

Министерство сельского хозяйства Российской Федерации

Департамент мелиорации

Федеральное государственное бюджетное научное учреждение  
«РОССИЙСКИЙ НАУЧНО-ИССЛЕДОВАТЕЛЬСКИЙ ИНСТИТУТ  
ПРОБЛЕМ МЕЛИОРАЦИИ»  
(ФГБНУ «РосНИИПМ»)

УДК 626.823.004

С. М. Васильев, Ю. Е. Домашенко, Ю. Ф. Снопич,  
П. В. Калинин, Н. А. Антонова, М. С. Ляшков

**ЭФФЕКТИВНОЕ ТЕХНИЧЕСКОЕ ОБСЛУЖИВАНИЕ  
СОПРЯГАЮЩИХ СООРУЖЕНИЙ  
МАГИСТРАЛЬНЫХ КАНАЛОВ**

Научный обзор

Новочеркасск 2014

## Содержание

Введение .....	3
1 Основные виды сопрягающих сооружений на магистральных каналах мелиоративных систем.....	4
1.1 Многоступенчатый бетонный перепад.....	4
1.2 Быстротоки .....	9
2 Характеристики гидродинамических нагрузок на сопрягающих сооружениях .....	10
2.1 Режимы сопряжения бьефов .....	10
2.2 Прогнозы местных размывов на сопрягающих сооружениях .....	13
2.3 Описание гидродинамических нагрузок, воздействующих на плиты водобоев и рисберм .....	37
Заключение .....	42
Список использованной литературы.....	43

## Введение

В качестве рассматриваемого объекта выбран Донской магистральный канал. Источником заполнения Донского магистрального канала является Цимлянское водохранилище, вода поступает самотеком через регулируемое сооружение, рассчитанное на максимальный расход  $250 \text{ м}^3/\text{с}$ .

Особенности эксплуатации сопрягающих сооружений заключаются в специфике их работы в условиях гидродинамических нагрузок. При пропуске форсированных расходов за креплением нижнего бьефа возникают повышенные размывы, вызванные нестационарными режимными течениями, а элементы сопрягающих сооружений магистральных каналов подвергаются интенсивному воздействию значительных гидродинамических нагрузок. В настоящее время отсутствуют актуализированные данные по негативному воздействию повышенных гидродинамических нагрузок на сооружения, имеющие повышенный срок эксплуатации, а также документы, регулирующие работы в области эффективного технического обслуживания сопрягающих сооружений магистральных каналов при пропуске форсированных расходов.

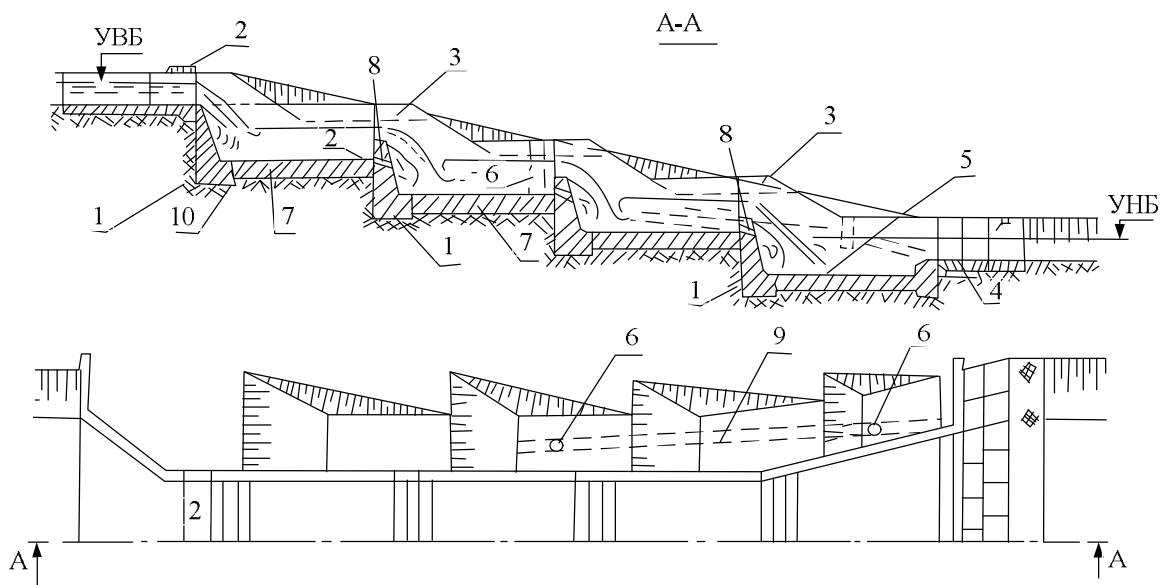
В настоящем научном обзоре приведены основные конструктивные схемы сопрягающих устройств, применяемых на магистральных каналах. Рассмотрены вопросы технического обслуживания сопрягающих устройств и методики прогноза местных размывов на сопрягающих сооружениях.

## **1 Основные виды сопрягающих сооружений на магистральных каналах мелиоративных систем**

При прокладке трассы канала могут встретиться участки с крутыми уклонами в местах сосредоточенного падения местности, где скорости для неукрепленного русла будут опасными, размывающими. Поэтому на таких участках необходимо устраивать сопрягающие сооружения. К основным типам сопрягающих сооружений относятся перепады и быстротоки с многообразными переходными формами: быстротоки-перепады, шахтные, трубчатые, консольные перепады и др. Выбор типа сооружения основывается на технико-экономическом сопоставлении вариантов [1].

### **1.1 Многоступенчатый бетонный перепад**

Особенность перепадов состоит в том, что проходящий через них поток воды движется на одной части своего пути непосредственно по сооружению, на другой – в воздухе, по типу падающей струи. Перепады бывают открытые ступенчатые, полунапорные и напорные. Чаще устраивают открытые перепады, которые в зависимости от высоты падения местности проектируются одноступенчатыми или многоступенчатыми прямоугольного или трапецеидального поперечного сечения. Открытый перепад состоит из входа, выполненного в виде раструба с обратными стенками, ступеней и выхода. В бетонных сооружениях стенки падения, боковые стенки и водой ступеней отделяют друг от друга осадочными швами. Швы заполняют двумя-тремя слоями толя с заливкой битумом. В конструктивном отношении продольные стенки и стенки падения представляют собой обычные подпорные стенки. Железобетонные перепады в отличие от перепадов из монолитного бетона более легкие и чаще всего в пределах одной ступени представляют собой рамные ребристые конструкции с жестким соединением флютбета и стен (рисунок 1).



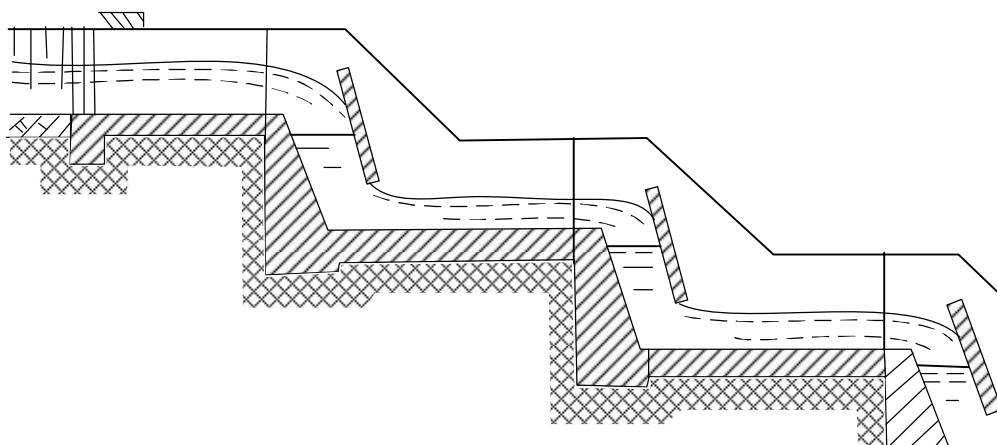
- 1 – стенка падения; 2 – служебный мостик; 3 – продольные стенки;  
 4 – обратный фильтр; 5 – водобойный колодец; 6 – смотровой колодец;  
 7 – флютбет; 8 – сливные отверстия; 9 – дрена; 10 – шов

**Рисунок 1 – Многоступенчатый бетонный перепад**

Полунапорные перепады имеют участок напорного движения потока, создаваемого особыми поперечными стенками-забралами, частично гасящими энергию. Поперечные стенки ставят на таком расстоянии от стенки падения, чтобы падающая струя ударялась в нее. Напорный перепад имеет вид шахты или трубы. Гашение энергии в них происходит частично по пути, но главным образом на выходе в нижний бьеф, где устанавливаются гасители [2, 3].

Полунапорные перепады в отличие от открытых имеют участок напорного движения потока, создаваемый с помощью особых поперечных стенок (рисунок 2). Прыжок на всех ступенях может быть и незатопленным, за исключением последней ступени (при выходе в нижний канал прыжок должен быть затоплен). Поэтому длина ступеней короче, чем в открытом перепаде и, следовательно, полунапорные перепады можно применять при больших уклонах местности. Глубина потока на водобое определяется так же, как при истечении из-под щита. Поперечную стенку – забрало рассчитывают на изгиб как балку с жестко заделанными концами. При ледоходе и шугоходе по каналу стенки из шандоров частично или полностью разбира-

ются, что позволяет регулировать и режим гашения энергии. Во избежание разбрызгивания, которое может, например, зимой вызвать образование наледей, стенки – забрала устраивают наклонными. При большой ширине перепада этот тип конструкции сложнее и дороже других, так как требует обеспечения большой жесткости поперечной стенки [3].

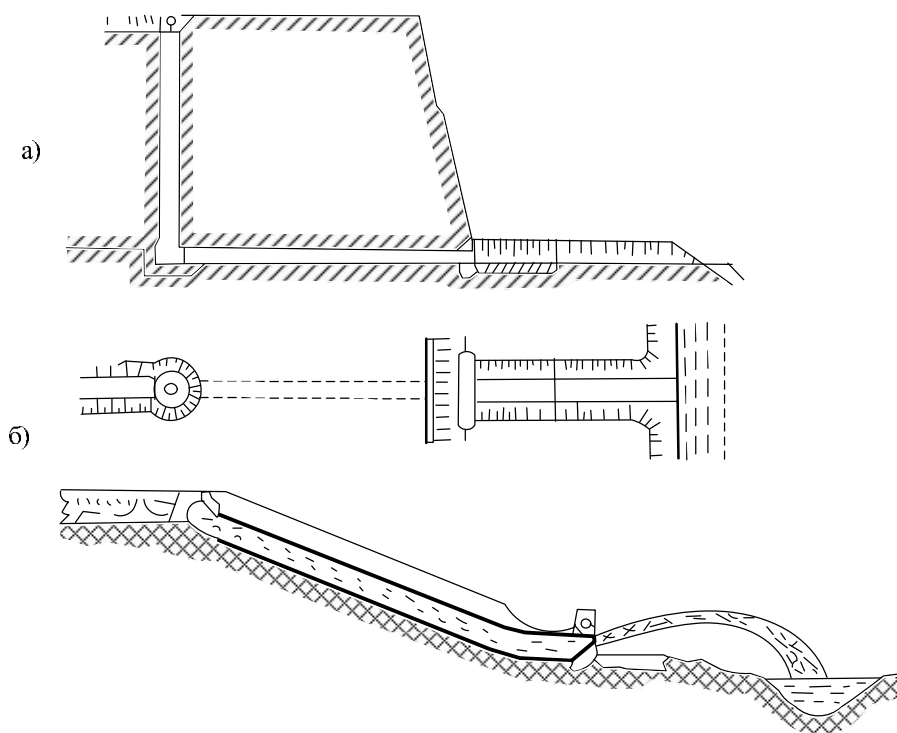


**Рисунок 2 – Полунапорный перепад**

Напорные (или закрытые) перепады устраивают при значительных падениях и крутых склонах, не позволяющих развить ступенчатый открытый перепад. Перепад представляет собой шахту (рисунок 3, а) или же трубу (рисунок 3, б). Гашение энергии происходит частично по пути, но главным образом на выходе в нижний бьеф, где устанавливают гасители. Возможен перепад и со сбросом свободно падающей струи [4].

Консольные перепады характеризуются наличием в лотке консоли, с которой поток свободно падает струей в сопрягаемый участок канала. Под воздействием падающей струи в грунте образуется воронка такой глубины, что скорости потока уменьшаются до пределов, при которых дальнейший размыв прекращается. Консольные перепады весьма экономичны, так как в них отсутствует стенка падения и водобойная плита в нижнем бьефе. Однако неопределенность величины размыва, который рассчитывается лишь приближенно, и неустановившийся режим воронки в период ее развития не всегда приемлемы для нормально эксплуатируемого канала. Поэтому чаще консольный перепад устраивают на сбросах из каналов или

в качестве берегового водосброса при магистральных каналах из местных материалов.



а – шахтный; б – трубчатый консольный

**Рисунок 3 – Напорные перепады**

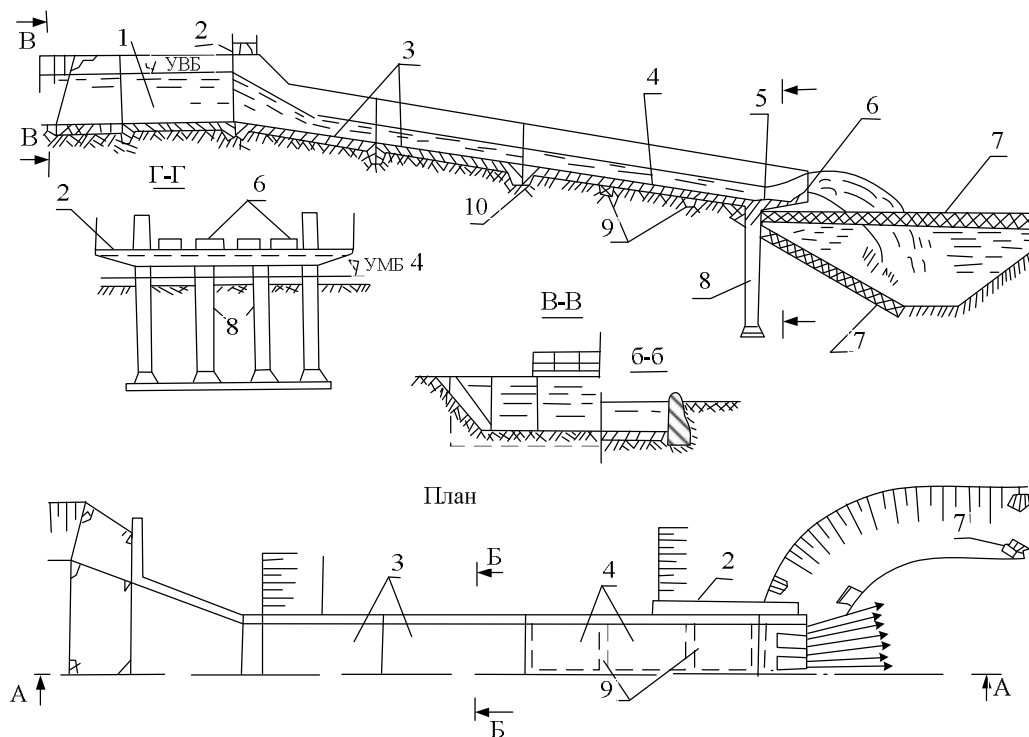
На каналах оросительных систем широко применяют трубчатые быстротоки сборной конструкции. Выполняют их по типовым проектам и монтируют из блоков. Трубчатый быстроток может выполнять одновременно и функции регулятора, для чего во входном оголовке устанавливают плоский затвор с винтовым подъемником.

Консольные перепады (консоли). Консольный перепад – это лоток типа быстротока, нижняя часть которого располагается на заглубленных в грунт опорах и заканчивается в виде свеса-консоли над отводящим каналом [5].

Лоток прямоугольного сечения плавно сопрягается с подводящим каналом входного оголовка, образованным сходящимися стенками и оборудованным служебным мостом. Вода, поступающая из канала в лоток, с большой скоростью сбрасывается с консоли свободно падающей струей, в результате чего в месте ее падения происходит размыв грунта с образо-

ванием так называемой воронки размыва. Глубина размыва увеличивается до тех пор, пока воронка размыва не станет достаточной для гашения энергии падающей струи.

Консольная часть лотка служит направляющим устройством для отбрасывания потока от опоры на безопасное расстояние. С целью уменьшения глубины воронки размыва консоль расширяют в плане, придают ей небольшой обратный уклон и устанавливают на ней специальные носки-расщепители. Глубину воронки находят специальным расчетом и учитывают при заглублинии опор. Во избежание подмыва опоры консольного перепада откосы канала под консолью, а также справа и слева от нее укрепляют гибким креплением – каменной отмосткой, габионами, фашинными тюфяками и др. Консольные перепады (рисунок 4) чаще всего устраивают при водохранилищах в качестве сброса или в местах сброса воды из канала в ближайшие понижения местности [6].



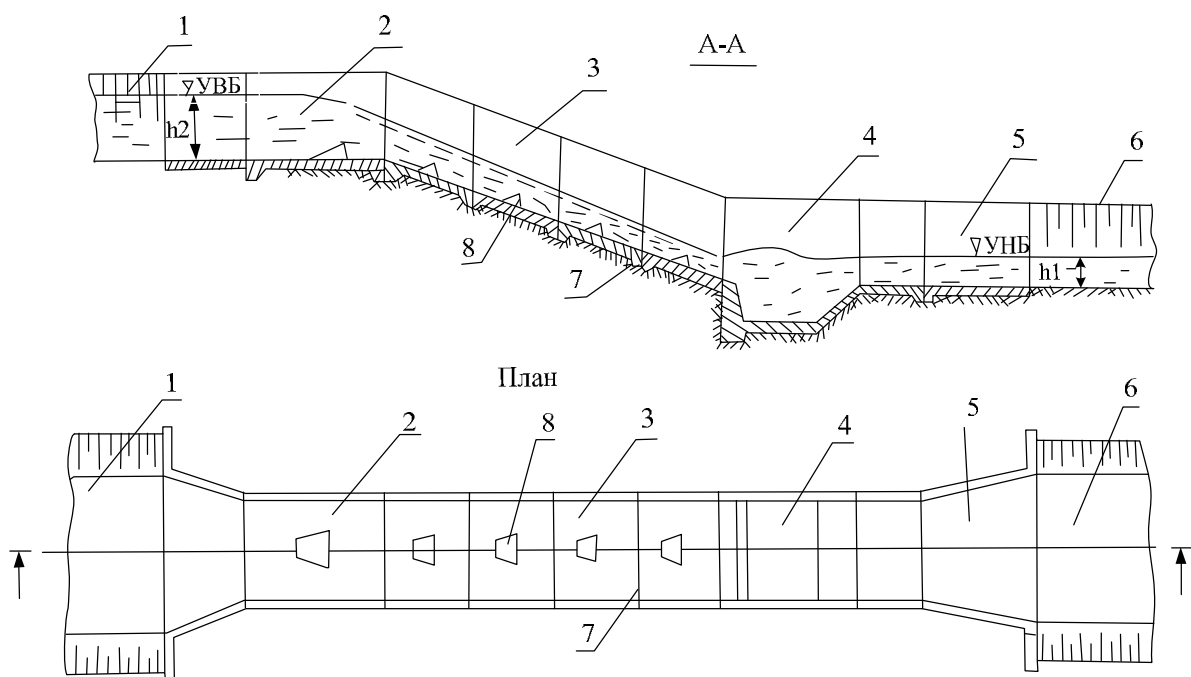
- 1 – вход; 2 – мостик; 3 – бетонный лоток; 4 – железобетонный лоток;  
 5 – консоль; 6 – трамплины; 7 – габионное крепление; 8 – рамная опора;  
 9 – балки жесткости; 10 – шов

**Рисунок 4 – Консольный перепад**



## 1.2 Быстротоки

Быстротоками называют такие сооружения, которые с большими скоростями переводят воду из верхнего участка канала в нижний без отрыва потока от контуров сооружений. Быстротоки бывают открытыми – лотковыми и закрытыми – трубчатыми, монолитными, сборными и сборно-монолитными. Открытый быстроток монолитной конструкции состоит из входа, проводящей части – лотка, успокоителя и выходной части, соединяющей лоток с нижним участком канала (рисунок 5).



1 – подводящий канал; 2 – входная часть; 3 – лоток быстротока; 4 – водобойный колодец (успокоитель); 5 – выход; 6 – отводящий канал; 7 – шов; 8 – шашки

**Рисунок 5 – Бетонный быстроток**

Лоток быстротока чаще всего имеет вид коробки прямоугольного или трапецидального сечения, бортами которой служат плиты или стенки. По конструкции лотка различают быстротоки гладкие, струйные и с искусственной повышенной шероховатостью. Лоток гладкого быстротока имеет конструктивно-осадочные швы через 5-15 м по длине, которые должны быть герметичными и предупреждать появление опасных деформаций. Продольные швы для отделения флутбета от боковых стен имеют тоже назначение. Со стороны основания под швами устраивают обратные

фильтры для предупреждения возможного вымыва грунта [5, 6].

В выходной части должно быть безопасное для сооружения сопряжение бурного потока, сходящего с лотка, со спокойным в канале. Поэтому конструкция этой части должна обеспечивать достаточную степень гашения энергии при затопленном прыжке, равномерное и бесбойное растекание потока со снижением скоростей до допустимых в пределах укрепленной части нижнего бьефа.

Конструктивно выход из быстротока проектируется в зависимости от размеров сооружения, удельных расходов воды, свойств грунта, условий строительства и эксплуатации. Когда быстроек устроен с уклоном больше допустимого по скорости, в концевой части лотка скорость достигает величины опасной для материала сооружения. Для ограничения ее делается повышенная (искусственная) шероховатость. Она создается за счет размещения на дне лотка, а иногда и по его бортам неровностей в виде брусков, зубьев, шашек, поперечных и зигзагообразных стенок [6].

## **2 Характеристики гидродинамических нагрузок на сопрягающих сооружениях**

### **2.1 Режимы сопряжения бьефов**

Каждой схеме гашения отвечает определенный режим сопряжения бьефов. При гашении избыточной кинетической энергии потока в случае одной из форм гидравлического прыжка возможны два класса режимов, различающихся относительным расположением в вертикальной плоскости транзитной части потока: донные – при устойчивом нахождении транзитной струи у дна, и поверхностные – транзитная струя располагается на поверхности потока или в непосредственной близости от нее.

Устройства нижнего бьефа, предназначенные для сочленения верхового участка с дном нижнего бьефа, могут работать при четырех видах режимов сооружения: трех донных (соответственно с отогнанным, предельным или затопленным прыжком) и поверхностном (типа второго критиче-

ского), выбор которых осуществляется в зависимости от значений сбрасываемого расхода и параметров до и после участка сопряжения

При устройстве на концевом участке носка-уступа в зависимости от его высоты, положения уровня нижнего бьефа, значений сбрасываемого расхода и параметров потока до и после участка сопряжения в нижнем бьефе возможны как донные, так и поверхностные режимы. Их последовательная смена происходит через критические режимы. Различают четыре основных вида критических режимов: первый, разграничивающий режимы донный и поверхностный с незатопленным прыжком; второй, разграничивающий поверхностные режимы с незатопленной и затопленной струей; третий, разграничивающий режимы поверхностный с незатопленной струей и поверхностно-донный; четвертый, характеризующийся сменой поверхностного режима донным восстановлением или наоборот [7-9].

При гашении энергии потока по схеме отброшенной струи постепенный подъем отметок уровня нижнего бьефа до отметок носка-трамплина приводит к возникновению одного из видов поверхностного режима.

К наиболее распространенным и часто реализуемым схемам гашения относится сопряжение бьефов при донном режиме. Его недостаток – наличие значительных и медленно затухающих по длине донных скоростей и вращения в вальце плавающих тел (в том числе льда), могущих повредить поверхности сооружения.

Применение поверхностного режима сопряжения позволяет значительно облегчить крепление, а также создать благоприятные условия для сброса льда.

Этот режим рационален в тех случаях, когда он может быть создан без значительного заглубления отметок крепления и подошвы канала. К недостаткам этого режима, в определенной степени ограничивающим его широкое применение, следует отнести неустойчивость границ надежного существования его различных форм; невозможность его создания при малой высоте носка-уступа; неизбежность возникновения значительных

колебаний уровня нижнего бьефа (раскачка бьефа); необходимость в относительно больших глубинах нижнего бьефа.

Если глубина нижнего бьефа значительно меньше второй сопряженной глубины (или меньше глубины, определяющей нижнюю границу поверхностного режима) и одновременно концевая часть сооружения располагается на основании, характеризующемся значительной устойчивостью против размыва, целесообразно применять схему сопряжения с отбросом струи с носка-трамплина. Основное достоинство этой схемы – устойчивый и гидравлический ясный режим сопряжения. К недостаткам ее относят: неупорядоченный характер течения в нижнем бьефе в начальный период эксплуатации сооружения; необходимость предварительного устройства ямы размыва (до ее полного формирования и образования отстойки); относительно высокую степень неравномерности распределения удельных расходов по ширине нижнего бьефа: эксплуатационные затруднения, вызванные разбрызгиванием струй и образованием водяной пыли; сложность размещения сливной поверхности для разгона струи и трамплина на низовой грани каналов; опасность нарушения устойчивости склонов, вызванную образованием глубокой воронки размыва (особенно в узких створах) [7, 8].

Интенсификация процесса гашения и улучшения режима сопряжения бьефов с благоприятным перераспределением скоростей достигается специальными конструктивными мерами: применением гасителей энергии и расщепителей потока; устройством энергогасящих диффузоров, искусственных шероховатостей, пирсов-гасителей на водосливных гранях, камер гашения и устройств для соударений струй в пределах транзитной части водопропускного сооружения; увеличением ширины живого сечения потока и уменьшением удельных расходов в начале участка сопряжения и т. д. [4].

Как правило, движение сбрасываемого потока в нижнем бьефе сопровождается его резким расширением в плане. Параметры этого расширения обусловлены плановыми очертаниями берегов и расположением во-

допропускного сооружения относительно русла реки. Резкое плановое расширение неизбежно сопровождается отрывом потока от стенок сооружения и возникновением водоворотных зон. Это приводит к разделению потока на транзитную часть, в которой перемещается основная масса воды, и нетранзитную – водовороты.

Движение транзитной части возможно в двух формах: в виде плавнорасширяющегося в плане потока, соответствующего его режиму; в виде сбойного течения, характеризуемого постоянным изменением направления (сбойность) практически нерасширяющейся струи. Границы транзитной части и параметры водоворотов устанавливаются специальным гидравлическим расчетом. Возникновение сбойности ухудшает условия сопряжения бьефов и создает неблагоприятную плановую картину течения потока. Различают следующие формы сбойных течений: в виде резкого изменения направления потока после выхода его из сооружения в широкий нижний бьеф ( $b : B \leq 0,8$ ); в виде сжатия потока, вызываемого боковым натеканием воды из окружающих водоворотов [2-4].

## **2.2 Прогнозы местных размывов на сопрягающих сооружениях**

Основное свойство реальной жидкости состоит в появлении тонкого слоя этой жидкости, движущегося вслед за погруженным в жидкость телом. В тех случаях, когда жидкость с трением движется в канале, около поверхности такого канала появляется отстающий от основной массы тонкий слой жидкости. Толщина этого пограничного слоя пропорциональна квадратному корню из расстояния от начала канала. В протяженных каналах такой слой может постепенно заполнить все поперечное сечение канала. Фактически такой эффект наступает значительно раньше из-за перемешивания жидкости (турбулентность) [10].

Движущаяся речная вода представляет собой не менее, чем двухкомпонентную смесь: собственно вода и переносимые ею частицы. Можно рассчитать концентрацию примесей в речной воде. Появление в жидкости

частиц примеси (наносов) обусловлено взаимодействием жидкости с поверхностью грунта.

Для анализа влияния жидкости на грунт канала необходимо знать кинематические параметры жидкости в канале. К настоящему времени отсутствуют универсальные зависимости, позволяющие рассчитывать эти параметры. Исследования, проведенные различными авторами, позволили вывести некоторые формулы, позволяющие рассчитывать скорость воды в канале в зависимости от ряда показателей, характеризующих индивидуальные особенности канала: коэффициент условий работы, учитывающий наличие наносов в коллоидном состоянии, средний диаметр частиц грунта и пр. [11].

Располагая информацией об индивидуальном устройстве канала, можно получить требуемую картину распределения скоростей частиц жидкости по вертикали его плоского сечения.

При невозможности получения исчерпывающих сведений о строении канала (к примеру, геометрии дна и стенок, всех геотехнических характеристик грунта) ставится задача численного моделирования движения жидкости в канале. Такая задача требует составления математической модели движения жидкости. Движение жидкости, в общем случае, должно описываться системой уравнений в частных производных. Система таких уравнений лишь в частных случаях может иметь аналитическое решение. Обыкновенно к таким задачам применяют численные методы [11].

Рассмотрим общий случай движения жидкости в канале. Скорость движения частицы жидкости, находящейся в геометрической точке  $M(x, y, z)$ , подчиняется уравнению [11]:

$$\frac{\partial}{\partial x} \left( A \frac{\partial V}{\partial x} \right) + \frac{\partial}{\partial y} \left( A \frac{\partial V}{\partial y} \right) + \frac{\partial}{\partial z} \left( A \frac{\partial V}{\partial z} \right) = \frac{K^2 C}{h} \left( I + \frac{iV^2}{gh} \right), \quad (1)$$

где  $A$  – коэффициент турбулентного обмена;

$V$  – скорость движения частицы жидкости, м/с;

$K$  – коэффициент пропорциональности;

$C$  – коэффициент Шези;

$I$  – уклон водной поверхности;

$i$  – уклон дна;

$g$  – ускорение свободного падения, м/с<sup>2</sup>;

$h$  – глубина измерения, м.

Направление осей выбирается следующим образом: абсцисса  $x$  направляется вдоль потока, ордината  $y$  отсчитывается от динамической оси потока по направлению к берегу, аппликата  $z$  – от поверхности к дну канала.

Переменный коэффициент  $A$  связан со скоростью потока уравнением В. М. Маккавеева [11]:

$$A = K \cdot v. \quad (2)$$

Учет последнего соотношения позволяет записать (1) в виде [11]:

$$\frac{\partial^2 V}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 V}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 V}{\partial z^2} = -\frac{2KC}{h} \left( I + \frac{iv^2}{gh} \right). \quad (3)$$

Для упрощения расчетов заменим значение квадрата скорости на переменную  $u$ , м/с [11]:

$$v^2 = u, \quad (4)$$

это приводит к упрощению [11]:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = -\frac{2KC}{h} \left( I + \frac{iu}{gh} \right). \quad (5)$$

Примем  $u = u(y, z)$ , тогда (5) запишется [11]:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = -\frac{2KC}{h} \left( I + \frac{iu}{gh} \right). \quad (6)$$

Положим  $u = u(x, z)$ , тогда (5) примет вид [11]:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = -\frac{2KC}{h} \left( I + \frac{iu}{gh} \right). \quad (7)$$

Некоторый интерес представляет одномерное (вертикальное) распределение скорости жидкости [12-14]:

$$\frac{\partial^2 u}{\partial z^2} = -\frac{2KC}{h}I. \quad (8)$$

Уравнения (1)-(7), дополненные граничными условиями, позволяют рассчитать картину распределения скоростей жидкости в простейшем, одномерном случае, в плоско-вертикальном и в наиболее общем трехмерном случае.

Существует множество эмпирических зависимостей для распределения скоростей по вертикали водного потока. Такие зависимости обыкновенно имеют форму параболы второго порядка, гиперболы, эллипса, логарифмики и пр.

Наиболее популярным является эмпирическое распределение Базена [13]:

$$\bar{U} = U_0 - m\sqrt{hI}\xi^2, \quad (9)$$

где  $\bar{U}$  – средняя скорость по вертикали, м/с;

$U_0$  – скорость в точке поверхности жидкости, лежащей в рассматриваемой вертикали, м/с;

$m$  – параметр эмпирического характера: по Базену  $m = 22,3$ , по Буссо-неско  $m = 0,36C + 0,3$ ;

$\xi$  – относительная глубина, равная

$$\xi = \frac{h}{H}, \quad (10)$$

где  $H$  – глубина по вертикали, м.

Степанс-Коллупайло получил зависимость скорости точек рассматриваемой вертикали потока воды в параболической форме, ось которой вертикальна [15]:

$$\bar{U} = \alpha(H-h)^{\frac{n}{0,15}}, \quad (11)$$

где  $\alpha$  – эмпирический параметр;

$n$  – коэффициент шероховатости.

Для определения скорости воды в канале существует вертикальное



распределение А. В. Караушева [15]:

$$\bar{U} = U_0 \sqrt{1 - P\xi}, \quad (12)$$

где  $P$  – безразмерный параметр,

$$P = \frac{m\bar{U}^2}{C} U_0^2; \quad m = \begin{cases} 0,7C + 6, & 0 \leq C \leq 60 \\ 48, & C > 60 \end{cases}, \quad (13)$$

где  $m$  – функция Шеши.

Среди эмпирических зависимостей можно выделить логарифмическое соотношение, вытекающее из теории турбулентности Прандтля-Кармана [12]:

$$\bar{U} = \frac{2,3V_*}{\kappa \lg(Z)} + C, \quad (14)$$

где  $V_*$  – динамическая скорость, м/с, вычисляемая по формуле:

$$V_* = \frac{\sqrt{\tau}}{\rho}, \quad (15)$$

где  $\tau$  – касательное напряжение около дна, кг/мм<sup>2</sup>;

$\rho$  – плотность воды, кг/м<sup>3</sup>;

$\kappa$  – константа Кармана;

$Z$  – высота точки наблюдения над дном [11].

Для равномерных потоков  $V_*$ , см/с, можно вычислить по формуле [13]:

$$V_* = \sqrt{g \cdot H \cdot I}. \quad (16)$$

В исследовании Г. В. Железнякова [9] было установлено, что константа Кармана не совсем константа. К ее вычислению он вывел зависимость:

$$\kappa = \frac{2}{I} + \varphi_* + 0,30, \quad (17)$$

где  $\varphi_*$  – параметр, характеризующий степень неоднородности донных наносов:

$$\varphi_* = \frac{\bar{U}}{V_*}. \quad (18)$$

Обработка экспериментальных данных позволила М. А. Великанову и Н. М. Бочкову получить формулу расчета начальной скорости влечения [9]:

$$\frac{v_{\text{нач}}^2}{g} = 15d + 6, \quad (19)$$

где  $v_{\text{нач}}$  – начальная скорость, м/с;

$d$  – диаметр зерен наносов, мм.

Простота этой зависимости обеспечила ей длительную практику использования в расчетах сооружений и рек. Из анализа данного соотношения можно сделать вывод о неучитывании глубины канала вследствие малых размеров испытательного стенда.

Для несвязанных и неоднородных грунтов В. Н. Гончаров [4] получил следующую формулу начальной скорости трогания их зерен:

$$v_{\text{нач}} = 6,8 \left( H \frac{d_{sr}}{d_{\text{max}}} \right)^{0,2} \sqrt{\frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} (d_{sr} + 0,0014)}, \quad (20)$$

где  $H$  – глубина водного потока, м;

$d_{sr}$  – средний диаметр зерен грунта, мм;

$d_{\text{max}}$  – максимальный диаметр зерен грунта, мм.

$\gamma_s$  – удельный вес зерен наносов, кг/м<sup>3</sup>;

$\gamma$  – удельный вес воды, кг/м<sup>3</sup>.

При определенных глубинах водного потока ( $\frac{H}{d} > 60$ ) И. И. Леви была предложена формула:

$$v_{\text{нач}} = 3,2 \sqrt{gd} \lg \left( \frac{H}{7d} \right), \quad (21)$$

где  $d$  – диаметр зерен грунта, мм.

Для обработки большого объема эмпирически полученных данных

Г. И. Шамов разработал формулу предельных скоростей трогания зерен:

$$v_{nach} = 1,3 \left( \frac{0,01}{d^{\frac{1}{6}}} + 4,7d^{\frac{1}{3}} \right) H^{\frac{1}{6}} \varphi, \quad (22)$$

где  $\varphi$  – параметр, характеризующий степень неоднородности донных наносов.

Обобщение, проведенное Доу Гоженем [2] на основе накопившегося теоретического и экспериментального материала по исследованиям начальных скоростей трогания зерен грунта, дало следующую зависимость:

$$\frac{v_{nach}^2}{g} = \frac{\gamma_s - \gamma}{\gamma} d \left( 2,4 + 16 \frac{H}{H_a} \right) + \left( 37 + 274 \frac{H}{H_a} \right) \frac{H_a \delta}{d}, \text{ м/с}, \quad (23)$$

где  $H_a$  – атмосферное давление, мм вод. ст.;

$\delta$  – толщина одного слоя молекул воды, м.

Однако эти распределения учитывают недостаточный объем параметров системы естественных и рукотворных водных потоков, чего нельзя сказать о соотношениях акад. Ц. Е. Мирцхулавы [7].

В общем случае движение водного потока является переменным. В малых искусственных сооружениях расход потока по всей длине сооружения считается постоянным, иногда оно нарушается, и появляется переменный расход потока.

Для переменного движения жидкости существует величина удельной энергии [2]:

$$\mathcal{E} = h + \frac{av^2}{2g} = h + \frac{Q^2}{2gw^2}, \quad (24)$$

где  $\mathcal{E}$  – удельная энергия;

$a$  – безразмерный параметр;

$v$  – скорость частицы жидкости, м/с;

$Q$  – расход воды, м<sup>3</sup>/с;

$w$  – площадь живого сечения, м<sup>2</sup>.

Эта энергия, причиной которой является наличие гидродинамиче-

ского напора, отсчитывается от нижней точки дна поперечного сечения канала.

Глубина водного потока, по достижении которой минимизируется удельная энергия рассматриваемого сечения при известном расходе потока, называется критической глубиной  $h_{кр}$ . Такое состояние потока, при котором  $h = h_{кр}$ , является критическим.

Для любой формы сечения потока его критическое состояние описывается уравнением [6]:

$$\frac{w_{кр}^3}{B_{кр}} = \frac{Q}{g}, \quad (25)$$

где  $w_{кр}$  – критическая площадь живого сечения потока,  $m^2$ , откуда

$$w_{кр} = \sqrt[3]{\frac{Q^2 B_{кр}}{g}}, \quad (26)$$

где  $B_{кр}$  – критическая ширина свободной поверхности потока, м.

Рассмотрение прямоугольного сечения канала позволяет получить следующее выражение для его критической глубины  $h_{кр}$ , м [11]:

$$h_{кр} = \sqrt[3]{\frac{Q^2}{gB_{кр}^2} - 0,482} \sqrt[3]{\frac{Q^2}{B_{кр}^2}}. \quad (27)$$

Исследование трапецеидального сечения канала приводит к следующей формуле [11]:

$$h_{кр} = \left( 1 - \frac{mh_{кр}}{3b} + 0,105 \frac{m^2 h_{кр}^2}{b^2} - 0,125 \frac{m^3 h_{кр}^3}{b^3} \right) h_{кр}, \quad (28)$$

где  $m$  – коэффициент заложения откоса,

$$m = \frac{a}{h}, \quad (29)$$

где  $h_{кр}$  – критическая глубина прямоугольного сечения канала, м;

$b$  – общая ширина дна для трапеции и прямоугольника, м;

В первом приближении, отбросив слагаемые  $0,105 \frac{m^2 h_{кр}^2}{b^2} -$

$-0,0125 \frac{m^3 h_{кр}^3}{b^3}$  степени выше первой, получим [11]:

$$h_{кр} = \left(1 - \frac{m h_{кр}}{3b}\right) h_{кр}. \quad (30)$$

При треугольном сечении потока критическая глубина потока будет равна [11]:

$$h_{кр} = \sqrt[5]{\frac{2Q^2}{gm^2}}. \quad (31)$$

При определенных соотношениях между глубиной  $h$  и критической глубиной  $h_{кр}$  потоков выделяют три их состояния:

- бурное состояние потока характеризуется неравенством  $h < h_{кр}$ ;
- спокойное состояние потока характеризуется неравенством  $h > h_{кр}$ ;
- критическое состояние потока характеризуется неравенством  $h = h_{кр}$ .

А. Ш. Мамедовым были предложены выражения допускаемой средней глубины при известных параметрах грунтов [3-6]:

- для несвязных грунтов:

$$H_{cp} = 1,56 \frac{(A \cdot \beta)^2}{gJ} \cdot \left\{ \frac{2m}{0,44 \rho_0 n_0} [g(\rho_r - \rho_0)d + 2C_{yn}^n K] \right\}; \quad (32)$$

- для связных грунтов:

$$H_{cp} = 1,56 \frac{(A \cdot \beta)^2}{gJ} \left\{ \frac{2m}{2,6 \rho_r n_0} [g(\rho_r - \rho_0)d + 1,25 C_{yn}^n K] \right\}, \quad (33)$$

где  $H_{cp}$  – средняя глубина потока, м;

$A = \frac{1}{K}$  – специальное обозначение;

$\beta$  – коэффициент, характеризующий состояние русла и влияние транспорта наносов на русловые процессы;

$J$  – уклон потока;

$m$  – коэффициент заложения откоса;

$\rho_0$  – плотность воды, кг/м<sup>3</sup>;

$n_0$  – коэффициент перегрузки, который учитывает свойство пульсации скоростей:

$$n_0 = 1 + \frac{d}{0,00005 + 0,3d}, \quad (34)$$

где  $d$  – средний диаметр частиц грунта, мм;

$\rho_r$  – плотность грунта русла, кг/м<sup>3</sup>;

$C_{\text{ун}}^n$  – усталостная прочность на разрыв связного грунта;

$K$  – опытный коэффициент.

По исследованиям данных Б. И. Студеничникова, А. М. Латышенко-ва и С. К. Ревяшко получены следующие выражения [7]:

$$\lg\left(\frac{H}{d}\right) > 3,5 : A = 0,4; \quad (35)$$

$$\lg\left(\frac{H}{d}\right) < 3,5 : A = 0,3611 + 0,053 \lg\left(\frac{H}{d}\right) - 0,1157 \left(\lg\left(\frac{H}{d}\right)\right)^2 + 0,0308 \left(\lg\left(\frac{H}{d}\right)\right)^3. \quad (36)$$

Максимальная глубина потока  $h_0$ , м, являясь основной характеристикой стабилизированной воронки, вычисляется по формуле [7]:

$$h_0 = \mu \frac{Q}{v_n}, \quad (37)$$

где  $\mu$  – безразмерный параметр;

$$\mu = 0,87 + 3,5 Fr_1 + 0,3M; \quad (38)$$

где  $Fr_1$  – число Фруда для конца рисбермы;

$M$  – параметр, характеризующий турбулентность в конце рисбермы или в ковше:

$$M = \frac{u'_0}{v_n}, \quad (39)$$

где  $u'_0$  – максимальная пульсационная скорость, м/с;

$v_n$  – неразмывающая скорость, м/с.

Значение  $M$  рассчитывается исходя из эмпирических соотношений

как функция длины крепления и рисбермы, и ряда параметров гидравлического прыжка.

Глубину размыва за жесткой рисбермой  $h_{pc}$  можно рассчитывать, пользуясь следующей эмпирической формулой [7]:

$$h_{pc} = h_0 \left[ \frac{0,4h_{кр}}{h_2} (1+M) - 0,1 \right], \quad (40)$$

где  $h_{pc}$  – глубина размыва за жесткой рисбермой, м;

$h_0$  – глубина, отвечающая срывающей скорости, м;

$$h_0 = \frac{Q}{v_c}, \quad (41)$$

где  $v_c$  – кинематическая вязкость воды, м<sup>2</sup>/с;

$h_{кр}$  – критическая глубина, м;

$$h_{кр} = \sqrt{\frac{\alpha Q^2}{g}}, \quad (42)$$

где  $\alpha$  – эмпирический параметр;

$h_2$  – глубина в конце рисбермы, м.

Глубина за воронкой размыва  $h_n$ , м, рассчитывается из соотношения [7, 8]:

$$h_n = \frac{q}{v_k}, \quad (43)$$

где  $v_k$  – критическая скорость, м/с.

В некоторых работах рекомендуется определять неразмывающую скорость из следующих групп соотношений [9]:

- для несвязных грунтов:

$$v_n = \left( \frac{H_{cp}}{0,7d} \right)^{0,2} \sqrt{\frac{2m}{0,44\rho_0 n_0} [g(\rho_r - \rho_0)d + 2C_{yn}^H K]}; \quad (44)$$

- для связных грунтов [9]:

$$v_n = \left( \frac{H_{cp}}{0,7d} \right)^{0,2} \sqrt{\frac{2m}{2,6\rho_r n_0} [g(\rho_r - \rho_0) + 1,25C_{yn}^r K]}, \quad (45)$$

где  $H_{cp}$  – средняя глубина потока, м;

$n_0$  – безразмерный параметр;

- для несвязных грунтов [9]:

$$v_n = 1,25A \frac{C}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{2m}{0,44\rho_0 n_0} [g(\rho_z - \rho_0)d + 2C_{yn}^n K]}, \quad (46)$$

- для связных грунтов [9]:

$$v_n = 1,25A \frac{C}{\sqrt{g}} \sqrt{\frac{2m}{2,6\rho_r n_0} [g(\rho_z - \rho_0)d + 1,25C_{yn}^n K]}. \quad (47)$$

Математически русловые деформации описываются моделями двух видов: гидроморфологическими и гидродинамическими.

Гидроморфологические методы предполагают использование гидроморфометрических зависимостей, описывающих гидродинамические характеристики потоков, к примеру, донные скорости, используя в качестве переменных показатели, содержащие информацию о руслах потоков и их грунтах. Эти зависимости носят эмпирический характер. Вид этих зависимостей определяется авторским выбором наиболее важных гидродинамических параметров.

Гидродинамические методы предполагают решение системы уравнений модели взвесенесущего руслового процесса одномерного потока, дополняемой до замкнутой теми или иными допущениями и эмпирическими зависимостями.

Преимуществами гидродинамических моделей являются: строгость математического описания и удобство нахождения гидродинамических переменных русловых потоков.

К недостаткам можно отнести отсутствие моделей, учитывающих индивидуальные особенности морфологии русел и пойм отдельно взятого участка [16].



Гидроморфологические модели, уступая гидродинамическим в строгости построения, максимально приближенно учитывают особенности строения рассматриваемых русловых участков.

Формальная запись системы уравнений в частных производных, описывающих движение руслового потока и русловых переформирований, представляет трудности при численном моделировании. Основное препятствие при расчете такой модели является отсутствие математического описания сложного процесса русловых переформирований. При определенных допущениях эта система уравнений существенно упрощается.

А. Б. Векслер предложил для бесприточного отрезка канала такую математическую модель [10]:

$$\frac{1}{g} \frac{\partial(\alpha_s v)}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left[ \frac{\alpha_k v^2}{2g} + y_d + h \right] + \frac{\alpha_s v \rho_1 q'_s}{\rho_0 g F} = I, \quad (48)$$

где  $\alpha_s, \alpha_k$  – параметры, корректирующие расход наносов с учетом неравномерности распределения местных концентраций наносов по живому сечению;

$v$  – скорость, м/с;

$t$  – время, с;

$x$  – абсцисса (ось абсцисс расположена вдоль потока);

$y_d$  – ордината дна;

$\rho_1$  – плотность наносов и грунта, устилающего дно канала, кг/м<sup>3</sup>;

$q'_s$  – удельный расход потока оттока наносов, происходящего при массообмене ими между потоком и руслом, м<sup>3</sup>/с;

$I$  – уклон трения;

$$\frac{\partial[F(1-S)]}{\partial t} + \frac{\partial(FS)}{\partial x} = 0, \quad (49)$$

где  $S$  – концентрация наносов, мг/л;

$$\frac{\partial(FS)}{\partial t} + \frac{\partial Q_s}{\partial x} = q_s, \quad (50)$$

где  $Q_s$  – расход наносов, м<sup>3</sup>/с;

$q_s$  – удельный расход потока соответственно притока наносов, происходящего при массообмене ими между потоком и руслом, м<sup>3</sup>/с.

$$\rho_1 q_s = \rho_{gr} \frac{\partial F}{\partial t} \bigg|_{\frac{\partial y_p}{\partial t} = 0}, \quad (51)$$

где  $\rho_{gr}$  – плотность грунта,стилающего дно канала, кг/м<sup>3</sup>;

$y_p$  – ординаты свободной поверхности одномерного потока.

Решение систем уравнений в частных производных предполагает наличие начальных и граничных условий. Начальные условия системы (48)-(51) подразумевают наличие уравнений кривых, описывающих рельеф потока по всему бьефу.

Решение этой системы уравнений, описывающих массообмен движущегося водного потока и вызванной этим движением деформации русла, предполагает определение расхода наносов, входящего в систему уравнений (49)-(50) и определяющего взаимодействие потока и его русла.

Исследование процессов русловых деформаций нижних бьефов гидроузлов проводится численным анализом математических моделей, к примеру, (50)-(52). Такие расчеты строятся на ряде допущений.

Массообмен между водным потоком и руслом в моделировании русловых деформаций является основным. Процессы деформаций русел сложны для моделирования и малоизучены. Их моделирование опирается на нескольких допущениях.

Первое допущение состоит в равенстве стока наносов при двух режимах реки: зарегулированном и неурегулированном или в соответствии объема расходуемых наносов транспортной способности потоков. Недостатком этого допущения является погрешность получаемых с его помощью значений переменных.

Второе допущение или допущение М. А. Великанова является допущением о незначительном влиянии нестационарности концентрации наносов на деформации русла в сравнении с изменением этой концентрации

вдоль потока. Математически это допущение, являясь часто применяемым, выражается равенством нулю члена  $\frac{\partial(FS)}{\partial t}$  в уравнениях (49), (50) или (48), (51). В практике моделирования ограничения I и II учитываются одновременно, причем уравнения (50)-(51) объединяются в одно, называемое уравнением баланса ионов или деформации русла [14]:

$$\frac{\partial Q_s}{\partial x} = \frac{\rho_{gr}}{\rho_1} \frac{\partial F}{\partial t} \bigg|_{\frac{\partial y_p}{\partial t} = 0} \quad (52)$$

Сечение русла будем считать прямоугольным площади [16]:

$$F = BH = B(y_d - y_p), \text{ м}^2, \quad (53)$$

где  $B$  – ширина русла, м;

$H$  – глубина потока, м;

$y_d$  и  $y_p$  – соответственно, ординаты дна и свободной поверхности одномерного потока, тогда справедливо равенство:

$$\frac{\partial F}{\partial t} \bigg|_{\frac{\partial y_p}{\partial t} = 0} = \left( h \frac{\partial B}{\partial t} + B \frac{\partial h}{\partial t} \right) \bigg|_{\frac{\partial y_p}{\partial t} = 0} = 0. \quad (54)$$

Допущение третье состоит в пренебрежении изменением площади живого сечения за счет изменения ширины канала:

$$h \frac{\partial B}{\partial t} \ll B \frac{\partial h}{\partial t}. \quad (55)$$

Это допущение выполняется как для весьма широких русел ( $h \ll B$ ) при  $\frac{\partial B}{\partial t} \approx \frac{\partial y_p}{\partial t}$ , так и для русел с трудноразмываемыми берегами  $\frac{\partial B}{\partial t} \ll \frac{\partial y_p}{\partial t}$ .

При выполнении всех трех допущений уравнение (50) можно привести к виду [16]:

$$\frac{1}{B} \frac{\partial Q_s}{\partial x} = - \frac{\rho_{gr}}{\rho_1} \frac{\partial y_p}{\partial t}, \quad (56)$$

который наиболее часто применяется в моделях русловых процессов.

Существуют различные математические модели, дающие точные или

приближенные значения переменных деформации русел.

Модель И. И. Леви состоит из уравнения Сен-Венана гидравлики неустановившегося потока и уравнения баланса наносов (56):

$$\frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left( \frac{\alpha_k v^2}{2g} + y_d + h \right) = I, \quad (57)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial x} + \frac{\partial F}{\partial t} = 0, \quad (58)$$

где  $Q$  – расход жидкости, м<sup>3</sup>/с.

Эту систему уравнений можно упростить некоторыми допущениями:

- допущение четвертое состоит в постоянстве расхода воды за рассматриваемый интервал времени в нижнем бьефе, т. е. вместо уравнения (50) можно записать уравнение постоянства расхода воды [24]:

$$Q = \text{const}; \quad (59)$$

- допущение пятое – уровень дна  $y_d$  и глубина  $h$  потока считаются непрерывными функциями абсциссы  $x$ , отсчитываемой вдоль потока;

- допущение шестое – русло потока считается равномерно сложенным по достаточной глубине однородным в пределах рассматриваемого участка материалом.

Уравнения (57) и (56) носят название уравнений медленно изменяющегося потока.

Допущение постоянства расхода воды эквивалентно допущению неизменности живого сечения потока во времени  $\frac{\partial F}{\partial t} = 0$ . При выполнении допущения три это означает, что свободная поверхность повторяет деформации дна, что свидетельствует о бурном режиме потока.

Рассмотрим модель Россинского-Кузьмина. Модель основывается на уравнении (56), дополненном уравнениями (59) и (60), причем с учетом одного из допущений, уравнение (60) становится уравнением равномерного движения Шези-Маннинга [25]:

$$v = \frac{h^{\frac{2}{3}} I^{\frac{1}{2}}}{n}, \text{ м/с}, \quad (60)$$

где  $n$  – безразмерный параметр.

В модели Россинского-Кузьмина учитываются данные гидрометрических наблюдений. Такие данные позволяют выбрать зависимость между расходами наносов и гидродинамическими параметрами потока. М. А. Великанов рекомендует определять расход наносов величиной  $\frac{h}{v^{0,33}}$ . Эта модель требует знания начальных и граничных условий.

Совершенствование модели Россинского-Кузьмина привело к созданию модели Кузьмина-Викуловой. Они предложили учитывать боковую эрозию. В этом случае уравнение деформации записывается без учета третьего допущения [16]:

$$\frac{\rho_1}{\rho_{gr}} \frac{\partial Q_s}{\partial x} = h_{br} \frac{\partial B}{\partial t} - B \frac{\partial y_d}{\partial t}. \quad (61)$$

Уравнение боковой эрозии было получено эмпирически:

$$h_{br} \frac{\partial B}{\partial t} \approx k_1 \frac{Q_s}{B}, \quad (62)$$

где  $h_{br}$  – расстояние от дна до бровок, м.

Коэффициент  $k_1$  определяется типом грунтов дна и берегов русла, и его значения колеблются от 0,05 для однородных среднезернистых грунтов до 0,01-0,05 для однородных мелкозернистых заиленных песков.

Деформация русла канала может быть определена интегрированием при определенных допущениях полной системе дифференциальных уравнений потока наносов. Однако существуют приближенные методы. В них при расчете русловых деформаций осветленным потоком русло потока приближенно заменяется призмой ширины  $B$ , а уравнение баланса наносов записывается в интегральной форме [25]:

$$\frac{\rho_{gr}}{\rho_1} dW = g_s dt, \quad (63)$$

где  $dW$  – объем размыва за промежуток времени  $dt$ ;

$g_s$  – параметр, характеризующий транспортирующую способность потока вне зоны размыва, где движение считается равномерным, а насыщение наносами потока – отвечающим его транспортирующей способности.

Дополненная (63) система исходных уравнений позволяет решать задачу расчета русловых переформирований с учетом боковой эрозии.

Множество гидродинамических методов в своей численной реализации опирается исключительно на применение ЭВМ. Можно отметить также предложения эмпирического характера. Они основаны на анализе результатов расчетов гидродинамических методов на ЭВМ [16]. Эти эмпирические сведения позволили составить таблицу поправочных коэффициентов к расчетной глубине размыва. Эту глубину  $h$ , м, предлагается рассчитывать по формуле Л. Л. Лиштвана [17]:

$$h = 0,93 \left( \frac{Q}{B \sqrt{gk^{0,2} \beta}} \right)^{0,77}, \quad (64)$$

где  $k$  – средний диаметр зерен грунта, слагающего русло, мм;

$\beta$  – безразмерный параметр, который зависит от расчетной обеспеченности максимального расхода воды ( $\beta = 1$  при  $P = 1\%$ ).

Л. Л. Лиштван получил также формулы для расчета глубин воды на вертикалях после размыва [17]:

- при несвязных грунтах;

$$h_{pr} = \left( \frac{mh_{bv}^{\frac{5}{3}}}{0,68k^{0,28}\beta} \right)^{\frac{1}{l_m+x}}; \quad (65)$$

- при связанных грунтах:

$$h_{pr} = \left( \frac{mh_{bv}^{\frac{5}{3}}}{0,6\rho_g^{1,18}\beta} \right)^{\frac{1}{l_m+x}}, \quad (66)$$

где  $h_{pr}$  и  $h_{bv}$  – местная на вертикали и средняя по сечению глубины под

мостом до размыва, м;

$m$  – постоянный параметр для данного перехода;

$\beta$  – параметр, характеризующий степень сжатия потока;

$l_m$  – ширина отверстия моста, м;

$x$  – безразмерный параметр;

$\rho_g$  – плотность грунта,стилающего дно канала, кг/м<sup>3</sup>.

При некоторых условиях, когда грунт состоит из нескольких слоев разных типов, то расчет глубин воды на вертикалях можно выполнять методом последовательного приближения, поскольку не определен грунтовый слой, в котором прекратится размыв.

О. В. Андреев [18] рекомендует определять предельную глубину размыва  $h_{pm}$ , м, из условия предельного баланса наносов, который соответствует равенству бытового расхода, которые поступают с вышерасположенного участка, выносу их из-под моста.

Путем ввода некоторых допущений О. В. Андреев вывел формулу расчета вот в таком виде:

$$h_{pm} = h_{pb} \left( \frac{B_{pb}}{B_{pm}} \right)^{\frac{m-k}{m+k}} \left( \frac{Q_{pm}}{Q_{pb}} \right)^{\frac{m}{m+k}} \left( \frac{1 - \frac{v_{om}}{v_{pm}}}{\frac{v_{ob}}{v_{pb}}} \right)^{\frac{k}{m+k}}, \quad (67)$$

где  $v_{om}$  и  $v_{ob}$  – значения начальных скоростей движения наносов в бытовых условиях и под мостом, соответственно, м/с;

$m$  и  $k$  – параметры, являющиеся показателями степени, величины которых зависят от вида формулы к расчету расхода наносов;

$\frac{Q_{pm}}{Q_{pb}}$  и  $\frac{B_{pb}}{B_{pm}}$  – отношения, характеризующие степень сжатия потока.

Автор предложенной методики рекомендует полагать  $m = 4$  и  $k = 0,4-0,5$ .

Формулу (67) можно модернизировать. О. В. Андреев, пользуясь но-

выми допущениями, представил ее в следующем виде [18]:

$$h_{pm} = h_{pb} \left( \frac{B_{pb}}{B_{pm}} \right)^{\frac{2}{3}} \left( \frac{Q_{pm}}{Q_{pb}} \right)^{\frac{8}{9}}. \quad (68)$$

В переводной литературе хорошо известна «режимная теория». Основой этой теории служит множество эмпирических соотношений следующего вида [17-20]:

$$B = \alpha_1 Q^{\frac{1}{2}}, \quad h = \alpha_2 Q^{\frac{1}{3}}, \quad T = \alpha_3 Q^{\frac{1}{6}}, \quad (69)$$

где  $\alpha_1, \alpha_2, \alpha_3$  – эмпирические параметры, которые зависят только от крупности зерен грунта, слагающего русла рек, и прочих условий.

Предполагая справедливыми некоторые допущения, из (69) получают следующую зависимость [19]:

$$h_{pr} = h_{rb} \left( \frac{q_{pr}}{q_{dr}} \right)^{\frac{2}{3}}, \quad (70)$$

Индексы «*dr*» и «*pr*» обозначают, что параметры относят к периодам до размыва (*dr*) и после размыва (*pr*).

Можно отметить, что зависимости, определяющие глубины общего размыва, полагаются на ряд допущений, отчего точность получаемых по ним результатов опирается на достоверность и размеры информации, необходимой для расчета значений параметров, которые определяют расчетные формулы.

Выделим те величины, которые являются основными при определении глубин наибольшего размыва  $h_{mr}$  вблизи опор мостов.

По степени важности, в этот ряд можно поставить следующие: скорость течения, степень сжатия потока, крупность, расход, форму и перемещение донных наносов, глубину и форму опор в плане и поперечном сечении, форму гидрографа, косину струй, длительность стояния паводков и пр. Математически такая зависимость выглядит так [19]:



$$h_{mr} = f\left(v, k, \frac{Q_6}{Q_{cg}}, G, k_\phi, k_k, \beta, \dots\right), \quad (71)$$

где  $h_{mr}$  – глубина наибольшего размыва, м;

$k_\phi$  и  $k_k$  – параметры, определяемые формой опоры и косиной струй;

$\beta$  – параметр, определяемый формой гидрографа стока и длительностью стояния высоких уровней.

Приведем наиболее популярные расчетные зависимости, по которым определяют глубины местного размыва вблизи опор мостов.

Исследования гидродинамических процессов около опор мостов позволяют сделать вывод, что максимально неблагоприятные для устойчивости опор условия возникают при расположении мостовых опор в подвале гряды. Как раз для такого наихудшего сценария в 1953 году после анализа данных лабораторных экспериментов И. А Ярославцев вывел полуэмпирическую зависимость [5]:

$$h_{mr} = k_\phi k_v (\alpha_v + k_h) \frac{v^2}{2g} - 30k_{15}, \quad (72)$$

где  $k_v$  – параметр, определяемый степенью влияния скорости потока и ширины опоры на глубину размыва,  $\lg(k_v) = -0,28\sqrt{\frac{v^2}{gb}}$ ;

$k_{15}$  – параметр, определяемый крупностью максимально больших частиц, которых не менее, чем 15 % по массе;

$\alpha_v$  – параметр, определяемый характером изменения скоростей по глубине потока, и принимается он равным 0,6-1,0;

$k_h$  – параметр, определяемый влиянием глубины потока  $h$  на величину размыва,  $\lg(k_h) = 0,17 - 0,35 \frac{h}{b}$ ;

$b$  – ширина опоры, м.

Зависимость (72) применима лишь в случаях, когда наносы минуют воронку размыва, т. е. для случая максимально неблагоприятных условий.

Ограничения, принятые автором при выводе данной зависимости, значительно сузили область ее применения. Кроме того, использование лишь лабораторных данных при определении некоторых параметров этой зависимости может привести к существенным ошибкам при расчетах глубин местного размыва в случае натуральных испытаний.

Более удачной по своей природе является зависимость, включенная в технические указания ВСН 62-69, но также наделенная недостатками, которую получил В. С. Муромов. Эта зависимость создана обработкой большого объема как лабораторных, так и натуральных результатов по некоторым рекам Российской Федерации. Основным параметром является глубина размыва около цилиндрической опоры при попадании внутрь воронки размыва наносов.

$$h_{mr} = h_0 + 0,177 \frac{v - v_k}{\omega} b; \quad (73)$$

$$h_0 = \frac{6,2\beta_0 h}{\left(\frac{v_k}{\omega}\right)^{\beta_0}}, \quad (74)$$

где  $h_0$  – глубина размыва при  $v = v_k$ , м, т. е. в том случае, когда скорость потока совпадает с критической неразмывающей;

$$\beta_0 = 0,18 \left(\frac{b}{h}\right)^{0,87} \text{ – параметр;}$$

$v_k$  – критическая неразмывающая скорость, м/с;

$\omega$  – площадь сечения потока, м<sup>2</sup>.

Соотношение (73) было модифицировано автором путем проведения анализа результатов лабораторных и натуральных экспериментов в следующую зависимость [5] при условиях попадания наносов вовнутрь воронки размыва ( $v > v_k$ ):

$$h_{mp} = h_0 \left( h_0 + 0,014 \frac{v - v_n}{\omega} b \right) k_\phi k_k, \quad (75)$$

где  $k_\phi, k_k$  – коэффициенты приведения к реальным условиям,

а в случае осветленного потока [5]:

$$h_{mp} = h_0 \left( \frac{v - v_k}{v_k - v'_n} \right) k_\phi k_k, \quad (76)$$

где  $v_k = 3,6\sqrt{gk}$  – конечная скорость размыва;

$v'_n = v_k \left( \frac{k}{b} \right)^v$  – начальная скорость размыва для случая несвязных грун-

тов, м/с.

Зависимость Муромова содержит некоторые неудобства. К примеру, в формуле (65) наличествует пропорциональная зависимость глубины  $h_0$  от гидравлической крупности, которая противоречит физическому смыслу условий формирования местных размывов. Следует напомнить, что увеличение крупности наносов, устилающих дно русла, приводит к уменьшению глубины размыва.

После анализа результатов наблюдений около сотни мостовых переходов М. М. Журавлев получил формулу к расчету глубин местных размывов [3, 4]:

$$h_{mp} = \alpha b^{0,6} h^{0,6} \left( \frac{v}{v'_n} \right)^n k_\phi k_n \text{ при } v > v'_n, \quad (77)$$

где  $\alpha \approx 1$  – параметр.

Иностранные исследователи применяют к расчету глубин местного разрыва свыше двадцати формул. Все эти зависимости являются грубоэмпирическими. Из этого множества зависимостей можно выделить значительную часть тех, которые не содержат значимые факторы: скорости потоков и крупности наносов. Объясняется такое пренебрежение теорией Е. М. Лоуренса, содержание которой рассматривает такие факторы как незначительные при расчете глубин местного размыва. Всесторонний анализ зарубежных соотношений был проведен М. М. Журавлевым. Рассмотрим некоторые из них.

Наиболее многофакторной зависимостью является соотношение,

предложенное М. Бонасоудасом [14, 20]:

$$h_{mp} = \alpha h \left( \frac{b}{h} - 0,3 \right)^n f k_{\varphi} k_k, \quad (78)$$

где  $\alpha$ ,  $n$ ,  $f$  – параметры, определяемые отношением средней и критической скоростей  $\left( \frac{v}{v_k} \right)$ .

Кроме указанной можно отметить соотношения К. К. Инглиса, известные также как «индопакистанские»:

$$\frac{h + h_{mp}}{b} = 1,73 \left( \frac{h}{b} \right)^{0,78}; \quad (79)$$

$$\frac{h + h_{mp}}{b} = 1,70 \left( \frac{q^{\frac{2}{3}}}{b} \right)^{0,78}, \quad (80)$$

где  $(h + h_{mp})$  – глубина потока, учитывающая местный разрыв около опоры, фут;

$q$  – величина удельного расхода воды, фут/с<sup>2</sup>.

В системе СИ данная зависимость принимает после некоторых преобразований несколько иной вид [20]:

$$h_{mp} = 1,25(hv)^{0,52} b^{0,22} - 0,3h. \quad (81)$$

Процесс местного размыва вблизи опор мостов является сложным и малоизученным в области связных грунтов. Решение задачи расчета глубины размыва в этих условиях опирается на ограниченное множество формул, причем точность результатов, по ним получаемых, существенно ниже случая несвязных грунтов. Подтверждением тому может служить соотношение В. С. Муромова:

$$h_{mp} = h_0 \left( 2 \frac{v}{v_k} - 1 \right)^{0,75} k_{\varphi} k_k, \quad (82)$$

$$v_k = \frac{0,4}{\alpha_2} (3,34 + \lg(h)) \sqrt{0,15 + C_{un}^n}, \quad (83)$$

где  $\alpha_2$  – параметр, определяющий снижение неразмывающей скорости;

$C_{ин}$  – коэффициент шероховатости.

В том случае, когда поток увлекает не менее 0,1 % мелких зерен песчаных наносов,  $\alpha_2$  можно принять равным 1,4. Для случая осветленного потока берут  $\alpha_2 = 1,0$ .

Для соотношения (82) множитель  $h_0$  вычисляется по соотношению (74), в котором гидравлическая крупность рассматривается для эквивалентного по фактору неразмываемости несвязного грунта, средний диаметр зерен  $k_3$ , м, которого вычисляется по зависимости [21, 22]:

$$k_3 = \frac{v_k^4}{168h}. \quad (84)$$

По итогам обзора можно отметить, что методика вычисления глубины местного размыва вблизи мостовых опор базируется на соотношениях эмпирического или полуэмпирического характера, значения коэффициентов которых вычисляются, исходя из экспериментальных (как лабораторного, так и натурного происхождения) результатов, обладающих низкой точностью.

### **2.3 Описание гидродинамических нагрузок, воздействующих на плиты водобоев и рисберм**

В условиях донного режима сопряжения бьефов на плиты водобоев и рисберм действуют значительные вертикальные гидродинамические нагрузки. Осредненная во времени вертикальная нагрузка при условии снятия фильтрационного давления от верхнего бьефа до водобоя разгрузочными дренажами определяется дефицитом давления, устанавливаемым для верхней плоскости плиты. Под последним понимают разность между отметками уровня нижнего бьефа и пьезометрического напора в рассматриваемых точках верхней плоскости плиты. В условиях плоской задачи осредненная нагрузка зависит от продольной эпюры дефицита давления. В условиях пространственной задачи для определения осредненных нагрузок необходимо располагать данными как о продольной эпюре, так и о по-

перечных эпюрах дефицита давления, полученных для различных сечений рассматриваемых плит.

Значения «актуальных» гидродинамических нагрузок на плиты водобоя, выраженные в единицах силы, определяются по формуле [18]:

$$p = \bar{p} \pm A/2, \quad (85)$$

где  $\bar{p}$  – осредненная во времени (статистическая) нагрузка на плиту, МПа;

$A$  – максимальный размах пульсации нагрузки, МПа.

В дальнейшем под термином «актуальная» будет пониматься наибольшая нагрузка, определяемая суммированием первого и второго членов формулы (85).

Для детализации гидродинамических нагрузок опишем параметры эпюры дефицита давления.

При отсутствии гасителей действительная эпюра дефицита давления с приемлемой точностью может быть заменена трапецией, большая и меньшая стороны которой определяются соответственно из зависимостей [22]:

$$h_{\text{д.макс}} / h_{\text{кр}} = 0,85 \left( 1 - 0,55 \sqrt[3]{h/h'' - 1} \right) \sqrt{E_0 / h_{\text{кр}} - 2}; \quad (86)$$

$$h_{\text{д.мин}} \cdot h_{\text{кр}} = 0,15, \quad (87)$$

где  $h_{\text{д.макс}}$  и  $h_{\text{д.мин}}$  – ординаты эпюры дефицита давления, м;

$h_{\text{кр}}$  – критическая глубина, м;

$h$  – глубина нижнего бьефа, м;

$h''$  – вторая сопряженная глубина гидравлического прыжка, м;

$E_0$  – удельная энергия в сжатом сечении, определенная для плоскости дна водобоя, или повышение уровня верхнего бьефа над водобоем.

При наличии на водобое гасителей энергии в виде сплошной или прорезной стенки, отстоящей от сжатого сечения (которое обычно совпадает с началом первой плиты водобоя) на расстоянии, равном  $3h''$ , определение параметров эпюры дефицита давления осуществляется по обобщен-

ной эпюре. Максимальная ордината эпюры в этом случае равна [22]:

$$h_{Д.маx} = n_1 \cdot h_{кр}, \quad (88)$$

где  $n_1$  – коэффициент, зависящий от отношения  $E_0/h_{кр}$ ;

Минимальная ордината эпюры определяется по следующим зависимостям:

- при  $h/h''=1$

$$h_{Д.мин} = h'' - h''_{ГАС}; \quad (89)$$

- при  $h/h''=1,1$

$$h_{Д.мин} = h'' - 1,1h''_{ГАС}, \quad (90)$$

где  $h''_{ГАС}$  – вторая сопряженная глубина гидравлического прыжка при наличии гасителей на водобое, м;

$h''$  – вторая сопряженная глубина при гладком водобое, м.

Ордината эпюры в начале плиты  $h_{Д0}$ , м равна [22]:

$$h_{Д0} = h_{н.б} - (h' + h_{ц}), \quad (91)$$

где  $h_{н.б}$  – пьезометрический напор, соответствующий уровню нижнего бьефа и вычисляемый для верхней плоскости плиты, м;

$h'$  – первая сопряженная глубина прыжка, м;

$h_{ц}$  – пьезометрический напор, соответствующий центробежному давлению в начале водобойной плиты; при приближенных расчетах допускается принимать  $h_{ц} = 0$ .

Более подробно опишем параметры пульсационной гидродинамической нагрузки. Различают следующие основные причины возникновения пульсаций давления на плитах водобоев, рисберм и концевых частей водопропускных сооружений:

- пульсация скоростей течения;
- волновые колебания поверхности потока;
- колебания давления, вызываемые вибрацией пузырьков воздуха, находящихся в аэрированном потоке;

- вибрация самой водобойной плиты [23].

Длина прыжка  $l_{пр}$ , м, при обработке экспериментальных данных вычисляется по формуле [22]:

$$l_{пр} = 5,67(h'' - h'). \quad (92)$$

Анализ рассматриваемой зависимости показывает первоначальное возрастание и последующее снижение амплитуды пульсации нагрузки по мере удаления от сжатого сечения. Кроме того, видно существенное уменьшение амплитуды при увеличении длины плиты.

Вырывающее плиту усилие может быть определено по формуле [20]:

$$P = -AS/2, \quad (93)$$

где  $A$  – максимальный размах пульсации нагрузки, МПа;

$S$  – площадь плиты, м<sup>2</sup>.

Опрокидывающий момент, действующий на плиту от пульсационной гидродинамической нагрузки, при  $0,5 \leq l_{пл} / l_{пр} \leq 1$  равен [20]:

$$M = AS / (2\sqrt{2,6}). \quad (94)$$

Размах колебаний нагрузки, вызываемых «скатыванием» в нижний бьеф ветровых волн, образующихся в водохранилище, при приближенных расчетах можно устанавливать по зависимости [20]:

$$A_B = (0,6-0,8) \Delta h', \text{ м}, \quad (95)$$

где  $\Delta h'$  – размах колебаний первой сопряженной глубины, вызванный скатыванием ветровых волн, м.

Полный размах пульсации нагрузки на плиту определяется как сумма [24]:

$$A_{полн} = A + A_B, \text{ м}. \quad (96)$$

Более подробно вопросы определения гидродинамических нагрузок на плиты водобоев и крепления в нижнем бьефе рассмотрены в соответствующих указаниях и справочно-технической литературе.

В последние годы были достигнуты значительные успехи в разработке методов динамического расчета устройств нижнего бьефа с исполь-



зованием аппарата случайных функций.

Следует отметить, что на гидродинамические нагрузки оказывают большое влияние дренажные колодцы, часто устраиваемые в плитах водобоя. При заполнении колодцев фильтровым материалом амплитуды пульсации под плитой снижаются в 6-8 раз. При незаполненных колодцах нагрузка на плиту снизу может превысить нагрузку сверху в 1,5-2 раза. В связи с этим нецелесообразно предусматривать устройство сквозных дренажных колодцев в плитах водобоя в тех местах, где из-за значительных скоростей течения и большой пульсации давления трудно обеспечить сохранность фильтрового материала засыпки колодцев [25-28].

## Заключение

В результате научного обзора можно сделать следующие выводы:

- конструктивные особенности сопрягающих сооружений обуславливают быстрый их износ за счет значительных гидродинамических нагрузок;

- определены основные источники возникновения гидродинамических нагрузок, а именно за счет пульсации скоростей течения, волновых колебаний поверхностного водотока, колебаний давления, которые вызываются вибрацией пузырьков воздуха, находящихся в аэрируемом потоке;

- под техническим обслуживанием сопрягающих сооружений следует понимать контроль их технического состояния, поддержания работоспособности, подготовки к сезонной эксплуатации сооружения и (или) его отдельных элементов;

- в основу разработки мероприятий по эффективному техническому обслуживанию следует положить принципы обеспечения надежной работы сопрягающих сооружений, в частности осуществлять прогнозное математическое моделирование местных размывов на рассматриваемых гидротехнических сооружениях.

## Список использованной литературы

1 Щедрин, В. Н. Основные правила и положения эксплуатации мелиоративных систем и сооружений, проведения водоучета и производства эксплуатационных работ: моногр. / В. Н. Щедрин, С. М. Васильев, В. В. Слабунов. – В 2 ч. – Ч. 1. – Новочеркасск: Геликон, 2013. – 395 с.

2 Тищенко, А. И. Сетевые гидротехнические сооружения: монография / А. И. Тищенко; Новочерк. гос. мелиор. академия. – Новочеркасск: ЮРГТУ (НПИ), 2008. – 246 с.

3 Рассказов, Л. Н. Гидротехнические сооружения: учеб. для вузов / Л. Н. Рассказов, В. Г. Орехов, Н. А. Анискин. – Ч. 1. – М.: Изд-во Ассоциации строительных вузов, 2008. – 587 с.

4 Рассказов, Л. Н. Гидротехнические сооружения: учеб. для вузов / Л. Н. Рассказов, В. Г. Орехов, Н. А. Анискин. – Ч. 2. – М.: Изд-во Ассоциации строительных вузов, 2008. – 528 с.

5 Гидротехнические сооружения / М. М. Гришин [и др.]. – Ч. 1, 2. – М.: Высшая школа, 1979. – 610 с., 333 с.

6 Гидротехнические сооружения / Н. П. Розанов [и др.]; под ред. Н. П. Розанова. – М.: Агропромиздат, 1985. – 432 с.

7 Гидротехнические сооружения / Г. В. Желязняков [и др.]; под ред. В. П. Недриги. – М.: Стройиздат, 1983. – 543 с.

8 Гидроэнергетика и комплексное использование водных ресурсов / П. С. Непорожний [и др.]. – М.: Энергоиздат, 1982. – 559 с.

9 Замарин, Е. А. Гидротехнические сооружения / Е. А. Замарин, В. В. Фадеев. – М.: Колос, 1965. – 618 с.

10 Гинзбург, М. Б. Натурные исследования крупных гидротехнических сооружений / М. Б. Гинзбург. – М-Л.: Энергия, 1964. – 130 с.

11 Ибадзаде, Ю. А. Транспортирование воды в открытых каналах / Ю. А. Ибадзаде. – М.: Стройиздат, 1979. – 272 с.

12 Проектирование речных гидроузлов на нескальных основаниях /

А. П. Вошинин [и др.]. – М.: Энергия, 1967. – 263 с.

13 Прогресс в проектировании и строительстве высоких плотин из грунтовых материалов / А. А. Боровой [и др.]. // Гидротехническое строительство. – 1983. – № 8. – 47-53 с.

14 Павчич, М. П. Проектирование и строительство грунтовых плотин особого типа. Проектирование и строительство больших плотин / М. П. Павчич, В. Г. Радченко, М. Б. Гинсбург – М.: Энергоиздат, 1981. – Вып. 3. – 136 с.

15 Вархотов, Т. Л. Сборно-монолитные и сборные ячеистые плотины / Т. Л. Вархотов. – М.: Госстройиздат, 1962. – 339 с.

16 Волков, И. М. Гидротехнические сооружения / И. М. Волков, П. Ф. Кононенко, И. К. Федичкин. – М.: Колос, 1968. – 464 с.

17 Рекомендации по гидравлическому расчету открытых водосбросов высоконапорных гидроузлов и размывов скального русла отброшенной струей: утв. РАО «ЕЭС России» письмом № 02-1-03-4/616 от 03.07.98. – СПб: РАО «ЕЭС РОССИИ», 2000. – 24 с.

18 Гидротехнические сооружения. Основные положения проектирования: СНиП 33-01-2003: утв. приказом Госстрой РФ от 30.06. 03 № 137. – М., 2003. – 31 с.

19 Розанов, Н. Н. Плотины из грунтовых материалов / Н. Н. Розанов [и др.]. – М.: Стройиздат, 1983. – 296 с.

20 Розанова Н. Н. Бетонные плотины на не скальном основании / Н. Н. Розанова. – М.: Изд-во РУДН, 1995. – 93 с.

21 Ляпичев, Ю. П. Расчеты консолидации грунтовых плотин и оснований / Ю. П. Ляпичев. – М.: Изд-во РУДН, 1989. – 120 с.

22 Плотины из грунтовых материалов: СНиП 2.06.05-84\*: утв. постановлением Госстроя СССР от 17 сентября 1990 г. № 77. – М.: Госстрой РФ, 1998. – 32 с.

23 Плотины бетонные и железобетонные: СНиП 2.06.06-85: утв. постановлением Госстроя СССР от 28 апреля 1987 г. № 86. – М.: Госстрой

СССР, 1986. – 80 с.

24 Ляпичев, Ю. П. Проектирование и строительство современных высоких плотин / Ю. П. Ляпичев. – М.: Изд-во РУДН, 2004. – 275 с.

25 Каганов, Г. М. Гидротехнические сооружения / Г. М. Каганов, И. С. Румянцев. – М.: Энергоиздат, 1994. – Кн. 1. – 350 с.

26 Полонский, Г. А. Механическое оборудование гидротехнических сооружений / Г. А. Полонский. – М.: Энергоиздат, 1982. – 348 с.

27 Нагрузки и воздействия на гидросооружения: СНиП 2.06.04-82: утв. постановлением Госстроя СССР от 12 марта 1986 г. № 27. – М.: Госстрой СССР, 1989. – 40 с.

28 Основания гидротехнических сооружений: СНиП 2.02.02-85: утв. постановлением Госстроя России от 30 июня 2003 г. № 131. – М.: Госстрой СССР, 1988. – 45 с.