1983	Нарын	Бетонная гравитационная	Энергетика	113	364	999	370
Найманский	1966	Кыргыз-Ата	Однородная из суглинка	Орошение	40,5	265	911	39,5
Орто-Токойский	1962	Чу	Гравийная с ядром	Орошение	52	365	2 037	470
Папанский	1985	Акбура	Гравийная с ядром	Орошение Водоснабжение	100	90	2 640	260
Сокулукский	1968	Сокулук	Однородная из суглинка	Орошение	22,5	3 000	8 020	11,5

Название гидроузла	Год возве-я	Река	Тип плотины	Назначение гидроузла	Вы-сота, м	Длина по гребню, м	Объем плотины, тыс.м <sup>3</sup>	Объем водохрани-лица, млн.м <sup>3</sup>
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Спартак	1978	Ак-Суу	Однородная из суглинка	Орошение	15	2 600	547	22,8
Таш-кумырский	2001	Нарын	Бетонная гравитационная	Энергетика	75	336	317	140
Токтогульский	1978	Нарын	Бетонная гравитационная	Энергетика Орошение	215	292,5	3 345	19 500
Торт-Гульский	1971	Исфара	Однородная из суглинка	Орошение	34 20	1090 540	1 850 400	90
Торт-Кульский водоем	1963	Тон	Гравийная	Орошение	19	380	457	1,4
Уч-Курганский	1962	Нарын	Бетонная – Земляная -	Орошение Энергетика	36 27	223,9 2 882	1252,3	56,4
Шамалдысай-ский	2002	Нарын	Земляная насыпная	Энергетика	37	238,5	91,7	39

Название гидроузла	Год возве-я	Река	Тип плотины	Назначение гидроузла	Высота, м	Длина по гребню, м	Объем плотины, тыс.м <sup>3</sup>	Объем водохранилища, млн.м <sup>3</sup>
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Камбаратинский-2	Стр-во	Нарын	Взрыво-набросная	Энергетика	60	190	1 700	70
<b>Таджикистан</b>								
Байпазинский	1989	Вахш	Каменно-набросная	Орошение Энергетика	75	422	5 222	125
Головной	1962	Вахш	Земляная	Энергетика Орошение	44,5	1 033	1 977	94,5
Даганасайский	1983	Даганасай	Земляная	Орошение	50	180	3 100	28
Кайракумс-кий	1956	Сырдарья	Земляная	Орошение	32	1 200	2 400	4 160
Каттасайс-кий	1966	Каттасай	Земляная	Орошение	55	800	3 450	55
Мумина-бадский	1965	Обисурх	Земляная	Орошение	44	1400	440	31
Нурекский	1983	Вахш	Каменно-насыпная	Орошение Энергетика	300	704	58 000	10 500
Сельсбурский	1964	Кызылсу	Земляная	Орошение	18,2	1 040	878,3	26

Название гидроузла	Год возве-я	Река	Тип плотины	Назначение гидроузла	Высота, м	Длина по гребню, м	Объем плотины, тыс.м <sup>3</sup>	Объем водохранилища, млн.м <sup>3</sup>
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Завальная плотина Усой	1911	Мургаб	Каменно-насыпная		567	5 000	2 200 000	17 500
Сангтудинский-1	Стр-во 1989	Вахш	Каменно-насыпная	Энергетика	75	517	4,3	258
Рогунский	Стр-во 1976	Вахш	Каменно-насыпная	Энергетика Орошение	335	660	75 500	13 800
<b>Туркменистан</b>								
Гинды-кушские Средний и Нижний	1895 Рек-стр 1953	Мургаб Марыйский оазис	Земляная насыпная	Орошение	7	175	115	31
Делили	1970	Этрек	Земляная насыпная	Орошение	3,5	5 000	540	16
Елотенский	1910	Мургаб	Земляная насыпная	Орошение	12,7	1300	690	24

Название гидроузла	Год возве-я	Река	Тип плотины	Назначение гидроузла	Вы-сота, м	Длина по гребню, м	Объем плотины, тыс.м <sup>3</sup>	Объем водохрани-лица, млн.м <sup>3</sup>
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Западный (Куртлинс-кий)	1962	Каракум-река	Земляная намывная	Водоснаб-жение	10	9 400	24,5	48,1
Колхоз-бентское	1941	Мургаб Марый-ский оазис	Земляная насыпная	Регулирова-ние стока	4,5	13 000		30
Копетдагский (Геокте-пин-ский)	1975	Каракум-река, 850 км	Земляная намывная	Орошение	24	14 500	158	550
Кызыл-Ай	1966	Этрек	Земляная насыпная	Орошение	4,4	2 000	340	5,3
Мамед-Куль	1964	Этрек	Земляная насыпная	Орошение	7,05	175	115	31

Название гидроузла	Год возве-я	Река	Тип плотины	Назначение гидроузла	Вы-сота, м	Длина по гребню, м	Объем плотины, тыс.м <sup>3</sup>	Объем водохрани-лица, млн.м <sup>3</sup>
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Огузханс-кий (Хауз-ханский)	1964 Рек-стр 1967 и 1975	Каракум-река, 456 км	Земляная намывная	Орошение	15	35 000	32 000	700
Пулихатунский («Достлук»)	2005	Теджен	Гравийно-песчаная с суглинистым ядром	Орошение	78	660	5 060	1 250
Сарызынс-кий	1986	Рек-ция Мургаб Марый-ский Оазис	Земляная намывная	Орошение Противопаводковое	39	5 400	8 400	390
Тедженский I (допол. емкость)	1950 Рек-стр 1978	Теджен	Земляная Комбинир.: насыпная и намывная	Орошение	20,5	7 400	40,4	111

Название гидроузла	Год возве-я	Река	Тип плотины	Назначение гидроузла	Вы-сота, м	Длина по гребню, м	Объем плотины, тыс.м <sup>3</sup>	Объем водохрани-лица, млн.м <sup>3</sup>
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Тедженский II	1960	Теджен	Земляная Комбиниро-ванная: насыпная и намывная	Орошение	8,5	10200	10 500	16,9
Хор-Хорский	1960	Теджен	Земляная насыпная	Орошение	8	1 552	470	10,9
<b>Узбекистан</b>								
Ақдарьинский	1989	Ақдарья	Земляная с ядром из суглинка	Орошение	20	930	878	112,5
Ақтепинский	1981	Амударья канал Амузанг	Земляная насыпная однородная	Орошение	14	42	90,1	120
Андижанский	1983	Карадарья	Бетонная контрфорсная	Орошение, Энергетика	115,5	875	3 600	1 900

Название гидроузла	Год возве-я	Река	Тип плотины	Назначение гидроузла	Высота, м	Длина по гребню, м	Объем плотины, тыс.м <sup>3</sup>	Объем водохранилища, млн.м <sup>3</sup>
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Асака-адырский	1980	Асака-адыр	Земляная насыпная, однородная	Орошение	24,6	485	139,2	3,5
Ахангаранский	1987	Ахангаран	Земляная из суглинка с экраном,	Орошение Водоснабжение	100	1 933	5 100	198
Гиссаракский	1988	Аксу	Каменно-земляная с ядром из суглинка	Орошение	138,5	660	2750	170
Дехкан-абадский	1991	Кичик	Земляная однородная	Орошение	41,8	850	9 28,4	18,4
Джиззакский	1973	Санзарсай	Земляная, насыпная однородная	Орошение	20	5 500	1 900	100

Название гидроузла	Год возве-я	Река	Тип плотины	Назначение гидроузла	Высота, м	Длина по гребню, м	Объем плотины, тыс.м <sup>3</sup>	Объем водохранилища, млн.м <sup>3</sup>
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Зааминский	1987	Зааминсу	Земляная с экраном и ядром	Орошение	73,5	408	423	51
Заркентский (Строится)	1983	Каракорумсай	Земляная с ядром из суглинка	Орошение	51	1 150	1 036,3	25
Калкаминский	1987	Кумдарья	Земляная насыпная однородная	Орошение	21	546	434	9,45
Камашинский	1957 Рек-стр 1987	Карабагдарья	Земляная насыпная однородная	Орошение	14,9	3 100	1 040	25
Карабагский	1977	Карабагдарья	Земляная насыпная однородная	Орошение	28,5	400	1 706	7,5

Название гидроузла	Год возве-я	Река	Тип плотины	Назначение гидроузла	Вы-сота, м	Длина по гребню, м	Объем плотины, тыс.м <sup>3</sup>	Объем водохрани-лица, млн.м <sup>3</sup>
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Карасуйский	1987	Карасу	Земляная однородная	Орошение	15,2	1500	1 098	27,6
Карате-пинский	1981	Каратепа-сай	Земляная насыпная с суглинистым экраном	Орошение	36	681	1 593	19
Караултепин-ский	1987	Заравшан	Земляные (3) Плотина 1 Плотина 2 Плотина 3	Орошение	40 51 19	1 545 265 102	5 584	53
Каркидонский	1967	Кувасай	Земляные Высоко-напорная Низко-напорная	Орошение	70 30	420 210	5 600	218,4

Название гидроузла	Год возве-я	Река	Тип плотины	Назначение гидроузла	Высота, м	Длина по гребню, м	Объем плотины, тыс.м <sup>3</sup>	Объем водохранилища, млн.м <sup>3</sup>
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Касансайский	1967	Касансай	Каменно-набросная с железобетонным экраном	Орошение	64	290	1 121	165
Каттакурганский	1952	Заравшан	Земляная насыпная однородная	Орошение	31,2	4 040	6 947	900
Кизилсуйский	1991	Тырна-Булак	Земляная однородная	Орошение	436,6	640	941,7	9
Куксерексайский	1980	Куруксай	Земляные Основная Восточная Западная	Орошение	41 15 20	354 214 168	1 197	6,4

Название гидроузла	Год возве-я	Река	Тип плотины	Назначение гидроузла	Вы-сота, м	Длина по гребню, м	Объем плотины, тыс.м <sup>3</sup>	Объем водохрани-лица, млн.м <sup>3</sup>
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Курган-тепин-ский	1977	Арабтепа-сай/ Кемкуль-сай	Земляные (2) Арабтепасай Кемкульсай	Орошение	45	620	1 812	19,9
					34	450	779	8,8
Куюмазарский	1958	Заравшан	Земляная насыпная однородная	Орошение	23,5	100	64	310
Лянгарский	1973	Лянгар	Земляная однородная	Орошение	34	1050	1612	7,35
Наукинский	1980	Наукасай	Земляная однородная	Орошение	23,7	870	970,9	6
Нугайлийский	1972	Яккабаг-дарья	Земляная однородная	Орошение	13,5	850	273	2,5

Название гидроузла	Год возве-я	Река	Тип плотины	Назначение гидроузла	Высота, м	Длина по гребню, м	Объем плотины, тыс.м <sup>3</sup>	Объем водохранилища, млн.м <sup>3</sup>
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Пачкамарский	1967	Гузардарья	Земляная насыпная с суглинистым ядром	Орошение	71	573	3 040	260
Сармычсайский	1984	Сармычсай	Земляная с ядром из суглинка	Орошение	34	550	1 025	4,3
Талимарджанский	1983	Амударья	Земляные (2) Плотина 1 Плотина 2	Орошение Водоснабжение	35 36	9 745 1 000	40 300	1 525
Таш-кентский	1963	Ахангаран/ Чирчик/ Ташканал	Земляная насыпная с суглинистым ядром	Орошение	36,5	2 815	5 485	250

Название гидроузла	Год возве-я	Река	Тип плотины	Назначение гидроузла	Вы-сота, м	Длина по гребню, м	Объем плотины, тыс.м <sup>3</sup>	Объем водохрани-лица, млн.м <sup>3</sup>
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Ташлаксайский	1981	Ташлаксай	Однородная земляная выведен из эксплуатации.	Орошение	32	940		7
Тудакульский	1977	Амударья	Земляная, однородная	Орошение	12	4 000	856,8	1200
Тусунсайский	1986	Тусунсай	Земляная с ядром из суглинка	Орошение	40,6	405	1 385	42,1
Туямуюнский	1980	Амударья	Земляная русловая	Орошение Водоснаб-жение	34	900	2 6121	7 800
Ходжимушкент-ский	1989	Ходжи-мушкент-сай	Земляная насыпная однородная	Орошение	51,5	583	745,2	8

Название гидроузла	Год возве-я	Река	Тип плотины	Назначение гидроузла	Высота, м	Длина по гребню, м	Объем плотины, тыс.м <sup>3</sup>	Объем водохранилища, млн.м <sup>3</sup>
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Чарвакский	1975	Чирчик	Каменно-земляная плотина с ядром из суглинка	Энергетика Орошение	168	764	19 754	2 006
Шурапсайский	1977	Шурабсай	Земляная насыпная однородная	Орошение	12	1 140	291,8	2
Шуркульский	1985	Заравшан	Земляная с суглинистым ядром	Орошение	14,5	560	31	170
Эскиерский	1975	Намангансай	Земляная однородная	Орошение	34	1 250	506,3	18,5
Южно-Сурханский	1967	Сурхандарья	Земляная с ядром	Орошение	30	4 930	45	800

Название гидроузла	Год возве-я	Река	Тип плотины	Назначение гидроузла	Высота, м	Длина по гребню, м	Объем плотины, тыс.м <sup>3</sup>	Объем водохранилища, млн.м <sup>3</sup>
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Янгикурганский	1962 Рек-ция 1974	Яккабаг-дарья,/	Земляная, насыпная однородная	Орошение	16	1 900	285,15	3,3
Дегрезский	1962	Тупаланг	Земляная однородная с зубом	Орошение	12,7	3 000	800	12,7
Учкызылский	1957	Сурхада-рья	Земляные (2) Южная Западная	Орошение	11,5 5,2	1 750 2 260	506,3	160
Тупалангский	2006	Тупаланг	Каменно-набросная с ядром из суглинка	Орошение	100	180	10 046	800
Сводная характеристика основных показателей гидроузлов речных систем стран Центральной Азии								
Страна			Количество больших плотин, шт.		Суммарный объём водохранилищ, млн. м <sup>3</sup>			

Название гидроузла	Год возве-я	Река	Тип плотины	Назначение гидроузла	Вы-сота, м	Длина по гребню, м	Объем плотины, тыс.м <sup>3</sup>	Объем водохрани-лица, млн.м <sup>3</sup>
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Казахстан			12			89 842,60		
Кыргызстан			20			21 928,10		
Таджикистан			9			32 519,50		
Туркменистан			15			3 214,20		
Узбекистан			54			20 840,95		
<b>Всего</b>			<b>110</b>			<b>168 345,35</b>		

## Характеристики селей на реках Казахстана

Дата	Район, бассейн реки	Генезис селеобразования	Расход, м <sup>3</sup> /с	Объем, тыс.м <sup>3</sup>
28.05.1887	Заилийский Алатау, р. Аксай	Прорывной сейсмогенный		
08.07.1921	Заилийский Алатау, р. М. Алматинка	Дождевой	900	3250
08.07.1921	Заилийский Алатау, р. Талгар	Дождевой	3000	
16.05.1947	Заилийский Алатау, р. Талгар	Дождевой	300	
16.05.1947	Заилийский Алатау, р. Есик	Дождевой	170	640
08.07.1950	Заилийский Алатау, р. Б. Алматинка	Дождевой	1100	1500
08.07.1950	Заилийский Алатау, р. Аюсай	Дождевой	300	400
07.08.1956	Заилийский Алатау, р. М. Алматинка	Гляциальный	500	150
06.07.1958	Заилийский Алатау, р. Есик	Гляциальный	6000	4000
08.04.1959	Жетысу Алатау, р. Текеле	Дождевой и снеготаяние		
07.07.1963	Заилийский Алатау, р. Есик	Гляциальный	12000	5800
23.08.1970	Жетысу Алатау, р. Коянкоз	Гляциальный		1200

12.07.1971	Заи́лийский А́латау, р. Левый Талгар	Гляциальный	250	80
15.07.1973	Заи́лийский А́латау, р. М. Алматинка	Гляциальный	10000	3800
15.07.1973	Заи́лийский А́латау, р. Средний Талгар	Гляциальный		210
03.07.1977	Заи́лийский А́латау, р. Есик	Гляциальный	1100	200
03.08.1977	Заи́лийский А́латау, р. Б. Алматинка	Гляциальный	11000	3800
19.07.1978	Жетысу А́латау, р. Коянкоз	Гляциальный	1800	650
21.06.1079	Заи́лийский А́латау, р. Средний Талгар	Гляциальный	370	100
23.07.1980	Заи́лийский А́латау, р. Каскелен	Гляциальный	580	820
30.07.1982	Заи́лийский А́латау, р. Есик	Гляциальный	500	370
08.09.1982	Жетысу А́латау, р. Сарыкан	Гляциальный	2300	2700
1983	Кунгей А́латау, р. Кайынды	Прорыв завального озера		
05.07.1986	Заи́лийский А́латау, р. Каскелен	Гляциальный	100	400
29.01.1988	Заи́лийский А́латау, р. Каскелен (Жаманкун)	Прорывной (антропогенный)	1700	72000
06.07.1993	Заи́лийский А́латау, р. Средний Талгар	Гляциальный	1300	2800
03.07.1994	Заи́лийский А́латау, р. Б. Алматинка	Гляциальный	1000	800
14.07.1999	Заи́лийский А́латау, р. М. Алматинка (Бельдебай)	Дождевой	200	40
23.07.2003	Заи́лийский А́латау, р. Левый Талгар	Гляциальный		500

06.07.2006	Заи́лийский А́латау, р. Б. Алма́тинка	Дождевой	200	300
21.07.2013	Заи́лийский А́латау, р. М. Алма́тинская (Са- рысай)	Дождевой, антропоген- ный		10
17.07.2014	Заи́лийский А́латау, р. Средний Талга́р	Гляциальный		600

Приложение 3

Технические характеристики селезащитных сооружений Казахстана

Река	Тип сооружения селезащиты	Высота, м	Емкость селехранилища, млн.м <sup>3</sup>
Сарыкан	Каменно-насыпная плотина	56	7,15
Есик	Сквозная железобетонная плотина	13	1,5
Есик	Каменно-насыпная плотина	48	12,8
Кайназар	Арочная железобетонная плотина	8,6	0,267
Кайназар	Сквозная железобетонная плотина	5,5	0,144
Рахат	Сквозная железобетонная плотина	5,5	0,107
М. Алматинка Мынжылсы	Каменно-насыпная плотина	8	0,1
М. Алматинка Медео	Каменно-насыпная плотина	150	12,6
М. Алматинка Лесничество	Две стальные сквозные плотины	6	0,1
Талгар	Железобетонная ячеистая плотина	30	8,5
Б. Алматинка	Железобетонная отклоняющая дамба	8	Селенаправляющее устройство

Б. Алматинка	Железобетонная ячеистая плотина	40	14,5
Каргылы	Железобетонная сплошная плотина	28,8	1,2
Каскелен	Железобетонная сквозная	19,8	2,2
Узын Каргалы	Насыпная каменная плотина	34	1,46

*Геннадий. Иванович. Логинов*

## РЕЧНЫЕ ГИДРОУЗЛЫ ЦЕНТРАЛЬНОЙ АЗИИ

Учебное пособие

Подписано в печать 22.10.2020.

Формат 60x84<sup>1</sup>/<sub>8</sub>. Офсетная печать.

Объем 36,5 п. л. Тираж 100 экз. Заказ 145

Отпечатано в типографии КРСУ

720048, г. Бишкек, ул. Анкара, д. 2а