



# ГИДРО- ТЕХНИЧЕСКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО

Ежемесячный  
научно-технический журнал

УЧРЕДИТЕЛИ:

МИНИСТЕРСТВО ЭНЕРГЕТИКИ РФ,

ОАО «РУСГИДРО»,

АССОЦИАЦИЯ «КОРПОРАЦИЯ ЕЭЭК»,

ЗАО НТФ «ЭНЕРГОПРОГРЕСС»,

НП «НТС ЕЭС»

Основан в 1930 г.

№ 10

октябрь

2011

## Содержание

- Саинов М. П.** Расчётное обоснование несущей способности арочно-гравитационной плотины Саяно-Шушенской ГЭС и её основания . . . . . 2
- Толстикова В. В., Нгуен Дык Нгиа** Численное моделирование разрушения системы “бетонная гравитационная плотина — блочное скальное основание”. . . . . 6
- Бестужева А. С., Ражев А. Е.** Устойчивость левобережного склона Бурейской ГЭС до и после берегоукрепительных мероприятий . . . . . 12
- Анискин Н. А., Мемарианфард М. Е.** Влияние фильтрационной анизотропии грунтов тела плотины на параметры фильтрационного потока и устойчивость откосов . . . . . 17
- Железняк М. И., Кантаржи И. Г., Леонтьев И. О., Шахин В. М.** Математическое моделирование береговых процессов Имеретинской низменности для обоснования берегозащитных мероприятий . . . . . 22
- Малаханов В. В., Левачев С. Н., Шурухин Л. А., Крюков И. А.** Реконструкция гидравлической системы питания Рыбинского шлюза . . . . . 29
- Берлин В. В., Муравьев О. А., Голубев А. В.** Динамические характеристики ортогональной гидротурбины и системы регулирования мощности ПЭС с высоковольтным преобразователем частоты . . . . . 37
- Потапов А. Д., Дьяконов П. Ю.** Утрата коэффициента динамичности как оценки грунтов основания гидросооружений при анализе СНиП “Строительство в сейсмических районах”. . . . . 45
- Марчук А. Н., Марчук Н. А., Манько А. В.** Влияние тектонических напряжений на формирование напряженно-деформированного состояния бетонных плотин. . . . . 51
- Зерцалов М. Г., Косолапов А. В.** Разработка технологии ремонта и реконструкции гидротехнических сооружений с использованием алмазной резки и сверления . . . . . 56
- Зуйков А. Л.** Формирование факела распыла свободной струи при выбросе закрученного потока в атмосферу . . . . . 61
- Боровков В. С., Брянская Ю. В.** Влияние речного причального сооружения на водный поток и местные русловые деформации . . . . . 67
- Хроника**
- Пехтин В. А.** Об итогах участия делегации РНК в 79-м ежегодном Собрании Международной комиссии по большим плотинам (ICOLD). . . . . 72
- Библиография**
- Расказов Л. Н.** Учебник “Гидротехнические сооружения (речные)” . . . . . 75

# Расчётное обоснование несущей способности арочно-гравитационной плотины Саяно-Шушенской ГЭС и её основания

Саинов М. П., кандидат техн. наук (МГСУ)

Описываются результаты численных исследований несущей способности плотины Саяно-Шушенской ГЭС и её основания, которые проводились методом конечных элементов при моделировании возможности потери прочности скалы, бетона плотины, а также контакта бетон — скала. Получено, что наиболее вероятным сценарием потери устойчивости плотины является развитие сдвиговых нарушений на контакте бетон — скала или в верхнем слое скального основания русловых секций. При заданных свойствах скального основания и бетона плотина Саяно-Шушенской ГЭС обладает большим запасом несущей способности.

**Ключевые слова:** Саяно-Шушенская плотина, несущая способность, устойчивость, численное моделирование, напряжённо-деформированное состояние, скальный массив, контакт бетон — скала, прочность на сдвиг, сценарий разрушения.

Саяно-Шушенская арочно-гравитационная плотина высотой 242,5 м является подпорным сооружением самой мощной в России ГЭС. Плотина возведена в створе длиной 1074 м. Естественно, что к надёжности и безопасности такого грандиозного сооружения предъявляются повышенные требования. Но уже в, как известно, начале эксплуатации Саяно-Шушенской ГЭС были обнаружены отклонения в работе плотины от проектных условий.

После наполнения водохранилища до НПУ 540 м (1990 г.) на напорной грани нижней трети плотины (в районе отметок 344 – 359 м) были обнаружены трещины глубиной до 22 м. С помощью ремонтных работ, проведённых в конце 1990-х гг., фильтрация через бетон была существенно снижена. Однако и после ремонта при уровне верхнего бьефа выше 530 м глубина раскрытия трещин в отдельных секциях достигала 17 м. Фильтрационные расходы через напорную грань в районе отметок 340 – 359 м достигают 5 л/с.

Гораздо большие проблемы возникли в основании плотины, где отмечалась повышенная фильтрация. Суммарный фильтрационный расход в основании плотины в начале 1990-х гг. достигал 500 л/с [1, стр. 44]. Повышенная фильтрация связана с разуплотнением скального основания и возможным раскрытием контакта плотины со скалой<sup>1</sup>. Разуплотнение основания было зафиксировано при бурении скважин. Зона разуплотнения распространяется, как минимум, на толщину первого столба бетонирования плотины. О нарушении прочности контакта бетон — скала свидетельствовал наблюдавшийся эффект снижения фильтрационных напоров в основании при наполнении водохранилища выше УВБ 525 м [1, стр. 45]. По косвенным данным [2, стр. 78], максимальное раскрытие шва превышало 15 мм.

<sup>1</sup> Нарушения прочности связи плотины с основанием необязательно приурочены непосредственно к контакту бетона и скалы, они могут происходить несколько ниже подошвы плотины.

С 2004 г. в основании плотины под напорной гранью наблюдался постоянный рост остаточных деформаций растяжения, что может говорить о наличии необратимых деформаций плотины и продолжающемся разуплотнении основания. В связи с этим стали высказываться опасения по поводу надёжности бетонной плотины Саяно-Шушенской ГЭС, достаточности её несущей способности [6].

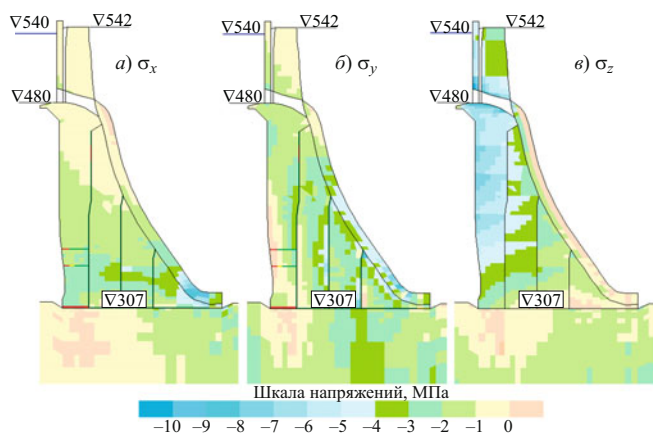
В общем случае потеря несущей способности арочной плотины возможна:

за счёт потери прочности бетона и (или) прочности строительных швов;

за счет сдвига плотины вместе с частью скального массива, на который опирается плотина.

Натурные исследования, проведённые с выбуриванием и испытанием бетонных кернов, показали, что материал плотины обладает высокой прочностью [4]. В то же время известно, что в основании плотины, сложенном кристаллическими сланцами, имеется ряд крупных трещин и зон нарушений. Потому наиболее вероятен второй сценарий потери несущей способности системы “плотина — основание” Саяно-Шушенской ГЭС.

Между тем, в настоящее время не существует достоверной аналитической методики расчёта запаса устойчивости скального массива. Такая задача может быть решена путём численного моделирования, в котором воспроизводится возможность нарушения прочности материалов системы “плотина — основание” и контактов между ними. Геометрически и физически систему “плотина — основание” моделируют методом конечных элементов (МКЭ). При этом моделирование нарушения прочности бетона и скалы может быть произведено путём использования в расчётах нелинейных зависимостей между деформациями и напряжениями в них, различных условий прочности. В частности, в качестве условия прочности может быть использована теория прочности Кулона — Мора, получившая наибольшее распространение в проектной практике. Для моделирования же швов (в плотине) и по-



**Рис. 1.** Напряжённое состояние ключевой секции плотины по результатам численного моделирования (оси:  $x$  – вдоль русла;  $y$  – вертикальная,  $z$  – от борта к борту)

тенциальных поверхностей разрушения (например, контакта бетон — скала) требуется применять специальные “контактные” конечные элементы, с помощью которых можно смоделировать возможность раскрытия и смыкания швов и трещин, а также сдвиговых нарушений.

Вести численные исследования по подобной схеме позволяет вычислительная программа, созданная на кафедре гидротехнических сооружений МГСУ. Её использование дало возможность провести исследования несущей способности плотины Саяно-Шушенской ГЭС и её основания.

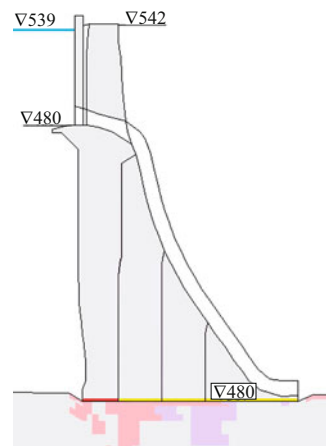
Для исследований была составлена конечно-элементная модель плотины и основания с учётом возможности нарушения прочности контактного шва и образования трещин в плотине. Зоны тектонических нарушений в скальном основании воспроизводились с помощью обычных конечных элементов, в которых допускалась возможность нарушения прочности материалов на растяжение и сдвиг. Моделировались только крупные трещины III порядка мощностью более 20 м.

Для бетона плотины были приняты следующие параметры деформируемости и прочности: модуль деформации 32 (период строительства) — 43 ГПа (период эксплуатации), коэффициент Пуассона 0,18.

Для контакта бетон — скала коэффициент трения был принят равным 1,5, удельное сцепление — 0,5 МПа, прочность на растяжение — 0,5 МПа [3, 5]<sup>2</sup>.

Для скального основания деформативные и прочностные характеристики были приняты на основе данных ОАО “Ленгидропроект” и ЦСГНЭО. Учитывалось изменение характеристик скалы по

<sup>2</sup> Коэффициент трения был принят близким к нормативному, а сцепление — равным расчётному.



**Рис. 2.** Состояние материалов и контакта бетон — скала в сечении по ключевой секции плотины для момента потери устойчивости: розовым цветом обозначена зона разуплотнения скального основания, сиреневым — зона сдвиговых нарушений в нём, красным — зона раскрытия контактного шва, жёлтым — зона сдвиговых нарушений в нём

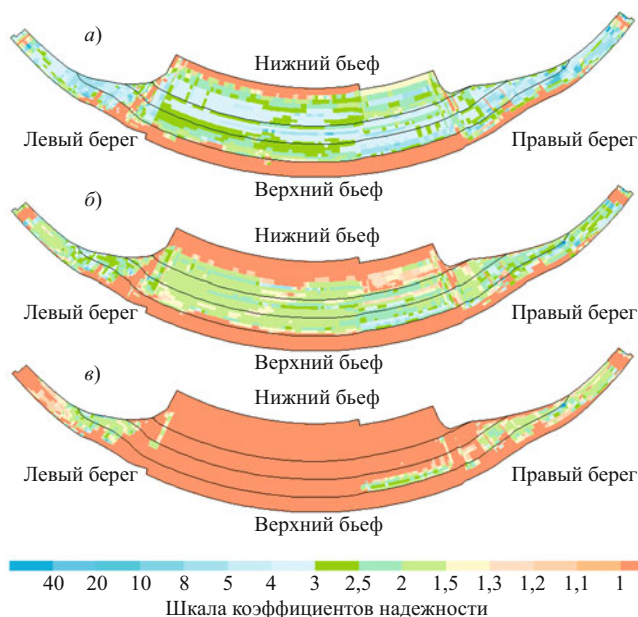
глубине. Принятые в расчёте модули деформации скальных пород указаны в таблице.

Для верхнего слоя скальных пород (без тектонических нарушений), залегающих непосредственно под плотиной, коэффициент трения был принят равным 1,3, а удельное сцепление — 2,5 МПа.

Составленная конечно-элементная модель плотины включала 19 191 конечный элемент, основания — 34 035 элементов. Для материалов сплошной среды использовались шестигранные призмы с квазилинейной аппроксимацией перемещений внутри элемента, точность которых существенно выше, чем у тетраэдров с линейной аппроксимацией. Контактные элементы устраивались на границе между столбами плотины, между основанием и плотиной, в зоне образования трещин в плотине, а также в ряде межсекционных швов. Общее количество степеней свободы системы “плотина — основание” составило 160 475.

При определении напряжённо-деформированного состояния (НДС) плотины и основания была учтена последовательность возведения плотины и заполнения водохранилища. Это позволило отразить основные особенности НДС плотины: образование трещин на напорной грани, наличие нарушения прочности контакта бетон — скала, концентрацию сжимающих напряжений на низовой грани плотины (рис. 1).

По расчёту максимальные сжимающие главные напряжения на низовой грани плотины (в районе  $\nabla$  320 м) были получены равными около 15 МПа, что выше измеренных в натуре 12 МПа. Радиальное смещение гребня ключевой секции 33 плотины при наполнении от УВБ 497 м до НПУ 540 м (для среднего модуля бетона 32 ГПа) по расчёту получается равным 122 мм, что примерно соответствует на-

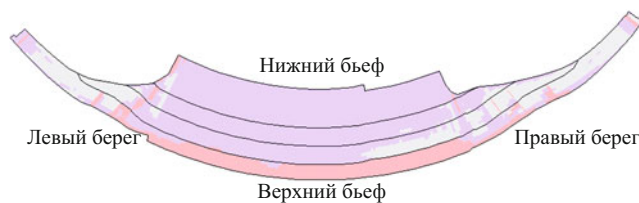


**Рис. 3.** Изменение коэффициента надёжности на контакте бетон — скала при снижении прочностных показателей в соответствии со сценарием разрушения: *а* — исходное состояние, без снижения прочностных показателей; *б* — при снижении прочностных показателей на 40 %; *в* — при потере устойчивости

блюдавшемся в 1996 – 2001 гг. натурным смещениям 119 – 136 мм.

Расчётами было выявлено, что образование трещин на напорной грани плотины связано с восприятием плотиной гидростатического давления в строительный период неполным профилем. В 1979 г. первый столб плотины в одиночку воспринимал напор воды около 60 м. В расчётной модели раскрытие строительных швов произошло в 1985 г. (при наполнении до УВБ 516 м).

В отношении контактного шва расчётом было получено, что впервые образование трещины на напорной грани произошло в 1984 г. при наполнении водохранилища до УВБ 498 м, а в 1985 г. трещина продвинулась в глубь первого столба. Это согласуется с натурными данными, так как именно в 1985 г. щелемеры зафиксировали разуплотнение основания [2, стр. 72] и рост фильтрационного расхода в основании плотины [1, стр. 42]. Своего максимума раскрытие контактного шва достигло при



**Рис. 4.** Состояние контакта бетон — скала в момент потери устойчивости плотины: розовым цветом обозначена зона раскрытия контактного шва, сиреневым — зона сдвиговых нарушений

наполнении до НПУ 540 м. По расчёту максимальное (на напорной грани) раскрытие контактного шва составило 27,5 мм, а глубина образовавшейся трещины — 22,5 м (равна толщине первого столба плотины). При сработке до УМО 500 м контактный шов не смыкается полностью, его раскрытие на напорной грани составляет 12 мм.

Расчёт НДС позволил определить, что напряжения в скальном массиве от передаваемых плотиной усилий малы по сравнению с напряжениями в самой плотины. Поэтому они не могут вызвать образования в основании обширных зон нарушения прочности, за исключением зоны разуплотнения под верховым столбом плотины, образование которой присуще всем высоким бетонным плотинам.

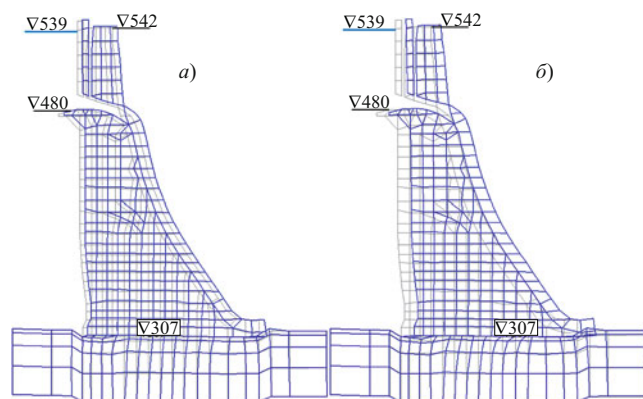
Однако решение задачи НДС само по себе не позволяет оценить запас устойчивости сооружения и скального массива. Напряжённое состояние системы “плотина — основание” получают из условий равновесия, в то время как разрушение (потеря устойчивости или прочности) — это процесс нарушения равновесия. Поэтому полученное НДС плотины является лишь необходимым исходным материалом для исследований несущей способности.

Остановимся на методике этих исследований. Чтобы определить запас несущей способности сооружения численными методами необходимо довести его до разрушения. Обычно для этого используются два способа. Первый способ подразумевает повышение нагрузки на сооружение до тех пор, пока не будет достигнуто разрушение. Второй способ заключается в умозрительном снижении реальных прочностных характеристик до тех пор, пока система не исчерпает свою прочность.

#### Расчётные модули деформации, ГПа, скальных пород

Зона пород	Глубина залегания, м	Оргосланцы левого берега	Парасланцы в руслевой части	Парасланцы правого берега	Зоны нарушений
Верхняя зона трещиноватости	0 – 30	6/10	6/10	6/10	3/5
Нижняя зона трещиноватости	30 – 70	13/16	10/15	10/15	7/10
Зона сохранных пород	> 70	20	18	18	12

**Примечание.** В числителе указаны модули деформации пород до возведения на них плотины, а в знаменателе — после.



**Рис. 5.** Картина возможных перемещений ключевой секции плотины до (а) и после (б) потери устойчивости (показано на сетке МКЭ, масштаб перемещений увеличен в 1000 раз)

Нами был выбран второй способ. Была проведена серия расчётов, в каждом из которых последовательно снижались прочностные показатели всех материалов расчётной области (прочность на растяжение, угол внутреннего трения, удельное сцепление).

Расчёты показали, что при принятых прочностных показателях процессы разрушения в основном развиваются на контакте плотина — основание и в верхнем слое скального основания. Скальный массив основания разрушается за счёт развития зоны разуплотнения под вторым столбом плотины, а также за счёт сдвиговых нарушений под той частью подошвы плотины, под которой контакт бетон — скала ещё сохранил свою прочность (рис. 2). В контактном шве развитие зон сдвиговых нарушений при понижении прочностных показателей происходит со стороны нижнего бьефа. Это можно проследить по рис. 3, на котором показано изменение значения коэффициента надёжности (устойчивости) на сдвиг в контакте плотины со скалой. Этот коэффициент вычислялся по формуле

$$K = \frac{\sigma \operatorname{tg} \varphi + c}{\tau},$$

где  $\sigma$ ,  $\tau$  — соответственно нормальные и максимальные касательные напряжения на контакте основания и плотины;  $\varphi$ ,  $c$  — соответственно угол внутреннего трения и удельное сцепление контакта бетон — скала.

Заметно, что при снижении прочностных показателей зона раскрытия контактного шва (с верхней стороны) практически не изменяется по размерам.

Потеря прочности на сдвиг контактного шва произошла при понижении прочностных показателей в 2,5 раза (по сравнению с исходными). Почти весь контакт русловых секций плотины оказался в предельном состоянии (рис. 3, в, 4), кроме зоны

верхового зуба плотины. Значительные по глубине зоны нарушения прочности образовались и в скальном массиве под русловыми секциями (рис. 2).

Однако плотина при этом не разрушилась. Она потеряла свою устойчивость, т.е. заняла новое устойчивое положение. Её ключевая секция 33 сдвинулась в сторону нижнего бьефа на 8–10 мм (рис. 5). Причём эти дополнительные смещения были практически равномерно распределены по высоте плотины, хотя близ подошвы их величина была всё же больше, чем на гребне. Полной потери устойчивости плотины не произошло за счёт её упора в берега. Контактный шов бортовых секций в основном сохранил свою прочность (рис. 4).

Существенных нарушений сдвиговой прочности скальных бортов не возникло. Это связано с тем, что усилия, передаваемые плотиной на скальное основание, быстро “рассеиваются” в скальном массиве. На достаточном отдалении от плотины передаваемые усилия не сопоставимы с природным давлением в скальном массиве.

Так как даже при снижении прочностных показателей в 2,5 раза разрушения плотины не произошло, можно утверждать, что интегральный коэффициент устойчивости системы “плотина — основание” Саяно-Шушенской ГЭС превосходит 2. Примерно такие же значения получены в своё время и проектной организацией (Ленгидропроект) [3]. Однако параметры прочности контакта бетон — скала, принятые в расчёте, уже содержат некоторый запас прочности, потому можно ожидать, что реальный запас прочности ещё выше.

Следует подчеркнуть, что хотя при нарушении прочности контакта русловой плотины со скалой разрушения сооружения не произошло, это состояние недопустимо для эксплуатации, поскольку вызывает крайне неблагоприятный фильтрационный режим основания.

## Выводы

1. Из всех возможных наиболее вероятным сценарием потери несущей способности системы “плотина — основание” Саяно-Шушенской ГЭС является нарушение прочности контакта плотины с основанием или верхнего слоя скалы.

2. Система “плотина — основание” Саяно-Шушенской ГЭС имеет, как минимум, двукратный запас прочности. Это связано с её арочно-гравитационной формой. В случае развития нарушений на контакте бетон — скала будет происходить перераспределение нагрузки между консольными и арочными элементами плотины и всё больше нагрузки будет передаваться на скальные борта. За счёт упора в берега плотина может сохранить свою

устойчивость даже при полном нарушении прочности контакта русловых секций плотины со скалой.

3. Развитие зоны нарушений прочности на контакте бетон — скала при снижении прочностных показателей происходит со стороны нижнего бьефа, потому что действующие там касательные напряжения наиболее велики. В основании процесс разрушения развивается с верховой стороны.

4. Несмотря на существенный запас несущей способности плотины Саяно-Шушенской ГЭС и её основания, дальнейшее развитие разуплотнения основания и раскрытия контакта плотины с основанием представляет опасность для надёжности сооружения.

#### Список литературы

1. Решетникова Е. Н., Балакишина Т. Г. Фильтрационный режим в основании плотины Саяно-Шушенской ГЭС в периоды строительства и эксплуатации // Гидротехническое строительство. 1998. № 9.
2. Брызгалов В. И., Шахмаева Е. Ю. Оценка суммарного раскрытия трещин в контактной зоне основания плотины Саяно-Шушенской ГЭС при наборе водохранилища от УМО до НПУ // Гидротехническое строительство. 1998. № 9.
3. Оценка состояния плотины и основания Саяно-Шушенской ГЭС и мероприятий по обеспечению её надёжности // Гидротехническое строительство. 1994. № 2.
4. Кузьмин К. К. Некоторые вопросы напряжённого состояния и надёжности плотины Саяно-Шушенской ГЭС // Гидротехническое строительство. 1998. № 9.
5. Воронков О. К. Основание Саяно-Шушенской ГЭС: строение, свойства, состояние. // Гидротехническое строительство. 2010. № 7.
6. Тетельмин В. В. Анализ необратимых процессов в створе плотины Саяно-Шушенской ГЭС // Гидротехническое строительство. 2010. № 2.

## Численное моделирование разрушения системы “бетонная гравитационная плотина — блочное скальное основание”

Толстикова В. В., кандидат техн. наук, Нгуен Дык Нгиа, инженер (МГСУ)

Приведены методика и результаты расчетов напряженно-деформированного состояния бетонной гравитационной плотины на блочном скальном основании. Расчеты показали, что использование разработанной методики, учета в расчетах МКЭ нелинейных эффектов контактного взаимодействия (с использованием контактных элементов), является весьма эффективным способом оценки влияния на статическую работу сооружения трещин или систем трещин в скальном основании вплоть до исчерпания несущей способности. Результаты расчета сопоставлялись с результатами, полученными по физической модели.

**Ключевые слова:** нарушение сплошности, контактное взаимодействие, нормальная и касательная жесткости, невязка напряжений, вектор узловых усилий, система “плотина — основание”, магистральная трещина, зона сдвигового разрушения.

В расчетах напряженно-деформированного состояния бетонных плотин и их оснований существенную роль играют прочностные и деформативные свойства различных нарушений сплошности (швов, контактов сооружений с массивом основания и крупных трещин в массиве основания), по которым могут развиваться подвижки.

Физические свойства скальных пород основания в отдельно взятом куске (в образце) и в массиве отличны, поскольку скальный массив никогда не бывает сплошным. Иначе говоря, прочность скального массива во много раз меньше прочности образца скальной породы, так как внутри скального массива существует система сетей трещин с очень низкой прочностью по сравнению с прочностью скальных отдельностей. Эта система трещин является причиной разрушения скального основания при меньшей нагрузке, чем нагрузка в эксперименте с образцами.

При проектировании сооружений на скальном основании, в частности бетонных гравитационных плотин, скальное основание рассматривают как

сплошную, часто неоднородную среду с уменьшением жесткости и прочности массива по сравнению с прочностью образца скалы. Этот подход недостаточно точен, так как он не отражает условия работы основания, особенно процесс разрушения скального основания в состояниях, близких к предельному, который происходит вследствие раскрытия и сдвигов по трещинам внутри основания. В связи с этим актуальным является моделирование поведения реального основания, т.е. основания с сетью трещин.

На кафедре гидротехнических сооружений накоплен достаточный опыт решения различных задач в рамках метода конечных элементов с учетом нарушений сплошности. В основном он связан с применением специальных контактных элементов, основное преимущество которых перед другими способами решения таких задач состоит в том, что их использование не нарушает основной алгоритм МКЭ и не ведет к увеличению временных затрат на получение решения по сравнению с затратами на решение упругопластических задач. Несмотря на широкое применение контактных элементов, мето-

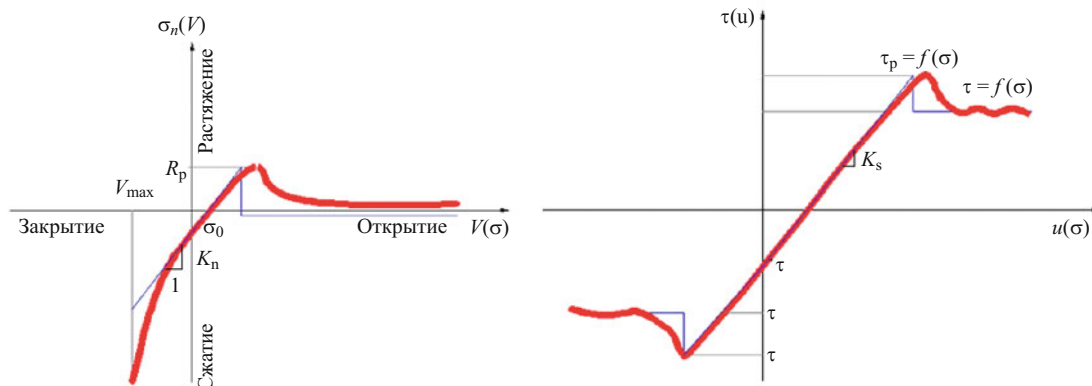


Рис. 1. Поведение трещины под действием нормальных и касательных напряжений

дика и алгоритмы моделирования нелинейных эффектов контактного взаимодействия по трещинам в публикациях представлены весьма скудно, в том числе и в публикациях работ выполненных на кафедре. В данной статье рассмотрен механизм контактного взаимодействия, используемый в исследовательских программных комплексах, разработанных на кафедре.

Деформационные свойства нарушений сплошности (в частности, трещин) в настоящее время принято рассматривать с двух точек зрения:

- перемещения в направлении, нормальном к нарушению сплошности (нормальная деформация);
- перемещения в направлении, параллельном нарушению сплошности (сдвиговая деформация).

Поведение трещины под действием нормальных напряжений нелинейно, как показано на рис. 1, а.

Освобождение от первоначального сжатия вызывает взаимное разделение точек контактирующих поверхностей трещины, которая раскрывается и достигает состояния отсутствия нормальных напряжений  $\sigma_n$  после того, как достигнута прочность на растяжение  $R_p$ . При сжатии контактирующие поверхности будут смыкаться за счет упругого (и неупругого) смятия шероховатостей или деформирования заполнителя. По мере увеличения нормальной нагрузки величина смыкания асимптотически стремится к пределу, максимально возможному закрытию трещины  $V_{max}$ , которое должно быть меньше “толщины” трещины. Зависимость  $\sigma_n = f(v)$  на участке смыкания трещины в общем случае нелинейна, но для расчетов, где не исследуются детально вопросы деформации трещины, можно принять линейную аппроксимацию, как принято во многих исследованиях. Тогда модель поведения трещины при нормальной деформации можно построить, используя три параметра: прочность на растяжение  $R_p$ , максимально возможное закрытие трещины  $V_{max}$ , удельный модуль деформации  $k_n$  в направлении, нормальном к трещине, который далее будем

называть нормальной жесткостью. Необходимо также учитывать и начальное сжатие в трещине  $\sigma_0$ .

Поведение трещины под действием касательных напряжений показано на рис. 1, б. Характерным является приблизительно линейная податливость контакта под действием касательных напряжений  $\tau_s$  не достигающих предельного сопротивления сдвигу ( $\tau_p$ ). Угол наклона графика на участке упругого деформирования определяет единичную жесткость трещины при сдвиге ( $k_s$ ). Следует отметить, что для нарушений сплошности  $k_n$  и  $k_s$  являются независимыми параметрами, в отличие от континуальной среды.

Используя зависимости  $\sigma_n = f(v)$  и  $\tau_s = f(u)$ , связь между напряжениями и относительными перемещениями для гладкого контакта на участке упругого деформирования выражается следующим образом:

$$\begin{Bmatrix} \tau_s - \tau_0 \\ \sigma_n - \sigma_0 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} k_s & 0 \\ 0 & k_n \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u \\ v \end{Bmatrix}. \quad (1)$$

При разработке программы МКЭ, учитывающей нарушения сплошности материала, был взят за основу контактный элемент, предложенный Р. Гудманом, Р. Тэйлором, Т. Брекке [1]. Элемент учитывает физическую сущность взаимодействия на контактах, согласно которой значение имеют не абсолютные, а относительные смещения границ блоков и усилия на соприкасающихся границах, в области упругих деформаций, остаются непрерывными и зависят лишь от разности смещений. Формирование матрицы жесткости и вектора сил модифицированного контактного элемента подробно рассмотрены в [2, 3].

Численная процедура учета нелинейных эффектов контактного взаимодействия состоит в следующем. На первом шаге перемещения и напряжения вычисляются в точках интегрирования по характеристикам упругой части зависимостей  $\sigma_n = f(v)$  и

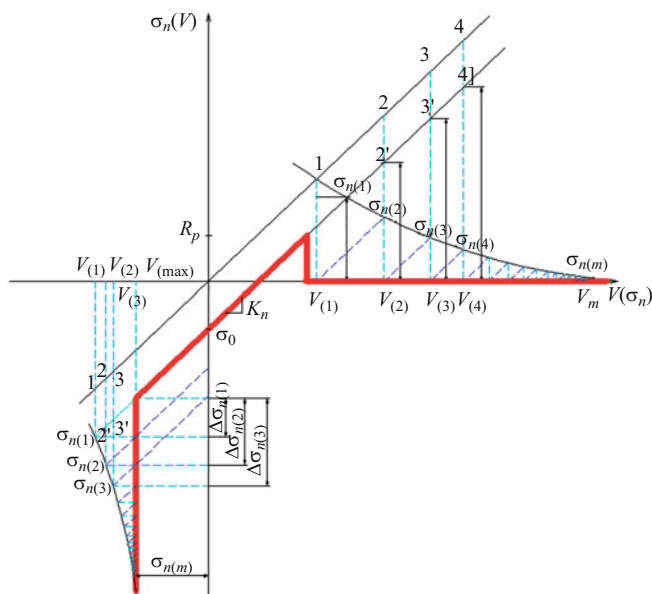


Рис. 2. Схема итерационного процесса для зависимости  $\sigma_n = f(v)$

$\tau_s = f(u)$ . При этом, если растягивающее напряжение  $\sigma_n(1)$  (рис. 2, правая часть графика зависимости  $\sigma_n = f(v)$ ) превышает предел прочности на растяжение  $R_p$ , контакт нарушается и образуется раскрытая трещина, которая уже не несет никакой нагрузки.

Это приводит к перераспределению напряжений в окружающих элементах. Такое перераспределение достигается путем вычисления узловых сил, ликвидирующих напряжения в трещине, которые прикладываются на следующей итерации и являются, по существу, новым случаем нагружения.

Очередное распределение напряжений дает новое значение нормального напряжения  $\sigma_n(2)$ , которое равно

$$\sigma_{n(2)} = k_n v(2) + \sigma_0 + \Delta\sigma_{n(1)}, \quad (2)$$

аналогично касательное напряжение  $\tau_{s(2)}$  равно

$$\tau_{s(2)} = k_s u(2) + \tau_0 + \Delta\tau_{s(1)}. \quad (3)$$

Невязки напряжений вычисляются как разница между упругими (точки  $\sigma_{n(1)}$ ,  $2'$ ,  $3'$ ,  $4'$  и т.д., рис. 2) и истинными (в данном случае нулевыми) напряжениями при достигнутых перемещениях:

$$\begin{aligned} \Delta\sigma_{n(2)} &= -k_n v(2) - \sigma_0; \\ \Delta\tau_{s(2)} &= -k_s u(2) - \tau_0. \end{aligned} \quad (4)$$

Для достижения истинного напряжения требуется несколько итераций. Зависимости (2), (3) и (4) можно записать в общем виде для “ $i$ -й” итерации:

$$\begin{aligned} \sigma_{n(i)} &= k_n v(i) + \sigma_0 + \Delta\sigma_{n(i-1)}; \\ \Delta\sigma_{n(i)} &= -k_n v(i) - \sigma_0; \end{aligned} \quad (5)$$

$$\begin{aligned} \tau_{s(i)} &= k_s u(i) + \tau_0 + \Delta\tau_{s(i-1)}; \\ \Delta\tau_{s(i)} &= -k_s u(i) - \tau_0. \end{aligned} \quad (6)$$

Сходным образом учитываются нелинейные свойства среды при сдвиге (рис. 3). Невязка касательных напряжений вычисляется по следующим зависимостям:

при “правостороннем” сдвиге ( $\tau_s > 0$ )

$$\Delta\tau_{s(i)} = \tau_r - k_s u(i) - \tau_0; \quad (7)$$

при “левостороннем” сдвиге ( $\tau_s < 0$ )

$$\Delta\tau_{s(i)} = -\tau_r - k_s u(i) - \tau_0, \quad (8)$$

где  $\tau_r = C_r - \sigma_{n(i)} \operatorname{tg}\varphi$  — остаточная прочность при сдвиге.

Если в процессе деформирования перемещения превышают заданную величину  $V_{\max}$  (рис. 2, левая часть графика зависимости  $\sigma_n = f(v)$ ), то на каждой итерации при достигнутом уровне напряжений  $\sigma_{n(i)}$  корректируются относительные перемещения  $v(i)$ . Невязка напряжений при этом равна

$$\Delta\sigma_{n(i)} = \sigma_{n(i)} - k_n V_{\max} - \sigma_0. \quad (9)$$

Напряжения  $(\Delta\sigma_{n(i)} + \sigma_0)$  и  $(\Delta\tau_{s(i)} + \tau_0)$  являются начальными напряжениями для следующей  $i + 1$  итерации. Вектор узловых усилий  $\{R\}$  элемента, подсчитанный по значениям этих напряжений, добавляется к вектору сил системы, и производится следующее упругое решение с прежней матрицей жесткости, но с новым набором узловых сил. Добавление сил, обусловленных начальными напряжениями, увеличит упругие напряжения в элементе на следующей итерации, однако на величину меньшую, чем начальные напряжения, по которым были рассчитаны узловые силы, поскольку в ансамбле элементов добавленные силы распределяются также и на другие элементы расчетной области. В физическом смысле это означает итерационный поиск таких дополнительных нагрузок, которые сообщают линейно-деформируемому телу перемещения, равные перемещениям нелинейно-деформируемого



тела при заданной нагрузке. Итерации продолжаются до стабилизации решения. Достоинством метода является постоянство матрицы жесткости системы, что позволяет лишь однократно формировать и триангулировать ее.

При решении задач в блочных средах, при большом числе элементов “вышедших в пластику”, для ускорения сходимости оказывается целесообразным осуществлять коррекцию матрицы жесткости на одной или нескольких промежуточных итерациях, а затем вести итерационный процесс методом начальных напряжений в порядке изложенном выше. Удобно производить коррекцию жесткости при переходе на следующий шаг нагружения или этап при решении задач с поэтапностью и наделить модель элемента “памятью”.

Коррекция жесткости в элементе осуществляется следующим образом. В случае открытой трещины, если нормальная жесткость элемента, соответствующая достигнутому напряженно-деформированному состоянию на  $i$  итерации  $\bar{k}_n^{(i)} = \frac{\sigma_n^{(i)} - \sigma_0}{\nu^{(i)}}$ ,

больше жесткости  $k_n^*$ , минимально допустимой по условиям обусловленности системы уравнений МКЭ, первоначальная жесткость снижается до величины  $k_n^{(i+1)}$ , которая принимается равной

$k_n^{(i+1)} = -\sigma_0/\nu^{(i)}$ , если  $k_n^{(i+1)} > k_n^*$  или  $k_n^{(i+1)} = k_n^*$ , если  $k_n^{(i+1)} \leq k_n^*$ . (10)

Аналогичным образом корректируется и касательная жесткость открытых трещин:

$$k_s^{(i+1)} = -\tau_0/u^{(i)}, \text{ если } k_s^{(i+1)} > k_s^*$$

или

$$k_s^{(i+1)} = k_s^*, \text{ если } k_s^{(i+1)} \leq k_s^*. \quad (11)$$

В случае сомкнутых трещин, перемещения берегов которых превысили заданную величину максимально возможного закрытия  $V_{\max}$ , новое значение нормальной жесткости  $k_n^{(i+1)}$  равно

$$k_n^{(i+1)} = \frac{k_n^{(i+1)} \nu^{(i)}}{V_{\max}} \leq k_n^{**} \quad (12)$$

и не должно превосходить максимального значения  $k_n^{**}$ , по условиям обусловленности системы уравнений МКЭ.

Касательная жесткость при нарушении сдвиговой прочности ( $|\tau_s^{(i)}| > \tau_p$ ) в элементе может быть скорректирована при переходе к следующей итерации следующим образом:

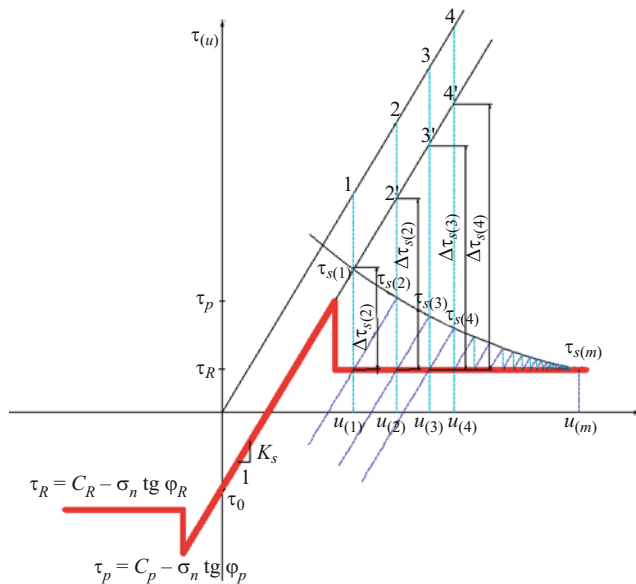


Рис. 3. Схема итерационного процесса для зависимости  $\tau_s = f(u)$

при “правостороннем сдвиге” ( $\tau_s^{(i)} > 0$ )

$$k_s^{(i+1)} = \frac{\tau_R^{(i)} - \tau_0}{u^{(i)}}, \quad (13)$$

при “левостороннем сдвиге” ( $\tau_s^{(i)} < 0$ )

$$k_s^{(i+1)} = \frac{-\tau_R^{(i)} - \tau_0}{u^{(i)}}. \quad (14)$$

В зависимостях (10) – (14)  $\sigma_0$  и  $\tau_0$  — значения нормальных и касательных напряжений с предыдущего шага нагружения;  $k_n^*$  и  $k_n^{**}$  — пределы варьирования жесткости по условиям обусловленности системы уравнений МКЭ. Рекомендуется принимать  $k_n^* \geq 0,001k_n$ ,  $k_n^{**} \leq 1000k_n$ ; где  $k_n$  — первоначальная жесткость в элементе.

При новых значениях  $k_n^{(i+1)}$ ,  $k_s^{(i+1)}$  в элементе формируется его матрица жесткости и дальнейшее решение после сборки и повторной триангуляции глобальной матрицы жесткости осуществляется с откорректированной матрицей жесткости элемента.

Модель контактного элемента наделена “памятью”. Так, при переходе на следующий этап нагружения в элементах, моделирующих открытые трещины, понижается жесткость, а прочность на растяжение  $R_p$  и сдвиг  $\tau_p$  принимается равной нулю. В элементах, моделирующих трещины, претерпевшие на предыдущих этапах сдвиговые нарушения,  $\tau_p$  принимается равной остаточной прочности  $\tau_R$  и  $R_p$  принимается равной нулю. В случае разгрузки и закрытия первоначально открытых трещин в них

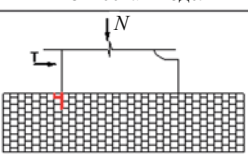
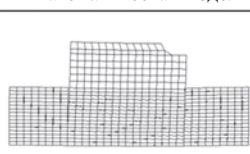
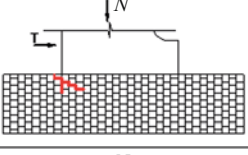
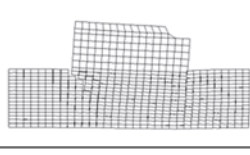
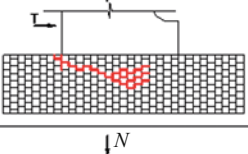
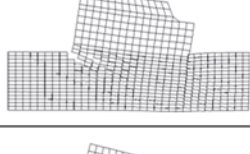


$nQ$	Физическая модель	Математическая модель
0,6		
1,0		
1,25		
1,38		

Рис. 4. Сравнение картин разрушения на физической и математической моделях

восстанавливаются касательная и нормальная жесткости и сдвиговая прочность на уровне  $\tau_R$ .

Рассмотренные выше методика и алгоритм расчета сооружений, с учетом контактных взаимодействий по имеющимся нарушениям сплошности, были использованы при исследовании статической работы облегченной бетонной плотины расположенной на блочном скальном основании. Результаты расчета сопоставлялись с результатами физического моделирования, выполненного в масштабе 1:200 на кафедре гидросооружений МГСУ.

Модель плотины и основания из эквивалентных материалов имела следующие характеристики, пересчитанные на натуру: высота 115 м, заложение низовой грани  $m_2 = 0,55$  (ширина подошвы 64 м), модуль деформации материала плотины  $E_{\Pi} = 23600$  МПа, объёмный вес  $\gamma_{\Pi} = 24$  кН/м<sup>3</sup>, прочность на растяжение и сжатие соответственно  $R_p = 4,41$  МПа и  $R_{сж} = 21,2$  МПа. Контакт плотины с основанием имел следующие характеристики:  $E_k = 18\ 000$  МПа,  $R_p = 3,55$  МПа,  $R_{сж} = 16,2$  МПа,  $c = 2,7$  МПа,  $\varphi = 47^\circ$  ( $\text{tg}\varphi = 1,07$ ).

Блоки скального основания:  $E_{осн} = 23\ 400$  МПа,  $\gamma_{осн} = 20$  кН/м<sup>3</sup>,  $R_p = 6,5$  МПа,  $R_{сж} = 42,0$  МПа. Трещины в основании:  $R_p = 0$ ,  $c = 0$ ,  $\varphi = 26,5^\circ$  ( $\text{tg}\varphi = 0,5$ ), касательная и нормальная жесткости соответственно  $k_s = 10,0$  МПа/см<sup>3</sup>,  $k_n = 25,0$  МПа/см<sup>3</sup>. Эти же характеристики были заложены в расчетную математическую модель. Математическая модель, как и физическая, доводилась до разрушения путем увеличения горизонтальной гидростатиче-

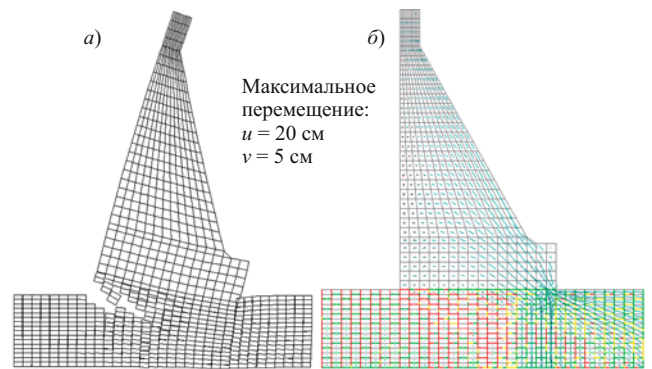


Рис. 5. Схема разрушения блочного основания при  $nQ = 1,4$  на математической модели: а — схема деформирования; б — состояние элементов

ской нагрузки ( $Q = nQ \cdot Q_{рас}$ ) при сохранении вертикальных расчетных нагрузок.

Результаты численных исследований приведены на рис. 4 и 5. На рис. 4 показано развитие нарушений в блочном основании на физической модели, которое фиксировалось на хрупком покрытии и в увеличенном масштабе характер деформирования, полученный на математической модели. На рис. 5 показаны схема деформирования и состояние контактных элементов на окончательной стадии нагружения математической модели. Здесь красным цветом обозначены элементы раскрытых трещин, желтым цветом — элементы, в которых нарушена сдвиговая прочность, и зеленым цветом — элементы, остающиеся на упругих ветвях деформирования.

На рис. 4 видно, что появилось раскрытие трещин в глубине основания при нагрузке меньше расчетной. Сначала раскрываются вертикальные трещины, как реакция на гидростатическое давление. При расчетной нагрузке формируется магистральная трещина (ее раскрытие на порядок больше раскрытия соседних), которая пошла в глубину основания со стороны напорной грани. Горизонтальное перемещение гребня плотины при этом составило 6,3 см, максимальное раскрытие магистральной трещины — 1,4 см. Максимальное сжатие в бетоне  $\sigma_3$  не превысило 7,2 МПа, растяжение по напорной грани  $\sigma_1 = 0,53$  МПа. В блоках основания под низовым клином плотины сжатие не превышало 9,9 МПа. При дальнейшем увеличении нагрузки магистральная трещина продолжала распространяться в глубь основания и появилась зона сдвигового разрушения (жёлтые линии) в основании под низовой гранью плотины. Отсюда можно сформировать механизм разрушения: при увеличении горизонтальной нагрузки появляются зона трещинообразования основания под напорной гранью плотины, зона дробления основания под низовой гранью сооружения. Когда трещины растяжения и зона дробления встретятся, тогда наступит исчерпание несущей способности системы “плотина —

основание”. Плотина с частью основания опрокинется относительно новой оси в глубине основания. Этот механизм совпадает с результатами натурных и теоретических исследований, приведенных в работах [2, 4, 5] и ряде других.

На рис. 5 показано состояние плотины и основания при перегрузке 1,4 от расчетной, при которой ещё наступала стабилизация (сходимость решения). Дальнейшее увеличение нагрузки приводило к непрерывному росту перемещений в ходе итерационного процесса. При этой перегрузке горизонтальное перемещение гребня составило более 20 см. Максимальное раскрытие магистральной трещины — 6,4 см. Уровень сжатия в бетоне не превышал 10,3 МПа, растяжения — 1,35 МПа. В основании под низовым носком сжатие достигло 22,1 МПа.

Результаты, полученные на физической и математической моделях, достаточно хорошо совпадают. Модели разрушаются при близких коэффициентах перегрузок ( $n_Q = 1,38$  — физическая модель и  $n_Q = 1,40$  — математическая). Математическая модель хорошо отображает механизм разрушения системы “плотина — основание” в виде предельного поворота и качественно соответствует результатам работ других авторов [4, 5].

## Выводы

1. Выполненные расчеты напряженно-деформированного состояния бетонной гравитационной плотины на блочном скальном основании показали, что использование разработанной методики, учета в расчетах МКЭ нелинейных эффектов контактного взаимодействия (с использованием контактных элементов), является весьма эффективным способом оценки влияния на статическую работу сооружения трещин или систем трещин в скальном основании вплоть до исчерпания несущей способности.

2. При высоких сдвиговых параметрах контакта бетон — скала, при упоре в скальное основание или при глубоких врезках сдвиг плотины по её контакту с основанием, по-видимому, исключается. В этом случае, на трещиноватых скальных основаниях, реальной схемой разрушения системы “плотина — основание” может являться схема разрушения в виде предельного поворота. А сдвиг вторичен как окончательный механизм перемещения сооружения после разрушения основания.

3. При определении напряженно-деформированного состояния и несущей способности бетонной плотины на скальном основании необходимо использовать модель с реальной схемой трещиноватости (геомеханическую модель), которая существенно влияет на характер разрушения основания. Кроме того задачу необходимо решать в статико-фильтрационной постановке, поскольку раскрытие трещин в основании со стороны верховой грани и смыкание со стороны низовой будут приводить к изменению фильтрационной картины и как следствие к изменению фильтрационных нагрузок.

## Список литературы

1. Goodman R. E., Taylor R. L., Brekke T. L. A model for mechanics of jointed rock // Journal of the soil mechanics and foundation division. Proceeding of the ASCE. 1968. SM3. № 5. P. 637 – 659.
2. Орехов В. Г., Зерцалов М. Г., Толстиков В. В. и др. Исследование схемы разрушения системы “бетонная плотина — скальное основание” // Известия ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева. 1987. Т. 204. С. 71 – 76.
3. Орехов В. Г., Зерцалов М. Г. Механика разрушения инженерных сооружений и горных массивов. — М: АСВ, 1999.
4. Газиев Э. Г. Скальные основания бетонных плотин. — М.: АСВ, 2005.
5. Fishman Yu. A. Stability of concrete retaining structures and their interface with rock foundations // International Journal of Rock Mechanics & Mining Sciences. 2009; 46: 957 – 996.

# Устойчивость левобережного склона Бурейской ГЭС до и после берегоукрепительных мероприятий

Бестужева А. С., кандидат техн. наук, Ражев А. Е., инженер (МГСУ)

Рассмотрены вопросы обустройства левобережного склона Бурейской ГЭС, разрушающегося вследствие размыва скального русла за водосливной плотиной. На основе численного моделирования рассмотрены вопросы устойчивости склона до начала берегоукрепительных работ, во время их проведения и после формирования и стабилизации воронки размыва. В качестве берегоукрепительных мероприятий рассмотрены конструкции буронабивных свай и бетонных облицовок с камнезащитными стенками.

**Ключевые слова:** устойчивость склона, берегоукрепительные работы, численное моделирование.

Строительство Бурейского гидроузла, начатое в 1978 г., было закончено в 2009 г. Сброс первых после наполнения водохранилища паводков 2009 и 2010 гг. привел к разрушениям левого борта отводящего канала открытого водосброса. Были подмыты и разрушены плиты строительной автодороги на отм. 155,5 м, под бетонным полотном дороги произошли вывалы скального грунта, образовались гроты. Участок автодороги за бетонными плитами в результате размыва берега был разрушен полностью. Общая длина берегового склона, на которой произошли размывы в результате работы водосбросов, составляет до 400 м от оси гидроагрегатов. Наиболее интенсивно разрушение склона происходило в зоне формирования воронки размыва, на расстоянии 80 – 160 м от оси гидроагрегатов.

Исследования размыва русла на гидравлической модели, проведенные ОАО «ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева», показали, что при сбросном расходе 0,1 % обеспеченности 12 500 м<sup>3</sup>/с при нормальных условиях эксплуатации глубина воронки размыва может достигать отм. 98 – 100 м, что на 10 – 15 м ниже современного дна реки. В этих условиях дальнейший размыв основания коренного склона может привес-

ти к образованию крупных потенциально опасных участков с потерей их устойчивости [1].

Избыточное увлажнение и гидродинамическое воздействие падающей струи во время работы открытого водосброса в совокупности с естественными процессами морозного и эрозионного выветривания привели к тому, что выше по склону также наблюдаются процессы разрушения, камнепады (рис. 1).

В целях повышения устойчивости склона и обеспечения безопасности при эксплуатации гидроузла принято решение о проведении берегоукрепительных мероприятий (рис. 2). В работе рассмотрен следующий комплекс мер:

зачистка склона ниже отм. 155,5 м от потенциально неустойчивых скальных массивов. Скальный массив в отм. 155,5 – 140 м рыхлится в три ступени по 5 м с применением метода контурного взрывания;

возведение стены из буронабивных свай на отм. 140 м на участке длиной 80 м с целью защиты склона от подмыва со стороны формирующейся воронки размыва. Стена из буронабивных свай возводится на глубину предполагаемой ямы размыва до отм.



Рис. 1. Состояние левобережного склона после пропуска паводка в 2010 г.

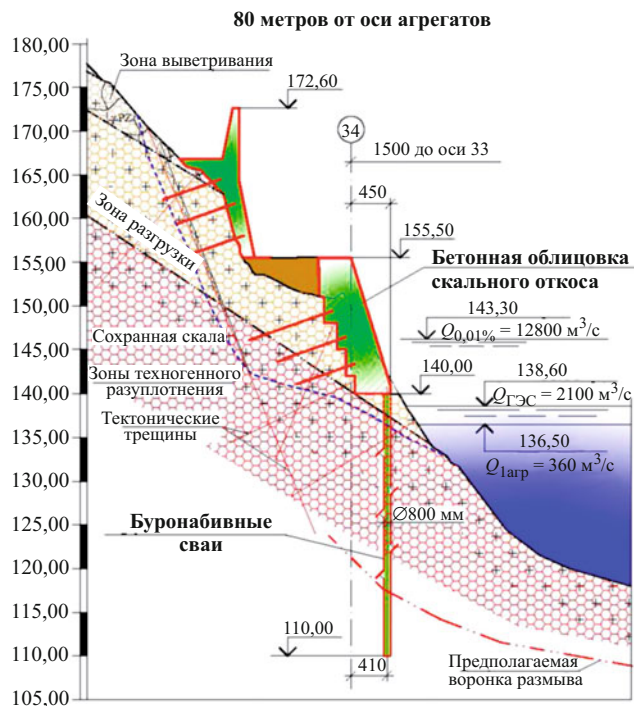


Рис. 2. Мероприятия по укреплению левобережного склона

110 м, с учетом конфигурации воронки размыва основание стены ниже отметки предполагаемого размыва скалы у ее основания на 7 м. Стена представляет собой ряд буронабивных свай, армированных стальным трубчатым шпунтом, расположенным в скважинах диаметром 800 мм с шагом 0,78 м (рис. 3). Шпунт бетонируется бетонной смесью класса В15 W6. Трубы диаметром 720 мм соединяются друг с другом при помощи стальных замков;

возведение бетонной облицовки скалы на отм. 140 – 155,5 м, а также бетонной облицовки выше отм. 155,5 м, выполняющей одновременно функцию камнезащитной стенки. Бетонные облицовки крепятся к скале грунтовыми анкерами. Анкер состоит из трех штанг по 3 м, величина заделки в скалу 8 м, анкеры устанавливаются с шагом 3 м, тип трубчатой штанги 73/45.

Исследование плоского напряженно-деформированного состояния склона и его устойчивость рассматривались на различные периоды времени:

склон в естественном состоянии (на 2010 г.) до начала проведения берегоукрепительных мероприятий;

склон после проведения зачистки от неустойчивых скальных массивов;

склон после сооружения бетонной облицовки ниже отм. 155.5 м;

период строительных работ по возведению стены из буронабивных свай (БНС), в этом расчете были учтены нагрузки от строительных машин и механизмов;

склон с берегоукрепительными облицовками и камнезащитной стенкой на момент окончания ре-

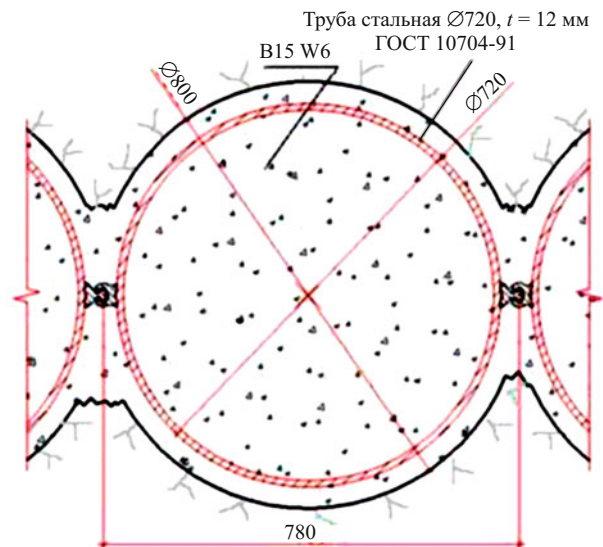


Рис. 3. Стена из буронабивных свай

монтных работ, дополнительно рассмотрен случай заполнения каменной осыпью пазух камнезащитной стенки верхнего яруса;

склон со всеми берегоукрепительными мероприятиями, но после размыва русла до отм. 105 м;

склон со всеми берегоукрепительными мероприятиями, но после завершения формирования воронки размыва на полную глубину до отм. 98 м.

Исследование устойчивости левобережного склона проведено на основании имеющихся геологических разрезов и данных по свойствам пород (таблица).

Всего на геологическом разрезе выделено три типа скального (гранитного) материала: верхний, сильно выветренный слой имеет небольшую мощность (до 5 м); второй — находится в зоне разгрузки, умеренно трещиноватая порода с глинистым за-

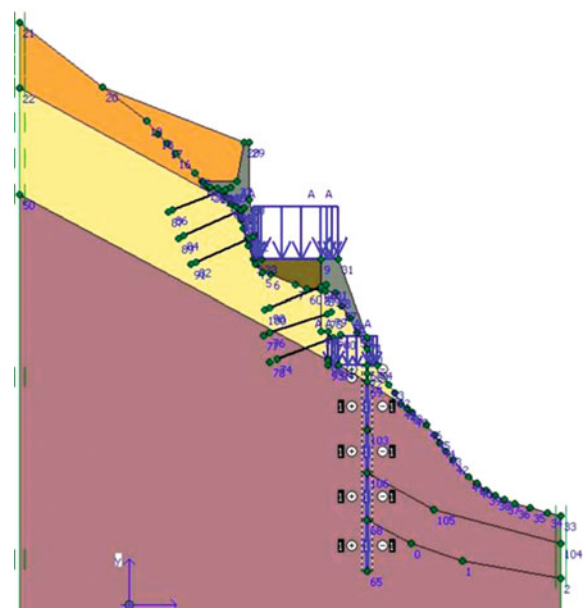
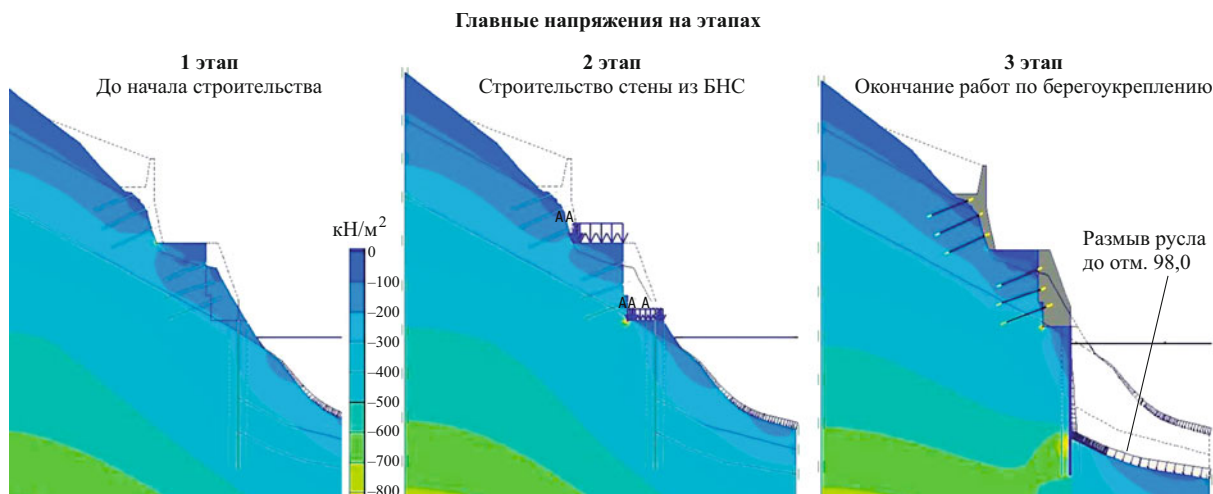
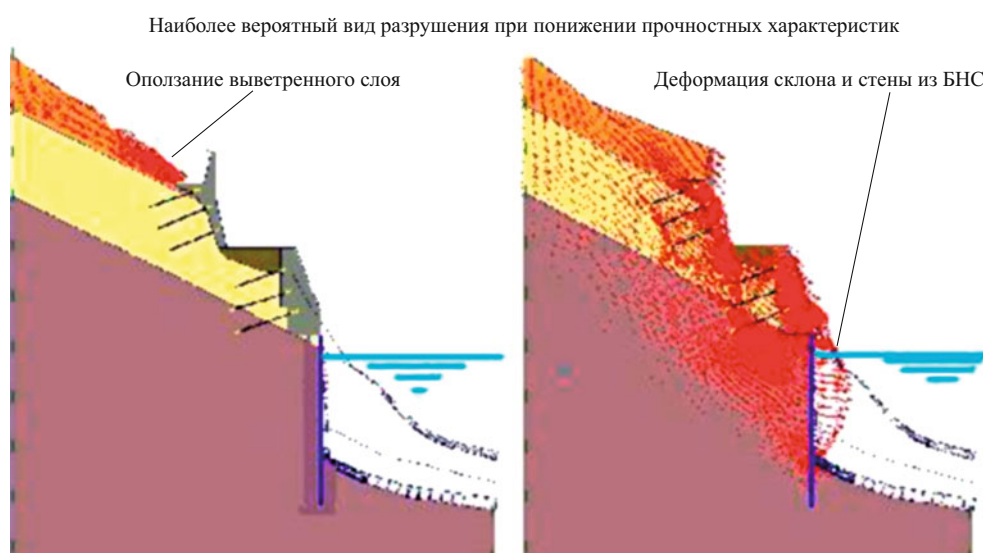


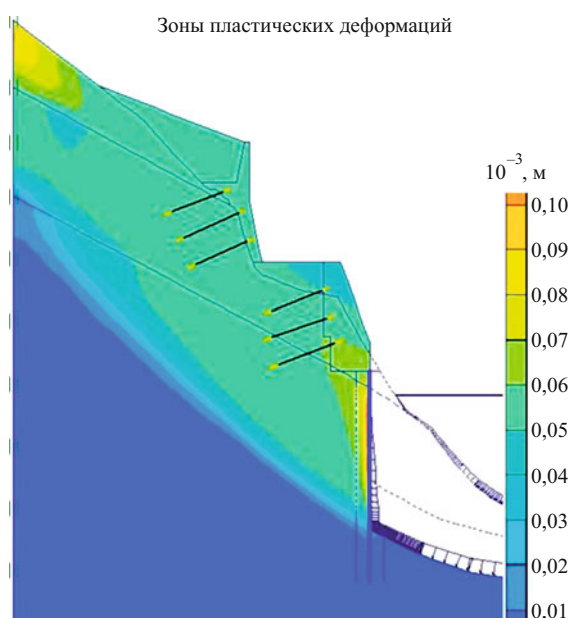
Рис. 4. Расчетная модель скального склона



**Рис. 5.** Напряженное состояние склона до и после берегоукрепительных мероприятий



**Рис. 6.** Виды разрушения при понижении прочностных характеристик (“Plaxis”)



**Рис. 7.** Формирование зоны пластических деформаций при понижении прочностных характеристик (“Plaxis”)

полнителем по трещинам. Наличие глинистого заполнителя по трещинам определяет сравнительно невысокие показатели прочности и деформируемости грунтов. Ниже зоны разгрузки расположена сохранныя скала.

Расчеты устойчивости склона проводились по программному комплексу “Plaxis” с использованием модели Кулона — Мора. Методом градиентного понижения прочностных характеристик материалов по программе были определены коэффициенты запаса устойчивости склона в разные периоды его существования.

Расчетная схема для склона представлена на рис. 4. Граничные условия заданы в виде жесткой заделки для узлов в основании и скользящей заделки для узлов на вертикальной границе. При построении модели были выделены следующие элементы: три слоя скальной породы, две бетонные облицовки, связанные грунтовыми анкерами со скалой, камнезащитная стенка, стена из буронабив-

Минимальный коэффициент: 2,29  
 Радиус: 58,02  
 Координаты: (111; 103)

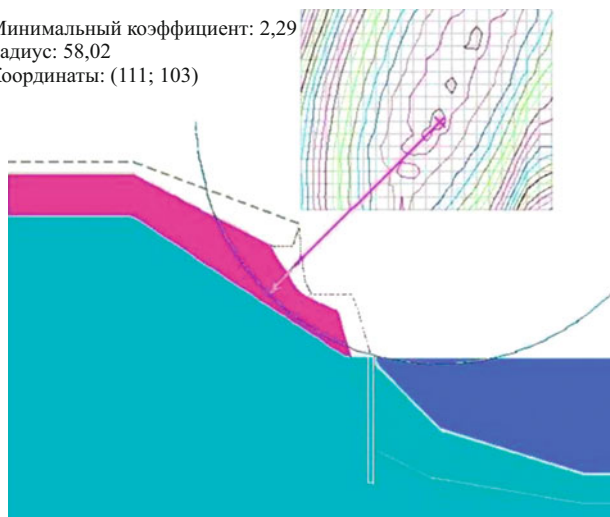


Рис. 8. Устойчивость склона до берегоукрепительных работ (“Откос”)

ных свай. Уровень грунтовых вод задавался согласно данным пьезометрической сети. Внешняя распределенная нагрузка задана на нижнем и верхнем ярусах как нагрузка от строительных машин (буровая установка, кран с грузом) в период работ по сооружению стены из БНС.

Для построения “тела” модели используются различные типы элементов, например: стена из буронабивных свай моделируется объектом Plate (плита), грунтовые анкеры — при помощи объекта Node-to-node anchor (анкер), заделка в грунтовом массиве — объектом Geogrid (георешетка).

Напряженное состояние скального массива до и после проведения берегоукрепительных мероприятий представлено на рис. 5. Как видно, концентрация напряжений происходит за буронабивной стеной при максимальном размыве русла. По величине эти напряжения невелики — около 0,9 МПа. В самой буронабивной свае усилия получаются небольшими, максимальный момент 79,23 кНм/м. Максимальный прогиб —  $915,31 \cdot 10^{-6}$  м, т.е. не превышает 1 мм. Таким образом, можно сделать вывод, что основное предназначение сплошной стальной стенки — предотвращение размыва основания склона.

Расчеты устойчивости по программе “Plaxis” проводятся на основе полученного напряженного состояния склона. В этом случае коэффициент безопасности (надежности) представляет собой запас прочности реального грунта с заданными характеристиками  $c$  и  $\phi$  над минимальной прочностью грунта, необходимой для сохранения равновесия. Таким образом, коэффициент запаса может быть получен как отношение  $k_n = S_i/S_{cn}$ , где  $S$  — прочность на сдвиг. Отношение реальной прочности  $S_i$  к вычисленной минимальной прочности, необходимой для равновесия  $S_{cn}$ , — это коэффициент

Минимальный коэффициент: 1,81  
 Радиус: 62,82  
 Координаты: (111; 112)

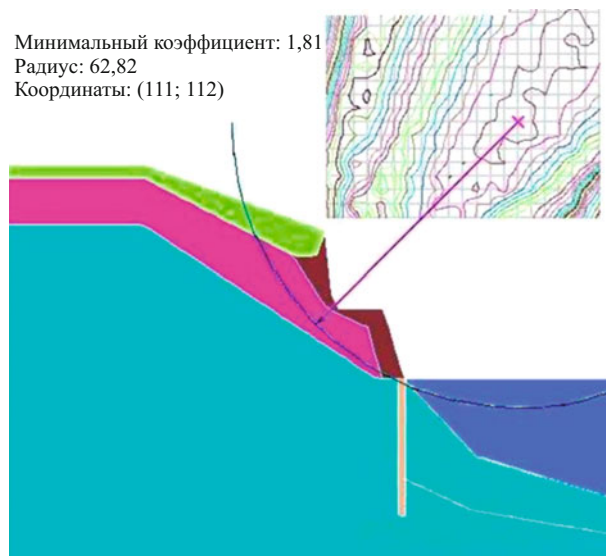


Рис. 9. Устойчивость склона после начала берегоукрепительных работ (“Откос”)

безопасности, обычно используемый в механике грунтов. Используя условие прочности Кулона — Мора, можно записать

$$k_n = \frac{c + \sigma_i \operatorname{tg} \phi}{c_r + \sigma_n \operatorname{tg} \phi_r},$$

где  $c$  и  $\phi$  — входные параметры прочности;  $\sigma_n$  — фактическое нормальное напряжение.

$c_r$  и  $\phi_r$  — параметры приведенной прочности, достаточные для поддержания равновесия. Вышеописанный принцип является основой метода Phi-c-reduction (снижение  $\phi$ ,  $c$ ), который использован в программе “Plaxis” для расчетов коэффициен-

Минимальный коэффициент: 1,62  
 Радиус: 77,48  
 Координаты: (99,6; 133,2)

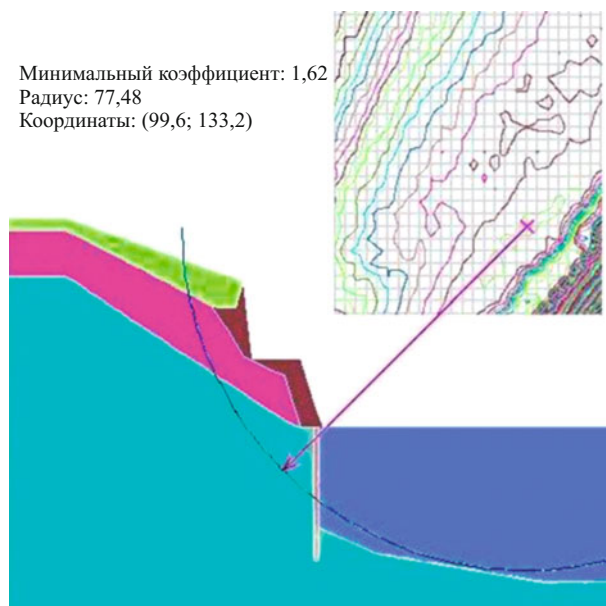


Рис. 10. Устойчивость склона после завершения формирования воронки размыва (“Откос”)

**Расчетные показатели физико-механических свойств грунтов**

Показатель		Граниты		
		в зоне выветривания	умеренно трещиноватые	слабо трещиноватые
Удельный вес, кН/м <sup>3</sup>		26,7	26,9	26,9
Объемный вес, кН/м <sup>3</sup>	скелета грунта	26,3	26,4	26,4
	при полном водонасыщении	26,5	26,6	26,6
	взвешенного в воде	16,5	16,6	16,6
Коэффициент трения		0,65	0,75	0,85
Угол трения, град.		31	35	39
Сцепление, МПа		0,05	0,25	0,4
Модуль деформации, МПа		2000	6000	13000
Коэффициент Пуассона		0,32	0,25	0,25
Коэффициент удельного упругого отпора, кН/м <sup>3</sup>		1,5	4,8	10,4

та общей безопасности. При таком подходе сцепление и тангенс угла трения снижаются в равной степени:

$$\frac{c}{c_r} = \frac{\operatorname{tg}\phi}{\operatorname{tg}\phi_r} = k_r.$$

Снижение параметров прочности контролируется общим множителем  $k_r$ . Этот параметр увеличивается при пошаговой процедуре до тех пор, пока не произойдет разрушение. Коэффициент безопасности определяется как последняя в итерационном процессе величина  $k_r = k_n$ .

Используя данный метод, получено, что наиболее вероятное разрушение при понижении прочностных характеристик происходит в виде осыпания выветренного слоя породы в пазухи камнезащитной стенки (рис. 6). При подмыве стенки и дальнейшем понижении характеристик в состоянии предельного равновесия попадает большой массив обрушения, ограниченный круглоцилиндрической поверхностью (рис.7). Коэффициент запаса устойчивости склона для этого расчета составляет  $k_n = 1,783$ .

Расчеты устойчивости склона были проведены и по программе “Откос”, разработанной на кафедре гидросооружений МГСУ, где в основе расчетного метода заложена гипотеза “отвердевшего массива обрушения”, а расчет устойчивости выполняется согласно методу Терцаги.

Расчеты склона по программе “Откос” показали, что в естественном состоянии склон имеет дос-

точно высокий коэффициент запаса — около 2,3 (рис. 8). Однако после строительства берегозащитных стенок, после техногенных подрезок склона и осыпей выветренного грунта в пазухи камнезащитных стенок, коэффициент запаса устойчивости откоса уменьшается до 1,81 (рис. 9). Минимальный коэффициент запаса устойчивости склона на обрушение получен на момент формирования наибольшей глубины в воронке размыва —  $k_n = 1,62$  (рис. 10).

### Выводы

1. Расчеты показали, что берегоукрепительные мероприятия, проводимые на склоне имеют целью не столько увеличение устойчивости склона, сколько защитное действие от размывающего воздействия водного потока. Коэффициенты запаса устойчивости склона, полученные по двум разным методикам, дали значения в диапазоне 1,62 – 1,78.

2. Бурунабивная свайная стена, выполненная в металлических трубах, является надежной защитой берегового склона от подмыва. Максимальные прогибы в стене при самом неблагоприятном сочетании нагрузок не превышают 1 мм.

3. Камнезащитная стенка и бетонные облицовки на склоне не создают больших усилий в анкерах; возможно, что их конструкцию можно облегчить.

### Литература

1. *Обустройство* левого берега Бурейского комплексного гидроузла на реке Бурей / НТС ОАО “РусГидро”. Гидротехническая секция. М.: 28 февраля 2011 г.



# Влияние фильтрационной анизотропии грунтов тела плотины на параметры фильтрационного потока и устойчивость откосов

Анискин Н. А., доктор техн. наук, Мемарианфард М. Е., кандидат техн. наук (МГСУ)

На основе факторного анализа проведены исследования влияния геометрических характеристик грунтовой плотины и фильтрационной анизотропии ее грунтов на параметры фильтрационного потока. Получены математические зависимости, позволяющие определить эти параметры для широкого интервала изменений выбранных факторов. Проанализировано влияние фильтрационной анизотропии грунтов тела плотины на устойчивость откосов в случае сработки водохранилища.

**Ключевые слова:** фильтрация, грунтовая плотина, коэффициент фильтрации, фильтрационная анизотропия, градиент фильтрации, фильтрационный расход, депрессионная поверхность, факторный анализ, номограммы, устойчивость откоса, сработка водохранилища.

На процесс фильтрации и величины параметров фильтрационного потока в грунтовых плотинах влияют ее геометрические параметры и фильтрационные характеристики грунта. Практически всегда грунты плотины обладают анизотропными фильтрационными свойствами, что обусловлено технологией возведения и свойствами исходных грунтов [1, 2].

Большинство грунтовых плотин по способу производства работ относятся к насыпным, в процессе возведения которых грунты в теле плотины могут приобретать анизотропную структуру [2]. При этом проницаемость грунта в горизонтальном направлении может во много раз превышать его проницаемость в вертикальном направлении. Степень фильтрационной анизотропии характеризуется параметром  $A = K_x/K_y$ , где  $K_x$  и  $K_y$  — коэффициенты фильтрации в горизонтальном и вертикальном направлениях. Фильтрационная анизотропия оказывает влияние на такие параметры фильтрационного потока, как положение депрессионной поверхности, фильтрационный расход, градиенты или скорости фильтрации. Пренебрежение анизотропией при проектировании грунтовой плотины может привести к аварийной ситуации. Примером этого может служить плотина Орто-Токойского гидроузла [2].

В этой работе для исследования влияния геометрических параметров грунтовой плотины и фильтрационных характеристик грунтов ее тела на параметры фильтрационного потока и создания имитационной модели использовалась методика факторного анализа [2]. Исследуется фильтрация в грунтовой плотине трапецеидального профиля высотой 10 м. Рассмотрены следующие факторы и интервалы их изменения: коэффициент заложения верхового откоса  $X_1$  (этот фактор по абсолютному значению изменялся от  $m_1 = 0$  до  $m_1 = 4$ ); коэффициент заложения низового откоса  $X_2$  (этот фактор по абсолютному значению менялся от  $m_2 = 0$  до  $m_2 = 4$ ); коэффициент анизотропии  $X_3$ , (с целью получения удовлетворительной адекватности для этого фактора рассмотрено три интервала изменения:

первый интервал — от  $A = 1$  до  $A = 10$ , второй интервал — от  $A = 10$  до  $A = 25$  и третий интервал — от  $A = 25$  до  $A = 75$ ).

При этом менялись также следующие параметры: уровень воды в нижнем бьефе  $h_{нб}$  принимал два значения: 2 и 6 м, ширина плотины на отметке верхнего бьефа  $b_{тр}$  принималась равной 10 и 30 м. Для каждой из четырех вариаций этих величин проводился полнофакторный эксперимент. По существу, проведенные расчеты равносильны рассмотрению полнофакторного эксперимента с количеством факторов  $n = 5$ : заложение верхового откоса  $m_1$ , заложение низового откоса  $m_2$ , коэффициент анизотропии  $A$ , уровень воды в нижнем бьефе  $h_{нб}$  и ширина по гребню плотины  $b_{тр}$ . С целью упрощения обработки и последующего номографирования общее факторное пространство было разбито на ряд планов более низкого порядка с тремя факторами. В качестве откликов рассматривались следующие величины: высота высачивания  $h_0$ , максимум выходного градиента  $J_{в.мах}$ , удельный фильтрационный расход  $q$ . Решение фильтрационных задач проводилось с использованием программы "FILTR", основанной на методе конечных элементов в локально-вариационной постановке [2].

Для каждого интервала изменения факторов была построена матрица планирования и составлен план экспериментов с описанием сочетания факторов. План полнофакторного эксперимента для одного из факторных пространств представлен в табл. 1.

На основе обработки результатов численных экспериментов были получены функции откликов в виде полиномов для определения высоты высачивания  $h_0$ , максимума выходного градиента  $J_{в.мах}$  и фильтрационного расхода  $q$ . Функции откликов после исключения малозначущих факторов представлены ниже.

При глубине нижнего бьефа  $h_{нб} = 2$  и ширине плотины на отметке верхнего бьефа  $b = 10$ :

для интервала изменения коэффициента анизотропии от  $A = 1$  до  $A = 10$

$$y_1 = h_0 = 6,13 - 0,8x_1 - 0,6x_2 + 1,5x_3 - 0,38x_1x_2;$$

$$y_2 = J_{в.макс} = -1,76 + 0,45x_1 + 0,95x_2 + 0,32x_3 - 0,384x_1x_2 - 0,1x_1x_3 - 0,25x_2x_3; \quad (1)$$

$$y_3 = q = 13,65 - 3,18x_1 - 7,18x_2 + 11,03x_3 + 2,4x_1x_2 - 2,84x_1x_3 - 5,63x_2x_3 + 2,1x_1x_2x_3;$$

для интервала изменения коэффициента анизотропии от  $A = 10$  до  $A = 25$

$$y_1 = h_0 = 7,95 - 0,7x_1 - 0,8x_2 + 0,3x_3 - 0,45x_1x_2;$$

$$y_2 = J_{в.макс} = -1,32 + 0,33x_1 + 0,63x_2 + 0,12x_3 - 0,3x_1x_2 - 0,07x_2x_3; \quad (2)$$

$$y_3 = q = 42,67 - 11,54x_1 - 21,4x_2 + 18,0x_3 + 8,4x_1x_2 - 5,5x_1x_3 - 8,57x_2x_3 + 3,93x_1x_2x_3;$$

для интервала изменения коэффициента анизотропии от  $A = 25$  до  $A = 75$

$$y_1 = h_0 = 8,8 - 0,45x_2 + 0,55x_3; \quad (3)$$

$$y_2 = J_{в.макс} = -0,98 + 0,22x_1 + 0,43x_2 + 0,21x_3 - 0,19x_1x_2 - 0,09x_1x_3 - 0,12x_2x_3 + 0,09x_1x_2x_3;$$

$$y_3 = q = 101,8 - 36,81x_1 - 57,17x_2 + 59,18x_3 + 26,18x_1x_2 - 19,77x_1x_3 - 27,22x_2x_3 + 13,83x_1x_2x_3.$$

Полученные зависимости удовлетворили условию адекватности.

Анализируя полученные результаты для данных факторных областей, можно отметить следующее. Для первого интервала изменения коэффициента анизотропии (от 1 до 10) все три выбранных фактора оказывают достаточно ощутимое влияние на величины откликов. Коэффициент анизотропии оказывает максимальное влияние по сравнению с другими факторами на такие отклики, как высота точки высачивания  $h_0$  и фильтрационный расход  $q$ . С увеличением коэффициента анизотропии повышается положение депрессионной кривой и величина удельного фильтрационного расхода. Величина максимального фильтрационного градиента в наибольшей степени зависит от фактора  $X_2$  — заложения низовой грани. При увеличении заложения низовой грани происходит уменьшение величины максимального градиента фильтрации.

Для второго интервала изменения коэффициента анизотропии (от 10 до 25), в отличие от предыдущего факторного пространства, коэффициент анизотропии оказывает несколько меньшее влияние по сравнению с другими факторами на такие отклики, как высота точки высачивания  $h_0$  и максимальный фильтрационный градиент  $J_{в.макс}$ . Это объясняется меньшим, чем в первом интервале, соотношением между максимальным и минимальным значением фактора  $X_3$ . Положение точки высачивания в боль-

Т а б л и ц а 1

План расчетов грунтовой плотины  $N = 23$  (диапазон отношения  $(k_x/k_y) = 1 - 10$ ,  $B = 10$  м,  $HБ = 2$  м)

№	$X_0$	$m_1$	$X_1$	$m_2$	$X_2$	$(k_x/k_y)$	$X_3$	$X_1X_2$	$X_1X_3$	$X_2X_3$	$X_1X_2X_3$	При отношении $(k_x/k_y) 1 - 10$		
												$Y_1 = h_0$ ,	$Y_2 = J_{в.макс}$	$Y_3 = q$
1	+1	4	+1	4	+1	10	+1	+1	+1	+1	+1	5,6	-0,7	10,33
2	+1	4	+1	4	+1	1	-1	+1	-1	-1	-1	3,0	-0,8	1,0
3	+1	4	+1	0	-1	10	+1	-1	+1	-1	-1	8,2	-1,49	27,0
4	+1	4	+1	0	-1	1	-1	-1	-1	+1	+1	4,5	-2,28	3,54
5	+1	0	-1	4	+1	10	+1	-1	-1	+1	-1	8,0	-0,79	13,41
6	+1	0	-1	4	+1	1	-1	-1	+1	-1	+1	5,4	-0,98	1,13
7	+1	0	-1	0	-1	10	+1	+1	-1	-1	+1	8,8	-2,8	48
8	+1	0	-1	0	-1	1	-1	+1	+1	+1	-1	5,6	-4,3	4,8
Проверка	+1	2	0	2	0	5,5	0	0	0	0	0	5,4	-1,65	12,55
Форма	$b_0$		$b_1$		$b_2$		$b_3$	$b_{12}$	$b_{13}$	$b_{23}$	$b_{123}$	Проверка Средние значения $T_{ср}$		
$Y_1$	6,13		-0,8		-0,6		1,5	-0,38	0,06	-0,21	-0,06	5,61	-1,76	13,65
$Y_2$	-1,76		0,45		0,95		0,32	-0,38	-0,1	-0,25	0,07	Расхождение		
$Y_3$	13,65		-3,18		-7,18		11,03	2,4	-2,84	-5,63	2,1	3,7	6,2	8

шей степени зависит от геометрических факторов — заложений откосов плотины. Величина максимального фильтрационного градиента также в наибольшей степени зависит от фактора  $X_2$  — заложения низовой грани. При увеличении заложения низовой грани происходит уменьшение величины максимального градиента фильтрации.

Третий интервал изменения коэффициента анизотропии  $X_3$  (от 25 до 75) характеризуется следующими особенностями. Все три выбранных фактора оказывают достаточно ощутимое влияние на величину максимального фильтрационного градиента и фильтрационного расхода. На величину высоты точки высачивания практически не влияет заложение верхового откоса. Коэффициент анизотропии оказывает достаточно большое влияние на величину фильтрационного расхода. Почти также на эту величину, но с обратным знаком, влияет заложение низового откоса. Положение точки высачивания почти одинаково зависит от заложения низового откоса и коэффициента анизотропии. Величина максимального фильтрационного градиента также в наибольшей степени зависит от фактора  $X_2$  — заложения низовой грани.

Зависимости подобные выражениям (1)–(3) были получены и для других возможных сочетаний величин: ширины плотины по уровню верхнего бьефа и глубины в нижнем бьефе. На основе полученных функций откликов построены номограммы для определения высоты высачивания, фильтрационного расхода и градиентов фильтрации в зависимости от коэффициентов анизотропии грунтов, заложений верхового и низового откосов плотины. Номограммы позволяют прогнозировать величины фильтрационных параметров, а также решать обратную задачу, например по величине фильтрационного расхода можно оценить реальные коэффициенты фильтрации грунтов плотины [3]. Номограммы для некоторых функций откликов показаны на рис. 1. Простым пересчетом возможно определе-

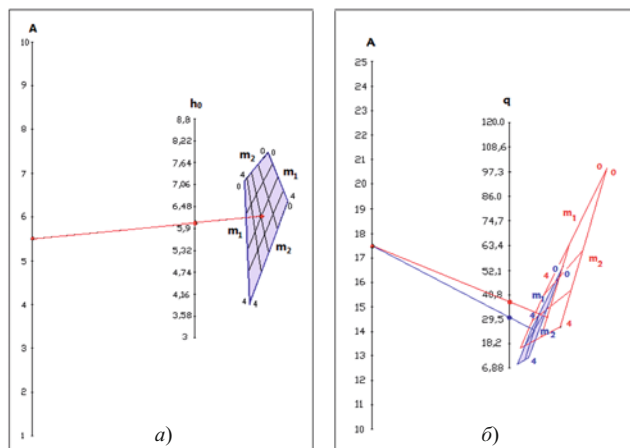


Рис. 1. Номограммы для определения параметров фильтрационного потока:

*a* — номограмма для определения высоты высачивания  $h_0$  (диапазон  $A = k_x/k_y = 1 - 10$ ,  $B = 10$  м,  $HБ = 2$  м);

*б* — номограмма для определения фильтрационного расхода  $q$  (диапазон  $A = k_x/k_y = 10 - 25$ ,  $B = 10$  м,  $HБ = 2$  м)

ние параметров фильтрационного потока для однородной плотины любой высоты.

В некоторых случаях большой интерес представляет решение задач неустановившейся фильтрации в грунтовых откосах, плотинах и их основаниях. Изменение уровней бьефов вызывает изменение положения депрессионной поверхности и параметров фильтрационного потока (фильтрационных градиентов, скоростей, расхода). Наибольший интерес при решении фильтрационных задач при изменении уровней бьефов представляет определение положения депрессионной поверхности и гидродинамических сил в откосах плотин, во многом определяющих их устойчивость [4, 5]. С целью анализа влияния анизотропии на характер фильтрационного режима при возможной сработке водохранилища проведены численные исследования не-

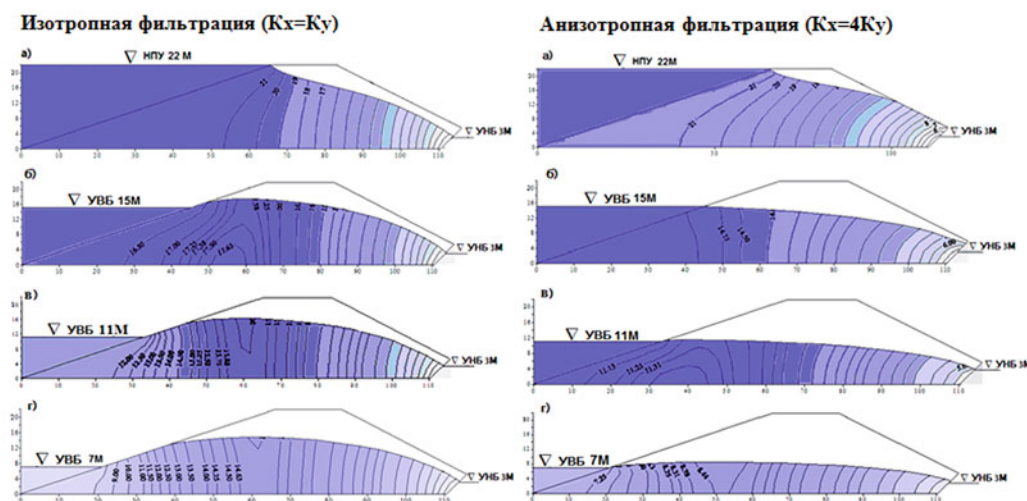


Рис. 2. Неустановившаяся фильтрация в однородной земляной плотине при скорости сработки водохранилища 1 м/сут

установившейся фильтрации в грунтовой плотине в плоской постановке.

В качестве объекта для нестационарной задачи рассматривалась однородная плотина из песка с дренажной призмой на водоупоре при следующих параметрах: высоте плотины 24 м, заложении верхового откоса  $m = 3$ , заложении низового откоса  $m = 2$ , начальной глубине верхнего бьефа  $H_1 = 22$  м; постоянной глубине воды нижнего бьефа  $H_{нб} = 3$  м. Для численных исследований используется программа “FILTR” на основе метода конечных элементов в локально-вариационной постановке [2]. Задача решалась для двух вариантов степени анизотропии грунта плотины: для варианта изотропного грунта с  $K_x/K_y = 1$  и анизотропного с  $K_x/K_y = 4$ . Рассматривалась разная скорость сработки водохранилища:  $v = 1$  м/сут и  $v = 5$  м/сут. Такая достаточно большая скорость сработки, как правило, характерна для небольших по объему водохранилищ или аварийных ситуаций. С точки зрения устойчивости откоса это более неблагоприятное условие. Результаты решения данной нестационарной задачи при скорости сработки  $v = 1$  м/сут в виде положения депрессионной поверхности и распределения фильтрационных напоров на моменты времени, соответствующие начальному моменту сработки (водохранилище наполнено) и глубинам водохранилища, равным 15, 11 и 7 м представлены на рис. 2. Полученные результаты позволяют проследить динамику изменений положения депрессионной поверхности, градиентов и скоростей фильтрационного потока, происходящих при сработке водохранилища.

Для нестационарной изотропной фильтрации при снижении уровня верхнего бьефа до отметки 4 м со скоростью  $v = 1$  м/сут (рис. 2) происходит снижение депрессионной кривой вблизи верхового откоса. Это приводит к появлению участка, имеющего уклон в сторону верхнего бьефа, и кривая депрессии приобретает выпуклую форму. При этом в

глубине верхового клина получена область с более высоким, чем у поверхности откоса, напором. Фильтрационная скорость вдоль верхнего откоса направлена в сторону верхнего бьефа.

В отличие от изотропной нестационарной фильтрации, при анизотропной нестационарной фильтрации с такой же скоростью сработки ( $v = 1$  м/сут) и сработке водохранилища до отметки 4 метра (рис. 2) происходит более равномерное распределение по профилю плотины действующего на плотину напора, и кривая депрессии приобретает почти горизонтальную форму. Распределение фильтрационных градиентов в верховом клине более равномерное. При этом у поверхности верхового откоса получены более низкие градиенты, чем в случае изотропной нестационарной фильтрации. Все это объясняется более интенсивным оттоком воды в горизонтальном направлении.

Увеличение скорости сработки до 5 м/сут значительно изменяет фильтрационные режимы плотины по сравнению с первым вариантом скорости сработки. При тех же глубинах водохранилища получены более высокие положения депрессионной поверхности, наблюдается увеличение градиентов фильтрации у поверхности откоса.

Используемый метод конечных элементов позволяет получить подробную картину изменения положения депрессионной кривой, фильтрационных градиентов и скоростей при снижении уровня воды водохранилища. Это необходимо для оценки фильтрационной прочности элементов грунтовых плотин и проверки устойчивости откосов конструкции.

В этой работе было оценено влияния фильтрационной анизотропии и скорости сработки верхнего бьефа на устойчивость верхового откоса грунтовой плотины. Очевидно, что изменение положения депрессионной поверхности и распределение по профилю градиентов и скоростей фильтрации, вызванное учетом анизотропных свойств, могут повлиять на устойчивость откосов плотины [4]. Для оценки этого влияния были проведены расчеты устойчивости верхового откоса плотины по методу круглоцилиндрических поверхностей обрушения. Была составлена программа “Откос-F”, в которой предусмотрен учет гидродинамической фильтрационной силы, вызванной движением фильтрационного потока, определяемой в каждом из отсеков в виде [1]

$$W_i^x = \gamma_{\text{воды}} h_{\text{взв}} b_i J_i, \quad (4)$$

где  $\gamma_{\text{воды}}$  — объемный вес воды;  $h_{\text{взв}}$  — высота слоя грунтовой воды в отсеке;  $b_i$  — ширина отсека;  $J_i$  — средний фильтрационный градиент в отсеке.

Величины средних фильтрационных градиентов в расчетных отсеках определялись из решения фильтрационной задачи.

Т а б л и ц а 2

Сравнение результатов расчетов устойчивости верхового откоса нестационарной фильтрационной задачи

Уровень верхнего бьефа, м	Коэффициент запаса устойчивости верхового откоса $K_3$			
	Изотропная фильтрация		Анизотропная фильтрация	
	Скорость сработки		Скорость сработки	
	1 м/сут	5 м/сут	1 м/сут	5 м/сут
22	1,89	1,89	1,96	1,96
15	1,85	1,71	1,94	1,75
11	1,74	1,67	1,9	1,71
7	1,67	1,61	1,88	1,68

Результаты расчетов устойчивости верхнего откоса с учетом фильтрационной силы для вариантов со скоростью сработки  $v = 1$  м/сут и  $v = 5$  м/сут, полученные по программе “Откос-F”, даны в табл. 2; положения наиболее опасных кривых обрушения для скорости сработки  $v = 1$  м/сут представлены на рис. 3.

Сравнение результатов расчета устойчивости откоса позволяет отметить следующее. Коэффициент запаса верхового откоса для момента времени  $\tau = 0$  (полная глубина верхнего бьефа) для изотропной нестационарной фильтрации равен 1,89, для анизотропной — 1,96. Это следствие более равномерного распределения напора в грунте тела плотины с анизотропными свойствами, что приводит к уменьшению гидродинамических сил в верховом клине и, соответственно, к увеличению коэффициента запаса верхового откоса примерно на 5 %.

На моменты времени, соответствующие глубине водохранилища 15; 11 и 7 м, при скорости сработки водохранилища 1 м/сут анизотропия грунтов приводит к увеличению коэффициента запаса верхового откоса до 14 % по сравнению с изотропной фильтрацией. Изменение скорости сработки до 5 м/сут качественно не меняет картину: учет анизотропии несколько повышает коэффициенты запаса устойчивости. Минимальные значения коэффициента запаса соответствуют глубине водохранилища  $\sim 7,0$  (примерно 1/3 водохранилища наполнено, что известно из гидротехнической практики [2]). Увеличение скорости сработки значительно уменьшает коэффициент устойчивости верхового откоса. Учет фильтрационной гидродинамической силы также уменьшает эту величину, что говорит о необходимости такого учета при оценке устойчивости откоса.

## Выводы

1. Использование методики планирования эксперимента позволило проанализировать влияние ряда факторов в широком диапазоне их изменения на величины основных параметров фильтрационного потока однородной грунтовой плотины: положение депрессионной поверхности, величину фильтрационного расхода и максимального градиента фильтрации.

2. Увеличение коэффициента анизотропии приводит к повышению положения депрессионной кривой и росту фильтрационного расхода. Вместе с тем анизотропия приводит к более равномерному распределению градиента фильтрации в расчетной области и уменьшению величин максимальных градиентов. Полученные уравнения откликов по-

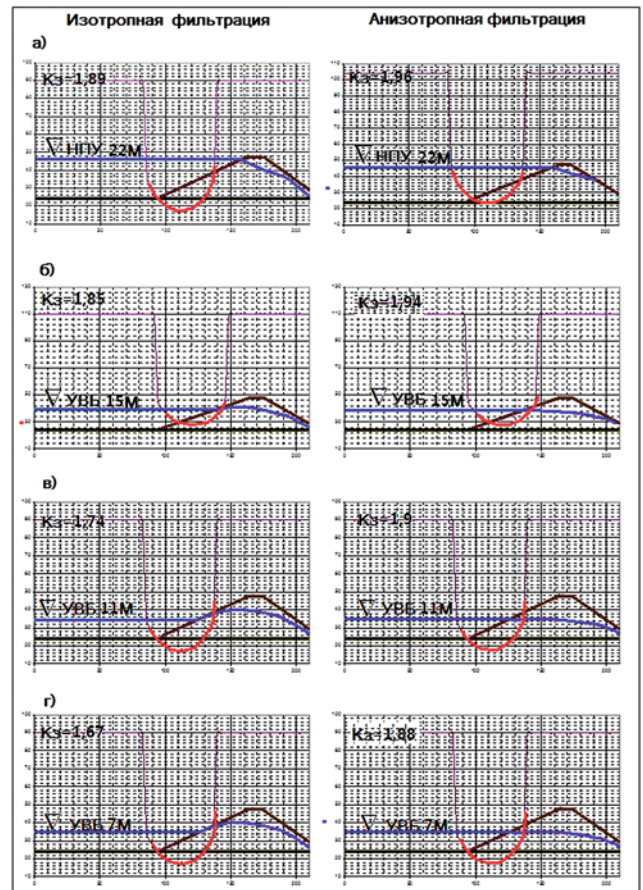


Рис. 3. Результаты расчета устойчивости верхового откоса с учетом фильтрационной силы по программе “Откос-F” при скорости сработки водохранилища  $v = 1$  м/сут

звляют прогнозировать характеристики фильтрационного потока и могут быть использованы на стадии предварительного проектирования.

3. Построенные на основе факторного анализа номограммы позволяют прогнозировать параметры фильтрационного потока в грунтовых плотинах или решать обратную задачу, например по положению депрессионной поверхности и фильтрационному расходу оценить реальные фильтрационные свойства грунта.

## Список литературы

1. Гольдин А. Л., Рассказов Л. Н. Проектирование грунтовых плотин. — М.: 2001.
2. Рассказов Л. Н., Орехов В. Г., Анискин Н. А. и др. Гидротехнические сооружения. — М.: АСВ, 2008.
3. Хованский Г. С. Основы номографии. — М.: Наука, 1976.
4. Шестаков В. М. Некоторые вопросы моделирования неустановившейся фильтрации // Вопросы фильтрационных расчетов гидротехнических сооружений / ВОДГЕО. 1956. Сб. № 2.
5. Reinius E. The stability of the upstream slope of earth dams, Stockholm, 1948.

# Математическое моделирование береговых процессов Имеретинской низменности для обоснования берегозащитных мероприятий

Железняк М. И., кандидат физ.-мат. наук  
(Украинский центр экологических и водных проектов),

Кантаржи И. Г., доктор техн. наук (МГСУ),

Леонтьев И. О., доктор геогр. наук (Институт океанологии РАН),

Шахин В. М., доктор техн. наук (ООО “Гидротехника”)

Представлены основные результаты исследований, выполненных ГОУ ВПО “Московский государственный строительный университет” по договору с ООО “НПО “Мостовик” “Математическое моделирование волн, течений и литодинамических процессов на участке сооружений инженерной защиты Имеретинской низменности, Адлерский район, г. Сочи”.

**Ключевые слова:** береговые процессы, прогноз волн.

Целью выполненных работ был прогноз волн, течений и характеристик лито-морфодинамических процессов в прибрежной зоне Имеретинской низменности в междуречье р. Мзымты и р. Псоу для расчетных штормов в существующих условиях и для предлагаемых вариантов инженерной защиты побережья на основе комплекса современных численных двумерных и трехмерных моделей.

Необходимость выполнения работ определялась уникальностью природных условий береговой зоны Имеретинской низменности, сложностью и ответственностью соответствующих инженерных решений.

Исследования проводились параллельно тремя модельными комплексами. Это позволило получить более полные результаты по исследуемым процессам, так как исследования по различным моделям дополняли друг друга.

Уникальность моделируемых процессов потребовала “настройки” применяемых моделей, в том числе сравнения результатов моделирования с данными измерений или наблюдений, в тех случаях, когда эти данные удалось получить.

**Оценка устойчивости пляжей и влияния Мзымтинского порта на литодинамические процессы в береговой зоне Имеретинской низменности.** Планы строительства на побережье Имеретинской низменности предусматривают, в частности, сооружение берегозащитной дамбы протяженностью около 5 км (рис. 1). Передний откос дамбы будет включать свободный гравийно-галечниковый пляж, ширина которого от уреза до возвышения 2,5 м должна составить 50 м. Выше на поверхности откоса до отметки 5 м будут укладываться проницаемые бетонные блоки, а по верху дамбы будет проложена прогулочная терраса. Нижним краем блоки будут опираться на упорный пояс, закрепленный на сваях.

В настоящее время ширина пляжа на большей части побережья меньше 50 м, поэтому для дост-

ройки его до требуемой ширины понадобится произвести отсыпку значительных объемов материала, в том числе и на подводный склон. Предполагается, что подводный откос будет иметь уклон 1:3.

В связи с планируемым строительством данного берегоукрепительного сооружения возникает ряд вопросов. Они касаются реакции сооружения на волновые воздействия, его устойчивости и способности обеспечить эффективную защиту побережья от экстремальных штормов. Дать ответы на эти вопросы — одна из целей проведенного исследования.

Кроме того, на участке, примыкающем к устью р. Мзымта, вскоре будет завершено строительство грузового порта. Принимая во внимание внушительные размеры оградительных сооружений, можно ожидать, что они будут заметно влиять на лито- и морфодинамические процессы в окрестностях порта. Оценить возможные последствия для берегов — вторая цель проведенного исследования.

Достижение поставленных целей предусматривает решение таких задач, как определение штормовых деформаций профиля берега, расчет потоков наносов вдоль побережья, оценка смещений береговой линии и др. Эти и иные задачи решались с помощью математического моделирования береговых процессов [1]. При этом возникал ряд сложностей, связанных с тем, что доминирующим типом наносов на рассматриваемом побережье являются гравий и галька, тогда как существующие методы расчетов разработаны в основном для песчаных наносов. Соответственно потребовалась определенная работа по адаптации имеющихся методик моделирования к условиям гравийно-галечного материала.

Определение режимных характеристик ветра и волнения в открытом море, параметры волнения и штормового нагона на входе в береговую зону. Фактические наблюдения над волнением, выполняемые Сочинским центром ГМС Черного и Азовского

морей в г. Сочи, в настоящее время производятся только в районе санатория “Авангард” на глубине 4,5 м, которая при сильных штормах силой 8 баллов является прибойной зоной в районе последнего обрушения волны. На такой глубине не могут быть зафиксированы волнения силой более 5 баллов (3,5 – 6 м). Таким образом, по этим данным невозможно определить повторяемость более сильных. Для определения параметров волн и волновых нагрузок при проектировании могут быть использованы многолетние данные типовых полей ветра (синоптических ситуаций).

Для определения режимных характеристик волнения в открытом море на подходе к Имеретинскому побережью использовались данные реанализа полей ветра над Черным морем в 1980 – 2010 гг., на основе которых выделялись периоды наиболее сильных штормов в рассматриваемом регионе. Такой подход, который стал общепринятым в современных зарубежных и в передовых российских исследованиях, позволяет получить волновые характеристики непосредственно в исследуемом районе, где нет постоянных станций наблюдений за волнением [2].

При расчете штормового нагона помимо полей ветра ключевое значение для получения требуемых результатов имеют поля давления.

На рис. 2 показана вложенная вычислительная область, созданная для расчета метеорологических полей над Черным морем с шагом  $0,1^\circ$  (разрешение внешней области  $0,3^\circ$ ). На рис. 3 — батиметрия расчетной сетки непосредственно района Имеретинской низменности.

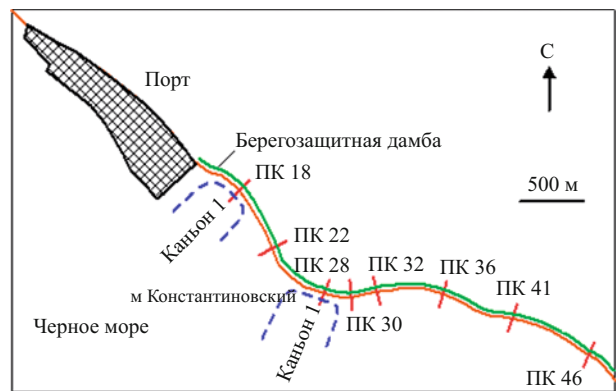


Рис. 1. План участка исследуемого побережья

Для расчетов по волновой модели выбирались периоды сильных ветров румбов от южного до северо-западного со скоростью ветра свыше 12 м/с и более, которые могут приводить к высоким штормовым волнам на побережье в районе г. Сочи. Ветер оценивался для всей восточной части Черного моря (восточнее Керчи).

Всего в период 1979 – 2010 гг. было выявлено 67 сильных штормов, формировавшихся по указанному критерию (при ветре свыше 12 м/с). Рассчитанные поля волн используются для расчета генерируемых волнам прибрежных течений, наката на берег и транспорта наносов.

На рис. 4 показан пример расчета поля ветра, рассчитанного по ветро-волновой модели, а на рис. 5 — пример моделирования поля высот значительных волн.

В результате были получены характеристики значительных штормовых волн различной повто-

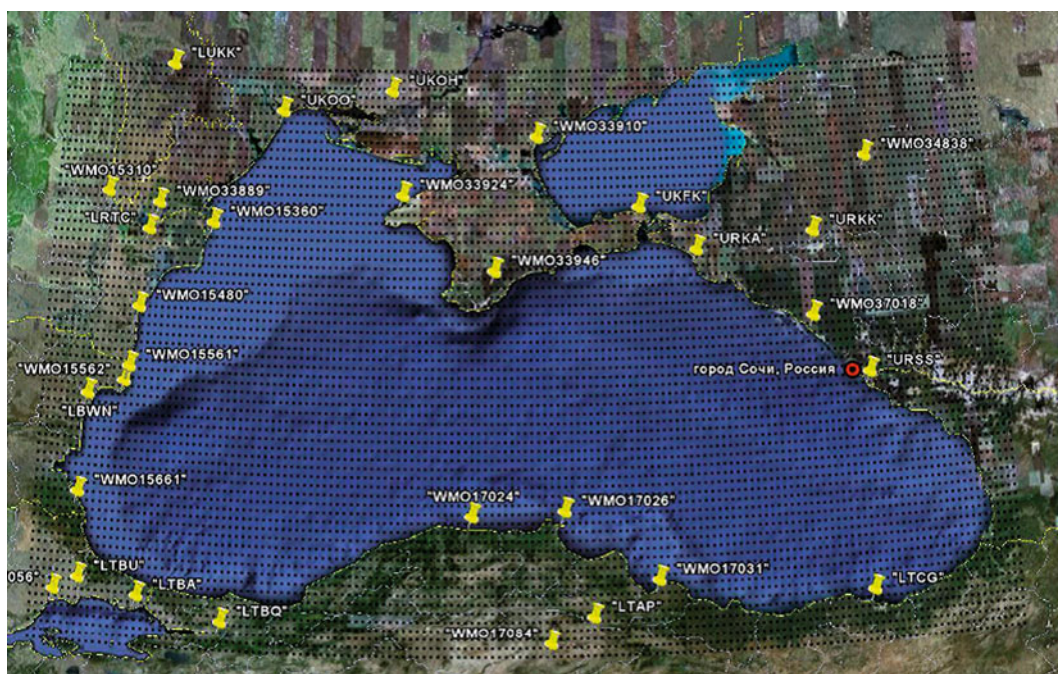


Рис. 2. Вычислительная область и сетка модели. Показаны места расположения метеорологических станций, с которыми производилось сопоставление

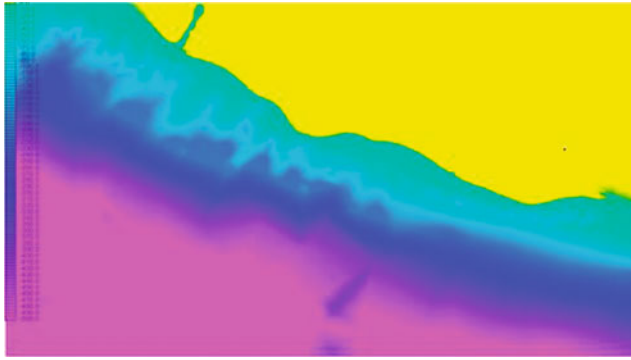


Рис. 3. Батиметрия расчетной сетки района Имеретинской бухты

ряемости, представленные в табл. 1, где  $n$  — период повторяемости расчетного шторма, ИФР — соответствующая режимная обеспеченность,  $H$  — высота значительных высот волн,  $T$  — период значительных высот волн в штормах режимной обеспеченности.

В последнем столбце табл. 1 внесены даты штормов, полученных реанализом, характеристики которых близки к выбранным градациям повторяемости волн (обеспеченности в режиме).

Полученные характеристики глубоководных штормов, полученные реанализом, трансформировались в точки мелководья, где имелись измеренные характеристики волн, для сравнения измерений и расчетов. Это район мелководья в Геленджике, где волны фиксируются с помощью глубоководного буя, а также район расположения волно-измерительной станции в районе санатория “Авангард”, г. Сочи. Кроме того, реальные шторма распространялись в район береговой зоны Имеретинки.

Моделирование трансформации волн расчетных штормов на мелководье. Расчеты трансформации волн при их распространении с глубокой воды до прибрежной зоны в приведенной постановке выполнены для четырех направлений волнения:

Таблица 1

Параметры значительных волн различной повторяемости

$n$ , лет	ИФР	$H$ , м	$T$ , с	Даты близкого по параметрам шторма
1	0	3,1	5,7	—
5	0,8	5,5	7,5	—
10	0,9	5,8	8,0	1995-01-01, 1998-02-17, 1999-12-29, 2006-03-03, 2007-11-11
25	0,96	6,5	8,4	1989-12-07, 1987-01-03, 1987-01-27
50	0,98	7,0	9,5	1993-01-25

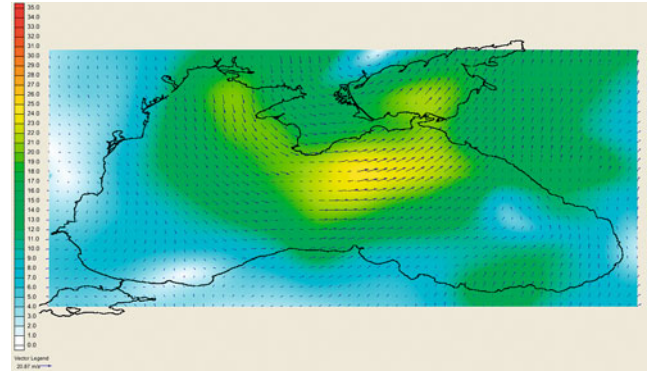


Рис. 4. Поле ветра, рассчитанное по ветро-волновой модели (ситуация 01.02.2003 06:00)

юго-западного; южного; западного; юго-восточного. Моделирование выполнялось по модели, позволяющей описывать трансформацию волн на произвольной глубине с учетом дифракции и рефракции, в том числе с учетом влияния каньонов [3]. Рельеф дна в западной части береговой зоны Имеретинки с наиболее крупными каньонами показан на рис. 6. Результаты расчетов волнового поля при юго-западном шторме повторяемостью 1 раз в 50 лет иллюстрирует рис. 7. Светлым пунктиром на рисунках показана десятиметровая изобата. Темные полосы соответствуют гребням волн, а светлые — впадинам. Можно видеть, что при распространении волн над неоднородным рельефом дна происходит их существенная трансформация. Изменяются длина, высота и направление волн. Кроме того, в определенных зонах наблюдается концентрация энергии волн.

Кроме представленных результатов в работе получены расчетные данные о трансформации волн на подводном береговом склоне при штормах Ю, З и ЮВ румбов. Моделирование выполнено как для штормов повторяемостью 1 раз в 50 лет, так и для штормов ежегодной повторяемости.

Из полученных результатов следует, что неоднородный рельеф дна и подводные каньоны оказывают существенное влияние на высоту и направление волн в прибрежной зоне моря. Так, на участке 1 между пикетами ПК 20 – ПК 22, ПК 25 – ПК 29, ПК 32 – ПК 34 практически при всех направлениях волнения происходит концентрация волновой энергии. Увеличение высоты волн будет и вблизи восточного мола морского порта при штормах южного и юго-западного румбов. На участке 2 концентрация волновой энергии происходит между пикетами ПК 45 – ПК 47, ПК 49 – ПК 52, ПК 55 – ПК 56, ПК 59 – ПК 61, ПК 63 – ПК 65, ПК 67 – ПК 68, ПК 73 – ПК 74. При одном и том же шторме высота волн на одной и той же глубине в различных точках прибрежной зоны может отличаться в 2 – 3 раза, а направление — на 40 – 60°.



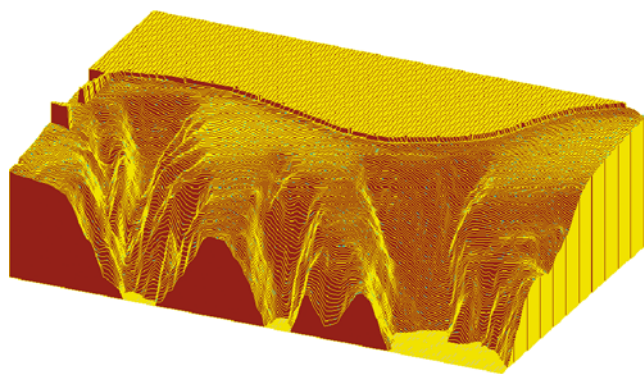


Рис. 6. Рельеф подводного берегового склона для восточного участка береговой зоны Имеретинки (с каньонами)

Необходимо отметить также особенности трансформации волн между пикетами ПК 19 – ПК 21 и ПК 22 – ПК 25 при юго-западном направлении волнения. При данном волнении на этих участках углы подхода волн к линии берега противоположны по знаку, что при определенных условиях может привести к формированию встречных потоков наносов и безвозвратному выносу пляжевого материала на глубину.

**Расчет генерируемых волнами двумерных течений, переноса наносов и переформирования дна и пляжей для существующих условий и при наличии сооружений инженерной защиты.** В качестве входной волновой информации использовались волновые поля (высота, период, направление, радиационные напряжения), полученные с помощью спектральной волновой модели. На заключительном этапе моделирования волн использовалась неструктурированная сетка, совпадающая с сеткой морфологического моделирования. Таким образом, исключаются ошибки, возникающие при переинтерполяции полей с одной сетки на другую.

Для моделирования долгосрочного переформирования дна при наличии берегозащитных сооружений и порта был взят пятилетний период 1983 – 1988 гг. и попавшие в него сильные шторма. Был выбран именно этот период, так как из 15 самых сильных штормов за 1980 – 2010 гг. четыре шторма этого периода находятся в первой пятёрке штормов и еще один шторм входит в “ топ 15”. К штормам этого периода в расчеты был добавлен шторм 1993 г. повторяемостью 1 раз в 50 лет — наибольший шторм за рассмотренный период. Всего получилось 10 штормов, каждый из которых рассматривался начиная с фазы возникновения и до фазы затухания, когда волны становились меньше 1 м. Таким образом, учитывалось влияние небольших волн, возникающих при небольших штормах, под влиянием которых галька может быть оттянута с пляжа на глубину, а потом вновь выброшена на берег или безвозвратно смыта за время шторма на большие глубины. Результаты моделирования

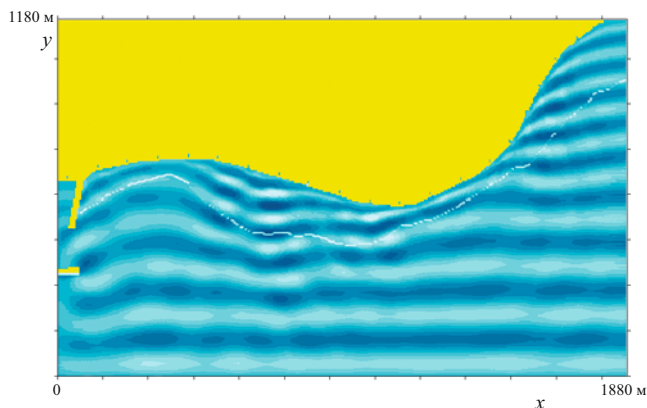


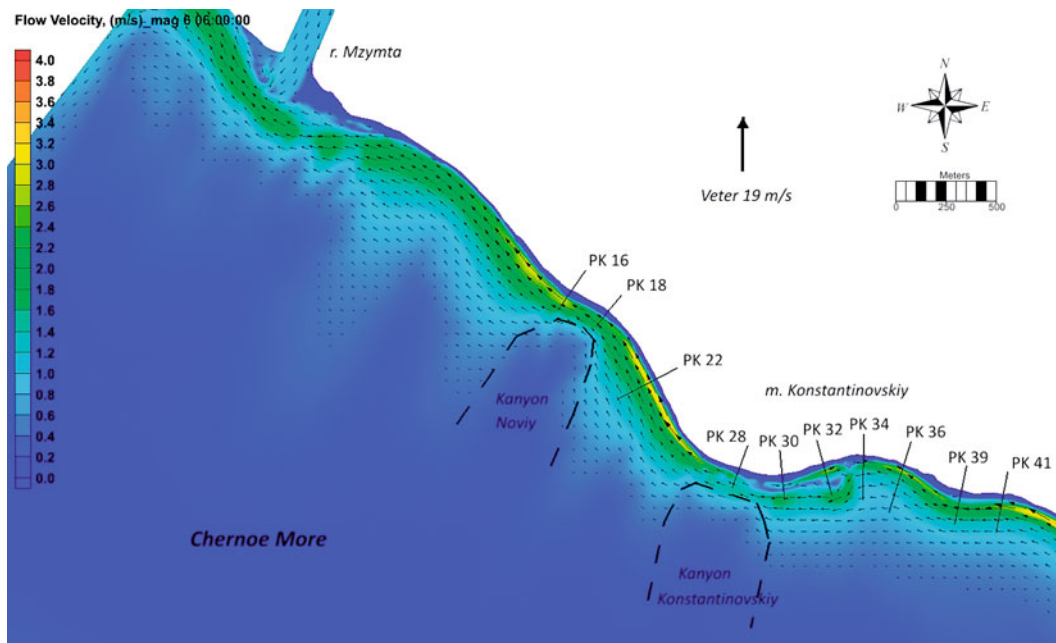
Рис. 7. Плановая картина волн — юго-западный шторм повторяемостью 1 раз в 50 лет, участок 1

должны показать интенсивность размывов прибрежной зоны в семилетний период интенсивных штормов, что позволит проанализировать долгосрочную динамику пляжа.

При моделировании было выявлено, что волны высотой меньше 1 м вносят пренебрежимо мало в перенос гальки размером 40 мм. Следовательно, основное переформирование происходит при сильных штормах, а потому нет смысла моделировать безштормовые периоды, и примененный метод сжатия семилетнего периода до периода штормовых дней должен адекватно отображать реальную динамику пляжа.

**Структура прибрежных течений, генерируемых штормами.** Для изучения прибрежных течений, генерируемых штормами в существующих условиях, был промоделирован шторм повторяемостью 1 раз в 10 лет, прошедший в ноябре 2007 г. Моделировался десятидневный период шторма — с 05.11.2007 по 15.11.2007. В районе Имеретинской низменности сила ветра в данный период достигала 20 м/с с основным направлением на север, высота волн — 5,6 м, основное направление подхода волн — ЮЗ. Как входные параметры использовались данные о ветре и атмосферном давлении на уровне моря над всем Черным морем [4].

Как показали результаты моделирования, вдольбереговой поток может легко менять свое направление даже при небольших изменениях направления ветра и волн. На рис. 8 представлены рассчитанные течения для трех последовательно меняющихся направлений ветра, начиная с ветра, дующего строго на С, затем на ССВ, и заканчивая на СВ, сменяющих один другого каждые 6 ч. Таким образом, изменение направления ветра и волн на 45° приводит к полному изменению направления вдольберегового потока. Для С направления поток направлен на СЗ вдоль всего побережья от р. Мзымты до м. Джарский, для СВ направления поток направлен на ЮВ вдоль всего побережья. Для промежуточного



**Рис. 8.** Результаты моделирования. Течения, генерированные Ю ветрами и волнами во время прохождения шторма 11.2007. Участок от р. Мзымты до м. Константиновский

ССВ направления характерны места расхождения и схождения потоков, последние с выбросами потоков в открытое море. При этом участки береговой линии, наиболее защищенные от З ветров (восточнее м. Константиновский и м. Джарский), при всех рассмотренных направлениях ветра имели ЮВ направление вдольбереговых потоков. Скорости вдольбереговых течений во время шторма в прибойной зоне в основном имели максимальные значения  $1,5 \pm 0,5$  м/с с повышением выше 2 м/с на отдельных участках.

При этом зоны наибольших скоростей — это течения, направленные вдоль берега на запад на западных сторонах м. Константиновский и м. Джарский при Ю волнах.

Высокие скорости в вдольбереговых течениях, направленных вдоль берега на восток при ЮЮЗ волнах на восточных сторонах м. Константиновский и м. Джарский. При таком направлении волнения важным элементом прибрежной циркуляции является струйное разрывное течение, направлен-

ное на ЮВ и оторвавшееся от берега в районе ПК 36 восточнее м. Константиновский, которое может безвозвратно выносить гальку с пляжа в этом районе.

Для оценки влияния волн и вдольбереговых течений на искусственный пляж, а также обратного влияния порта на генерируемые течения и морфодинамические процессы, было проведено моделирование долгосрочного переформирования дна при наличии берегозащитных сооружений и порта.

О влиянии порта на вдольбереговые течения можно судить по рис. 12, на котором показаны течения, сгенерированные ветрами и волнами ЮЮЗ и ЮЗ направлений. Как видно, отсутствует всякое влияние к востоку от м. Константиновский. При ЮЗ ветрах ЮВ течение обходит порт и восстанавливается у м. Константиновский, образуя обратное слабое течение (до 1 м/с) на участке от порта до мыса. При ЮЮЗ ветрах СЗ течение отклоняется портовым молотом и выбрасывается в открытое море.

Итоги расчетов показывают, что в результате постройки грузового порта Сочи — Имеретинский в сильные шторма на участке каньон Новый — м. Константиновский произойдет изменение направления вдольберегового течения при ЮЗ ветрах с ЮВ на СЗ, а при ЮЮЗ ветрах будет происходить более сильное отклонение течения от берега.

Влияние порта на переформирование дна под влиянием переноса гальки волнами и течением по результатам моделирования не выглядит значительным, за исключением нескольких мест, где происходит аккумуляция материала (толщиной до 7 м): в месте подхода глубоководного каньона к верхней

Т а б л и ц а 2

Вдольбереговые потоки наносов на различных участках побережья (тысяч кубометров в год)

Поток	ПК 18	ПК 22	ПК 28	ПК 30	ПК 32	ПК 36	ПК 41	ПК 46
На ЮВ	-17,8	-12,1	-21,7	-22,0	-19,8	-24,1	-23,0	-19,3
На СЗ	10,1	16,8	5,1	2,2	1,4	4,7	4,1	9,0
Итого	-7,7	4,7	-16,6	-19,8	-18,4	-19,4	-18,9	-10,3

ЮЗ части порта, с естественными глубинами порядка 12 м, а также у наружной части восточного оградительного мола, здесь намывы до 2 м высотой.

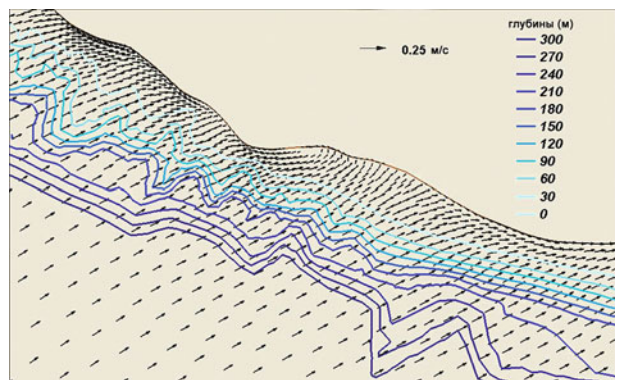
**Численное моделирование трехмерной структуры течений в районе глубоководных каньонов.** В результате проведенного численного моделирования трехмерных течений в Черном море можно наблюдать классическую картину образования вихревых структур. Основным источником вихреобразования в прибрежной зоне является гидродинамическая неустойчивость основного черноморского течения (ОЧТ), проявляющаяся в образовании замкнутых кольцевых течений рис. 9, а, б. Другим характерным для Черного моря типом вихрей являются прибрежные антициклонические вихри, которые образуются в зоне между ОЧТ и берегом (рис. 9, в).

На рис. 9 показаны срезы горизонтальных скоростей в восточной области Черного моря у поверхности и на глубине 50 м в момент шторма 25 января 1993 г., когда скорости юго-западного ветра превышали 25 м/с. Значения ветровых скоростей у поверхности в районе г. Сочи по результатам моделирования равны 30 – 40 см/с и направлены к берегу, а на глубинах порядка 50 м составляют 5 – 10 см/с и направлены вдоль каньонов от берега.

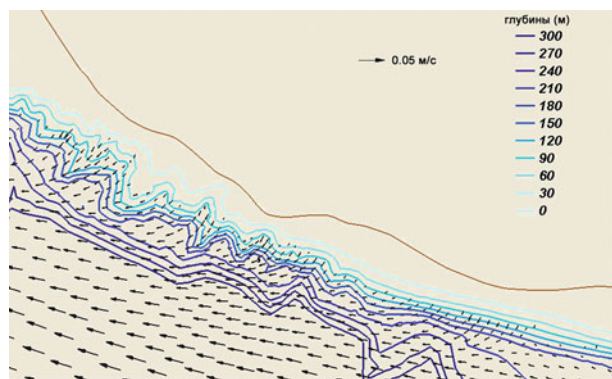
**Влияние оградительных сооружений порта на динамику берега.** Порт располагается с северо-западной стороны рассматриваемого побережья. Оградительные молы порта выходят на глубины более 10 м и, таким образом, целиком перекрывают вдольбереговые потоки гравия и гальки, которые концентрируются в приузловой полосе. По существу, полностью прекращается питание пляжей гравийно-галечным материалом, поступающим из устья р. Мзымты. Изъятие из бюджета наносов такого важного источника, очевидно, должно негативно отразиться на состоянии рассматриваемого побережья.

Для оценки последствий строительства порта необходимо прежде всего оценить величину потоков наносов, их направление и изменения вдоль побережья. Согласно расчетным оценкам, емкость потока наносов на участке от устья р. Мзымты до м. Константиновский составляет 20 – 23 тыс. м<sup>3</sup>/год, а на участке от мыса до р. Псоу — 16 – 18 тыс. м<sup>3</sup>/год. Эти значения получены для среднего размера твердых частиц 20 мм. Считается, что поток направлен на юго-восток и действует вдоль всего побережья.

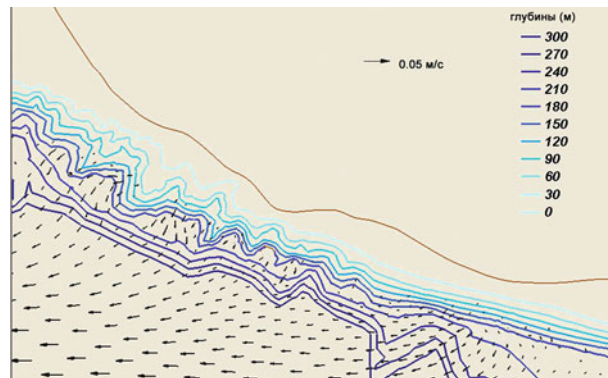
Следует заметить, что после завершения строительства пляжа можно ожидать общее увеличение крупности наносов в береговой зоне, поскольку материал отсыпки будет иметь размер от 40 до 120 мм. Поэтому для получения репрезентативной



а) – поле скорости на поверхности



б) – поле скорости на глубине 30 м



в) – поле скорости на глубине 100 м

**Рис. 9.** Рассчитанные поля течений в районе Имеретинского побережья на момент 18.00 20 января 1993 г.

расчетной оценки потока следует использовать больший размер частиц, скажем, 60 мм, как это было сделано при моделировании деформаций профиля.

Кроме того, есть некоторые сомнения в том, что однонаправленный вдольбереговой поток сохраняется на всем побережье. Дело в том, что контур берега извилист и его экспозиция по отношению к доминирующим волнениям существенно изменяется. Так, западнее м. Константиновский в районе ПК 22 береговая линия ориентирована таким образом, что ЮЗ волнения подходят к берегу с правой стороны относительно нормали и тем самым провоцируют вдольбереговой перенос в северо-западном направлении. Следовательно, здесь вполне вероятны пол-

ная разгрузка юго-восточного потока и его прекращение.

Косвенным свидетельством разгрузки потока и аккумуляции материала служит подводный рельеф в районе ПК 22. Он характеризуется сравнительно пологим склоном, почти отмелью, существующей на фоне соседних крутых участков, примыкающих к каньонам.

Вопрос о границах юго-восточного потока имеет принципиальное значение. Если он действительно исчезает перед м. Константиновский, то влияние порта едва ли будет сказываться на берегах, расположенных к востоку от мыса. В табл. 2 показаны оценки вдольберегового потока наносов на различных участках побережья.

Как видно из полученных результатов, восточнее м. Константиновский поток наносов направлен на юго-восток и сравнительно однороден, изменяясь от 16 до 20 тыс. м<sup>3</sup>/год. С приближением к устью р. Псоу вдольбереговой поток наносов уменьшается.

Что же касается западного участка побережья, то потоки здесь разнонаправлены. В районе ПК 18 наносы в среднем перемещаются на юго-восток, а в районе ПК 22 они движутся в противоположном направлении, хотя и в сравнительно малых объемах. Эти особенности обусловлены изменением экспозиции берега по отношению к главному волноопасному направлению (ЮЗ).

Таким образом, на участке берега между ПК 18 и 22 имеет место конвергенция потоков. В зону конвергенции поступает наносов 12,4 тыс. м<sup>3</sup>/год. Определенная часть этого материала аккумулируется на дне, а другая часть постепенно уходит на глубину, возможно, в соседние каньоны.

На участке между ПК 22 и ПК 28 отмечается зона дивергенции вдольбереговых потоков, откуда вынос материала составляет 21,3 тыс. м<sup>3</sup>/год. Столь значительный дефицит бюджета наносов должен обуславливать ощутимое отступление берега в этом районе, особенно с учетом близости каньона Константиновский.

**Смещения береговой линии.** Главный вывод из результатов проведенных расчетов заключается в том, что юго-восточный вдольбереговой поток наносов прерывается перед м. Константиновский. Следовательно, зона влияния порта на перемещение наносов и динамику берегу должна ограничиваться только западным сектором Имеретинского побережья.

Самое сильное воздействие порта будет ощущаться на участке в районе ПК 18. Потенциальный вдольбереговой поток наносов здесь составляет около 8 тыс. м<sup>3</sup>/год. Но поскольку приток материала от устья р. Мзымты перекрыт, то источником наносов может служить только берег. Безвозвратные

потери материала приведут к размыву пляжа и отступлению берега.

Годовой объем потерь на участке ПК 18, как уже отмечалось, составляет  $V \approx 8$  тыс. м<sup>3</sup>/год. Участок имеет длину примерно  $l \approx 400$  м. Соответственно потери на единицу длины берега составляют около  $S = V/l \approx 20$  м<sup>3</sup>м<sup>-1</sup>год<sup>-1</sup>. Таким образом, скорость отступления береговой линии должна составить 2 м/год. К полученной величине следует добавить годовое смещение берега за счет выноса материала в каньон Новый. Этот вынос оценивается величиной 12,5 тыс. м<sup>3</sup>/год. Следовательно,  $S \approx 31$  м<sup>3</sup>м<sup>-1</sup>год<sup>-1</sup>, и  $\Delta x \approx 3$  м/год. Таким образом, суммарная скорость отступления берега в районе ПК 18 может составить 5 м/год. Общий дефицит наносов на данном участке составляет  $V = 7,7 + 12,5 \approx 20$  тыс. м<sup>3</sup>/год, а в пересчете на единицу длины берега он равен  $S = 20 + 31 \approx 50$  м<sup>3</sup>м<sup>-1</sup>год<sup>-1</sup>. Соответственно в тех же объемах следует производить ежегодные отсыпки материала для поддержания берега в устойчивом состоянии.

В районе м. Константиновский влияние порта уже не ощущается. Однако берег здесь подвержен размыву в силу естественных причин, а именно вследствие дивергенции вдольберегового потока. Участок между ПК 22 и 28 длиной около 600 м должен терять ежегодно более 20 тыс. м<sup>3</sup> наносов. На единицу длины это составляет  $S \approx 30$  м<sup>3</sup>м<sup>-1</sup>год<sup>-1</sup>, и скорость рецессии может достигать 3 м/год. Не исключено, что потери частично компенсируются за счет поперечного перемещения наносов к берегу, и он отступает медленнее. Тем не менее подпитка пляжей здесь необходима.

Еще один неблагоприятный участок располагается в районе ПК 28 против каньона Константиновский. Уход материала в каньон оценивается величиной 17,5 тыс. м<sup>3</sup>/год. При длине участка 400 м имеем  $S \approx 40$  м<sup>3</sup>м<sup>-1</sup>год<sup>-1</sup> и скорость рецессии  $\Delta x \approx 4$  м/год. Очевидно, для сохранения берега требуется ежегодная подсыпка материала в соответствующих объемах.

Часть побережья, расположенная восточнее каньона Константиновский, по-видимому, не испытывает заметного дефицита наносов и находится в сравнительно устойчивом состоянии.

## Выводы

1. В начальный период после строительства искусственного пляжа воздействие штормов будет сопровождаться оттоком некоторого количества материала из приурезовой полосы в нижнюю часть подводного склона, выработкой вогнутого профиля равновесия и небольшим смещением уреза в сторону берега (на несколько метров). В дальнейшем по-

ложение уреза стабилизируется и пляж будет в целом сохранять устойчивость. Исключение составят отдельные проблемные участки.

2. Амплитуды штормовых размывов подводного склона и пляжа увеличиваются с ростом среднего уклона исходного профиля. Самыми уязвимыми в этом отношении являются сегменты берега в районах ПК 18 и ПК 28. У нижнего края блоков, уложенных на откосе берегозащитной дамбы, возможно появление ям размыва глубиной более 1 м. При каждом шторме материал пляжа будет безвозвратно уходить на глубину.

3. Поток наносов восточнее м. Константиновский направлен на юго-восток и составляет от 16 до 20 тыс. м<sup>3</sup>/год. К западу от мыса поток неоднороден. На участке между ПК 18 и ПК 22 отмечается конвергенция, а между ПК 22 и ПК 28 — дивергенция потоков.

4. Порт полностью блокирует поступление наносов из устья р. Мзымты, и в районе ПК 18 создается дополнительный дефицит материала около 8 тыс. м<sup>3</sup>/год. С учетом стока в каньон Новый общий дефицит превысит 20 тыс. м<sup>3</sup>/год. В результате берег на участке 400-метровой длины будет отступать со скоростью 5 м/год.

5. Дефицит материала (35 – 40 тыс. м<sup>3</sup>/год) должен ощущаться и в зоне между ПК 22 и ПК 30 вследствие дивергенции потока и ухода материала в каньон Константиновский. Берег здесь будет отступать со скоростью 3 – 4 м/год.

6. Для сохранения пляжей на обозначенных проблемных участках потребуется подсыпка галечного материала в объеме дефицита. На 400-метровом участке в районе ПК 18 следует подсыпать около 50 м<sup>3</sup> на метр длины берега в год, а на втором участке длиной около километра — 30 – 40 м<sup>3</sup>м<sup>-1</sup>год<sup>-1</sup>.

#### Список литературы

1. *Леонтьев И. О.* Прибрежная динамика: волны, течения, потоки наносов. — М.: ГЕОС, 2001.
2. *Демченко Р., Коломиец П., Сорокин М.* Моделирование трансформации волн в прибрежной зоне шельфа с помощью полуспектральной модели H-WAVE-S, 2010 // Математичне та імітаційне моделювання систем. МОДС 2010.
3. *Шахин В. М., Шахина Т. В.* Метод расчета дифракции и рефракции волн // Океанология. 2001. Т. 41, № 5, С. 674 – 679.
4. *Демченко Р. И., Железняк М. И.* Гиперболическая аппроксимация трансформации волн на течениях прибрежной зоны // Прикладная гидромеханика. 2002. Т. 4. № 2. С. 23 – 29.

## Реконструкция гидравлической системы питания Рыбинского шлюза

Малаханов В. В., Левачев С. Н., кандидаты техн. наук,  
Шурухин Л. А., Крюков И. А.

Приводятся результаты обследования сложнейшей водопроводной системы Рыбинского шлюза и рекомендации по её реконструкции, разработанные на основе расчетных и лабораторных исследований.

**Ключевые слова:** гидроузел, водохранилище, шлюз.

Рыбинский гидроузел на р. Волге, один из крупных комплексных гидроузлов в Европе, входит в состав волжской водной транспортной системы, являющейся частью международного транспортного коридора “Север – Юг” и обеспечивающей судоходство по каналу имени Москвы, Волге и Волго-Балтийскому водному пути. Гидроузел имеет ряд уникальных особенностей: его водохранилище – одно из крупнейших рукотворных морей в мире; компоновка его сооружений отличается тем, что водосливная плотина, напорные грунтовые плотины и шлюз расположены на р. Волге, а здание ГЭС на р. Шексне на расстоянии 10 км.

Площадь Рыбинского моря достигает 4550 км<sup>2</sup>, длина – 112 км, глубина – 26 м, объем – 25,4 млрд. м<sup>3</sup>, что обеспечивает многолетнее регулирование стока р. Волги, предотвращает наводнения, обеспечивает

судоходство и водоснабжение огромного региона, его населения, промышленности и сельского хозяйства.

Рыбинский гидроузел имеет комплексное транспортно-энергетическое назначение. Эксплуатацией гидротехнических сооружений занимаются две организации: ОАО “РусГидро” и ФГУП “Канал имени Москвы”.

Воднотранспортный комплекс Рыбинского гидроузла входит в состав ФГУП “Канал имени Москвы” и включает следующие сооружения: судоходный шлюз, верхний и нижний подходы, причально-направляющие сооружения, здания управления системой питания шлюзов и пять дамб.

Двухниточный шлюз Рыбинского гидроузла имеет камеры полезной длиной 283 м, шириной 30 м с глубиной на пороге нижней головы 3,9 м. За

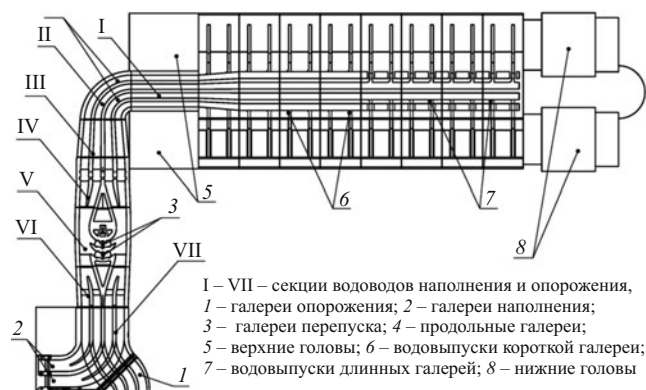


Рис. 1

навигацию на нем выполняют более 5 тыс. шлюзований, пропуская более 9 тыс. судов. Годовой грузооборот через шлюз составляет 10 млн. т, на пассажирских судах проходят более 300 тыс. пассажиров. Конструктивно шлюз представляет собой сложную инженерную железобетонную конструкцию, осуществляющую подъем и спуск речных судов на 18,4 м, со сложным гидромеханическим и энергетическим оборудованием и системой управления. Оборудование и система управления Рыбинского шлюза выработали свой нормативный ресурс и морально устарели. Железобетонные и металлические конструкции шлюза имеют значительный износ, наблюдаются неравномерные осадки и нарушения герметичности швов секций шлюза и водопроводных галерей.

По ряду показателей техническое состояние Рыбинского шлюза классифицируется как предаварийное, а уровень безопасности его эксплуатации – как неудовлетворительный. Шлюз нуждается в ка-

питальном ремонте и модернизации всего механического и электротехнического оборудования, системы управления и мониторинга.

Для оценки состояния водотранспортного комплекса Рыбинского гидроузла и для выработки рекомендаций к проекту его капитального ремонта и модернизации в 2008 – 2010 гг. было выполнено комплексное обследование. К обследованию были привлечены ведущие организации и специалисты России: ООО НИИЖБ, ФГУП “Центральное конструкторское бюро “Титан”, ЗАО “Акватик”, ЗАО “Траскон Текнолоджи”, ЗАО ЦНИИ “Типропром-транспроект”, ЭЦСК.

Научное руководство исследованиями и анализ состояния гидротехнических сооружений — шлюза, каналов, дамб, причальных сооружений, водовыпуска — были выполнены научной группой специалистов Московского государственного строительного университета (МГСУ) в составе доктора техн. наук Ю. П. Правдивца, кандидатов техн. наук С. Н. Левачева и В. В. Малаханова. В данной статье основное внимание уделено вопросам реконструкции водопроводной системы Рыбинского шлюза.

**Конструкция водопроводной системы.** Двухниточный шлюз Рыбинского гидроузла имеет две камеры полезной длиной 283 м, шириной 30 м с глубиной на пороге нижней головы 3,9 м. Камеры шлюза симметричные относительно осевой плоскости межшлюзового пространства, разбиты на стандартные восемь секций длиной 30 м. Высота стен камеры — 24,6 м. Верхние головы длиной 51 м имеют доковую часть длиной 27,5 м с толщиной плиты 7,5 м. Нижние головы длиной 58 м докового типа с фундаментной плитой толщиной 8,5 м.

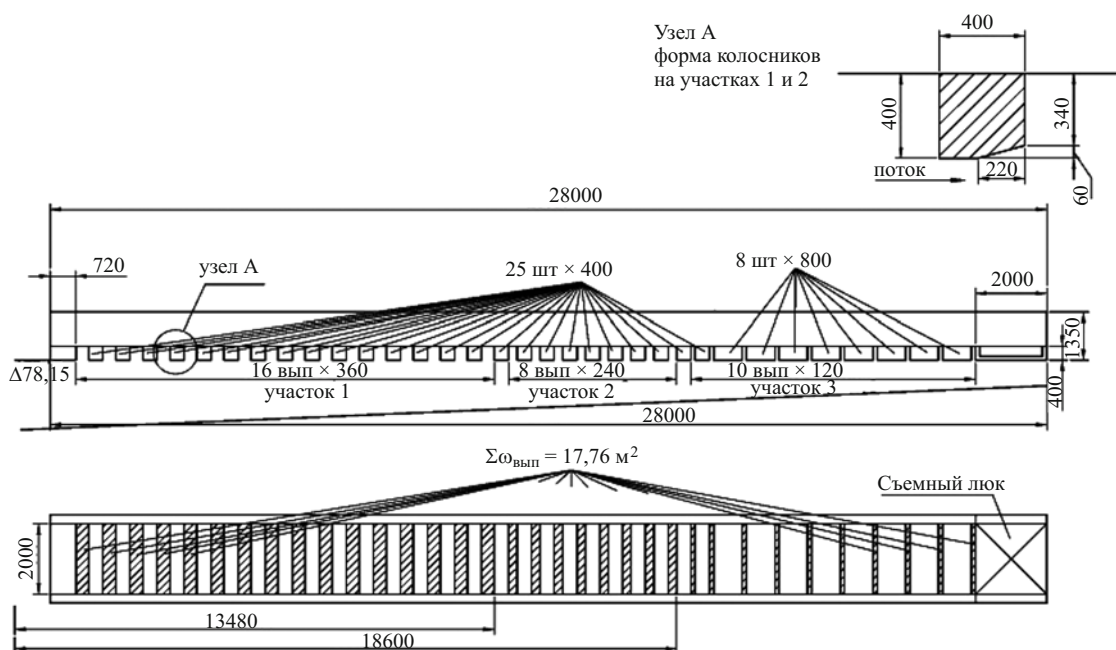


Рис. 2

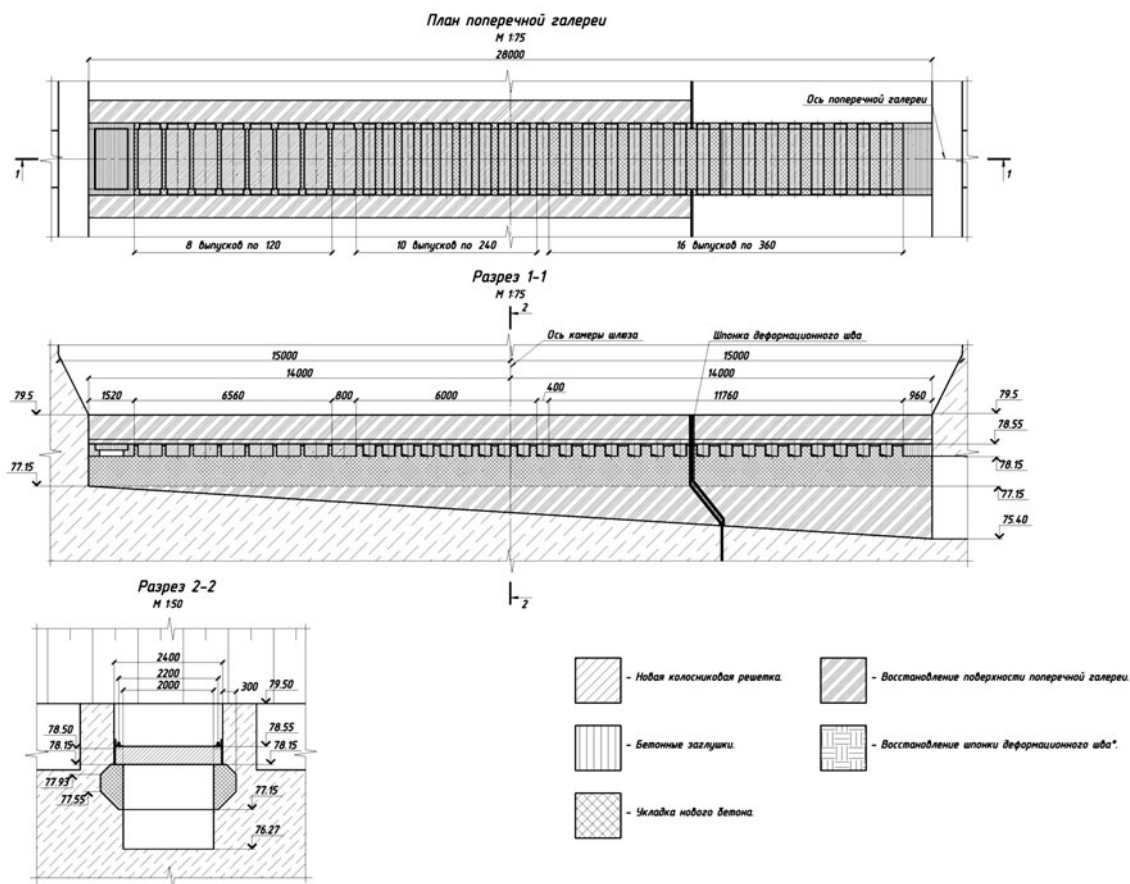


Рис. 3

При проектировании Рыбинского шлюза планировалось интенсивное его использование по обеспечению судоходства по каналу имени Москвы, Волге и Волго-Балтийскому водному пути. С этой целью было задано время наполнения и опорожнения по 7,5 мин при напоре 17 м. Это было и остается рекордно коротким временем наполнения для камер такого объема ( $311 \times 30 \times 17 = 158610 \text{ м}^3$ ). Чтобы обеспечить заданное время шлюзования, необходимо подавать расход наполнения до  $660 \text{ м}^3/\text{с}$ . Для снижения расхода воды на шлюзование на 50 % проектом было предусмотрено устройство перепуска воды между камерами шлюза.

Особенностью системы питания Рыбинского шлюза является боковой забор воды из водохранилища через водоприемник, расположенный рядом с водосливной плотиной, и сброс из него же воды в нижний бьеф водосливной плотины, т.е. реализована совмещенная боковая система забора и выпуска воды. Четыре продольные галереи наполнения и опорожнения камер расположены в межшлюзовом пространстве (по две галереи на камеру). Короткая галерея имеет восемь выпусков в первых четырех секциях, а длинная галерея — столько же в последних четырех секциях (рис. 1).

Бетонные водоводы наполнения и опорожнения вне шлюза конструктивно разбиты на семь секций.

Первая секция (отсчет идет от шлюза к водоприемнику) длиной 47 м — прямая четырехочковая железобетонная конструкция, расположенная между верхними головами камер шлюза.

Вторая секция длиной около 39 м — криволинейная в плане четырехочковая железобетонная конструкция, обеспечивающая поворот водоводов на  $90^\circ$ .

Третья секция длиной 28 м — прямая четырехочковая железобетонная конструкция, расположенная в плане перед верхней головой камеры № 11.

Четвертая секция длиной 37,05 м представляет собой башню управления затворами наполнения высотой 36 м. В секции размещены затворы  $6 \times 6$  м, имеются пазы затворов и шандоров. В районе затворов и шандор галереи облицованы металлом. Сверху на башне размещено здание управления затворами и шандорами.

В пятой секции длиной 43,94 м парные галереи каждой камеры объединяются и соединяются друг с другом двумя галереями перепуска, криволинейными в плане, разделенными серповидным бычком. В районе затворов и шандор галереи облицованы металлом. Над секцией находится башня высотой 36 м с пазами затворов перепуска  $4 \times 9$  м, их ремонтные камеры с пазами двух линий тяжелых шандоров. В средней части башни находится шахта

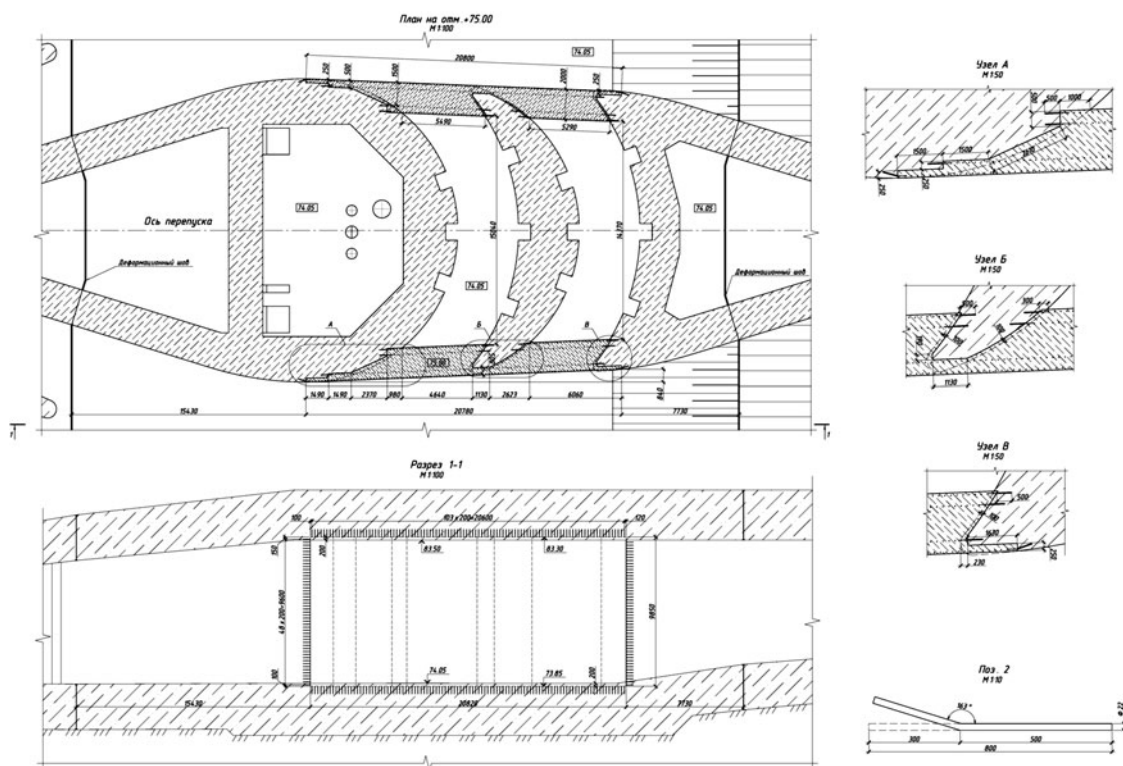


Рис. 4

главной насосной станции шлюза. На башне размещено здание механизмов затворов перепуска и тяжелых шандор с входом в насосную станцию.

Шестая секция длиной 30,01 м представляет собой переходный участок, где объединенные галереи становятся парными при подходе к седьмой секции.

Седьмая секция представляет собой переключатель, конструктивно объединяет водоприемник и водовыпуск шлюза. Сооружение имеет размеры в плане 61,96 × 68,47 м, в нем выполнены разветвления в двух ярусах галерей каждой камеры на водозаборные и водосбросные галереи.

Наполнение и опорожнение шлюза осуществляется через водоприемник (переключатель) и водопроводную систему. На водоприемнике установлены затворы вспомогательного наполнения и опорожнения. Водопроводная система шлюза состоит из четырех галерей — водоводов. Галереи в пределах камеры шлюза расположены в днище межшлюзового пространства и имеют сечения 5,0 × 7,45 м каждая, проходят между верхними головами на протяжении 47,0 м и затем поворачивают по дуге на 90° к плотине № 42. На участке водопроводной системы от верхней головы до переключателя расположены затворы наполнения водопроводных галерей (четыре затвора). Подходя к затворам, сечение водопроводных галерей имеет размер 6,0 × 6,0 м. Основные и вспомогательные затворы наполнения, затворы опорожнения, а также затво-

ры перепуска плоские, ригельные, скользящие. Приводные механизмы стационарные цепные, привод электрический.

Для равномерного распределения воды по длине камер при их наполнении и опорожнении была запроектирована система галерей — по две на каждую камеру с поперечными водовыпусками (по два на каждую секцию). Для гашения инерционных колебаний уровней воды в камерах при их наполнении каждый водовыпуск оборудован системой колосниковых решеток.

Другой отличительной конструктивной особенностью водопроводной системы Рыбинского шлюза является наличие перепускной системы, дающей возможность перепускать воду из наполненной камеры в опорожненную, что по замыслу проектировщиков позволяло экономить воду на шлюзовании. Однако эта возможность начиная с 50-х гг. прошлого века не использовалась из-за осложнения технологии шлюзования (дополнительное маневрирование затворами, расход электроэнергии, необходимость синхронизации работы обеих камер) и незаинтересованности транспортников в экономии воды на шлюзование. В связи с этим встал вопрос об отключении перепускной системы.

**Колосниковые решетки.** По проекту донные выпуски системы питания камер шлюза оборудованы колосниковыми решетками, что при наполнении и опорожнении камер обеспечивает равномерное распределение воды по ширине камер и гаше-



ние кинетической энергии потока. Каждый донный выпуск имеет ширину 2 м и длину 28 м, высота выпуска в начале равна 2,75 м, а в конце 1,00 м. Колосниковые решетки конструктивно представляют собой набор колосников шириной 0,28 м и высотой 0,44 м. Верх колосника округлен радиусом 0,14 м, таким же образом округлено нижнее ребро, удаленное от галереи; ближайшее к галереи ребро прямоугольное, что обеспечивает наиболее приемлемое обтекание водой колосников при наполнении и опорожнении камер. Колосники деревянные, собранные из четырех брусьев, скрепленных металлическими хомутами. Расстояние между колосниками постоянное, равное 0,12 м. На каждом выпуске установлено 70 колосников. По проекту колосники закрепляются блоками прижимными брусьюми с помощью металлических тяжей-анкеров. В камере № 12 (береговой) установлено восемь блоков с шестью колосниками, шесть блоков с тремя колосниками и три блока с двумя колосниками. В камере № 11 (речной) установлено двадцать два блока с тремя колосниками и два блока с двумя колосниками. При площади каждого выпуска  $56 \text{ м}^2$  суммарная площадь просветов между колосниками (водопроточных отверстий) составляет  $16,8 \text{ м}^2$ , а суммарная площадь миделева сечения колосников составляет  $39,2 \text{ м}^2$ .

Колосниковые решетки по первоначальному проекту должны быть установлены с просветами шириной 0,13 м между колосниками толщиной 0,27 м. Затем были внесены изменения: просветы уменьшили до 0,12 м, а толщину колосников увеличили до 0,28 м. Однако в процессе эксплуатации шлюза возникли проблемы, связанные с образованием в камерах значительных уклонов водной поверхности, поперечных течений и увеличенными усилиями в швартовных тросах шлюзующихся судов. В 1952 г. во ВНИИГ были выполнены гидравлические модельные исследования по оптимизации гидравлических режимов работы Рыбинского шлюза. По итогам этой работы было рекомендовано на каждом выпуске оставить 41 из 70 просветов между колосниками, закладывая девять зазоров через один в начале выпуска (со стороны галереи) и двадцать зазоров через два в конце выпуска. Предполагалось также продолжить исследования, определяя не только оптимальные соотношения колосниковой решетки, но и режимы наполнения камер. Однако эти рекомендации реализованы не были. В процессе эксплуатации происходят коррозия и износ металлических тяжей-анкеров и стягивающих хомутов деревянных колосников, а также их разбухание и растрескивание, что приводит к усиленной вибрации колосников и их разрушению. За семьдесят лет эксплуатации деревянные проектные колосники в основном разрушены и заменены на прямо-

угольные брусья длиной 2 м и сечением  $0,28 \times 0,44 \text{ м}$  с просветом между ними 0,12 м. Замена хорошо обтекаемых колосников на прямоугольные привела к снижению пропускной способности выпусков в результате формирования отрывных зон (водоворотов) за острыми кромками, и из-за снижения коэффициента бокового сжатия возросли динамические нагрузки на колосники, увеличилось время наполнения и опорожнения камер. В процессе эксплуатации наблюдаются разрыв анкеров крепления колосников, вырывание их и нарушение условия равномерного распределения поступающей в камеры воды. В результате этого наблюдается образование мощных потоков в камере со значительными уклонами водной поверхности, что затрудняет условия отстоя судов в камерах при их заполнении и опорожнении, приводит к рысканию судов, к ударам о стены камер шлюза, к обрыву причальных тросов.

На восьми выпусках каждой камеры шлюза установлено 560 колосников, т.е. всего 1120 колосников на двух камерах. Каждую пятилетку на шлюзе меняют свыше 200 колосников, т.е. более 20 %. Во многом это связано с неудачным (прямоугольным) профилем колосников и ненадежным их креплением прижимными брусьюми.

*Гидравлические исследования работы колосниковых решеток.* В процессе обследования современного состояния Рыбинского шлюза были выполнены аналитические и лабораторные исследования по гидравлике выпусков шлюза.

С позиций гидравлики работа выпуска шлюза при наполнении соответствует работе трубопровода с непрерывной равномерной раздачей расхода по длине от начала выпуска (у галереи) до конца (у наружной стены камеры) [1]. Известны теоретические и экспериментальные решения этой задачи, которые говорят о том, что распределение пьезометрического давления (а значит, и расхода) по длине выпуска зависит от параметра  $\lambda L/d$ , где  $\lambda$  — коэффициент гидравлического сопротивления трубы (выпуска);  $L, d$  — соответственно длина и диаметр трубы (выпуска). Для конструкции гладкого бетонного выпуска шлюза  $\lambda = 0,012$ ,  $L = 28 \text{ м}$ ,  $d = 2 \text{ м}$ , параметр  $\lambda L/d = 0,672$ . При параметрах  $\lambda L/d \leq 2$  трубопроводы относятся к коротким трубопроводам, в которых распределение пьезометрического давления (а значит, и расхода) по длине изменяется индивидуальным образом и зависит от многих конструктивных факторов: изменения поперечного сечения выпуска и его формы, соотношения просветов к ширине щели. Для таких выпусков необходимо выполнить модельные либо натурные исследования по оптимизации распределения просветов между колосниками, которые обеспечат

равномерное заполнение камер шлюза без значительных уклонов водной поверхности и без образования сильных течений в камерах.

Предварительно для анализа работы системы наполнения-опорожнения камер шлюза была использована расчетная схема длинного трубопровода  $\lambda L/d > 8$ , для которого характерно изменение пьезометрического давления (а значит, и расхода) по длине линейно. Ниже приведены расчеты по обоснованию размеров просветов колосниковых решеток.

При опорожнении шлюза сначала уровень воды в камере равен уровню воды в верхнем бьефе, а затем по мере опорожнения уровень воды снижается до уровня нижнего бьефа, в галерее происходит аналогичное снижение напора. В процессе опорожнения пьезометрическое давление над колосниковой решеткой по длине выпуска остается равномерным и соответствует уровню воды в камере. Пропускная способность  $i$ -того просвета между колосниками решетки  $Q_i$  определяется по формуле истечения воды из напорного затопленного отверстия:

$$Q_i = \mu \omega'_i \sqrt{2gH}, \quad (1)$$

где  $\mu$  — коэффициент расхода отверстия;  $\omega'$  — площадь сечения просвета между колосниками решетки,  $\omega'_i = b_i l$  ( $b_i$  — ширина  $i$ -того просвета,  $l = 2$  м — ширина выпуска);  $g$  — ускорение свободного падения;  $H_i$  — пьезометрический напор над центром  $i$ -того просвета.

При равенстве напора над всеми просветами колосниковой решетки для равномерного снижения уровня воды в камере необходимо, чтобы все просветы имели одинаковую ширину.

При наполнении шлюза сначала уровень воды в камере равен уровню воды в нижнем бьефе, а в галерее устанавливается напор  $H_0$ , обеспечивающий пропуск расхода наполнения. При этом уровень пьезометрического давления изменяется линейно от  $H_0$  на входе в выпуск до нуля в конце выпуска. Затем по мере наполнения камеры между давлением в галерее в начале выпуска и давлением в конце выпуска имеется разность  $H_0$ . Пропускная способность  $i$ -того просвета между колосниками решетки  $Q_i$  при наполнении определяется по той же формуле истечения воды из напорного затопленного отверстия (1). Аналогично записывается формула для следующего  $(i + 1)$ -того просвета.

Чтобы обеспечить равномерное поступление воды через все просветы колосниковой решетки при линейном характере распределения пьезометрического давления, необходимо по мере падения давления увеличивать ширину просвета. Из равен-

ства расходов через соседние два ( $i$ -тый и  $(i + 1)$ -тый) просвета следует отношение между их площадями

$$\frac{\omega_i}{\omega_{i+1}} = \sqrt{\frac{H_{i+1}}{H_i}}, \quad (2)$$

так как площадь просвета  $\omega'_i = b_i l$ , а  $l$  — ширина выпуска не изменяется по длине выпуска и равна 2 м, то соотношение (2) можно представить в виде соотношения между шириной соседних просветов

$$\frac{b_i}{b_{i+1}} = \sqrt{\frac{H_{i+1}}{H_i}}. \quad (3)$$

Линейный закон изменения пьезометрического давления по длине выпуска в выбранной системе координат имеет вид

$$H_i = H_0 X_i / l_g, \quad (4)$$

где  $H_0$  — пьезометрическое давление на входе в выпуск;  $l_g = 28$  м — длина выпуска;  $X_i$  — координата центра тяжести  $i$ -того просвета, отсчитываемая от конца выпуска.

Тогда из уравнения (3), подставив соответствующие напоры, можно получить

$$\frac{b_i}{b_{i+1}} = \sqrt{\frac{X_{i+1}}{X_i}} \quad \text{и} \quad b_{i+1} = b_i \sqrt{\frac{X_i}{X_{i+1}}}. \quad (5)$$

Подкоренное выражение  $\sqrt{\frac{X_i}{X_{i+1}}}$  всегда меньше единицы, поэтому величина просвета колосниковой решетки должна уменьшаться от конца выпуска к его началу по мере роста пьезометрического давления. Координата центра тяжести  $(i + 1)$ -того просвета  $X_{i+1}$  отличается от координаты центра тяжести  $i$ -того просвета  $X_i$  на величину  $(b_i/2 + d + b_{i+1}/2)$ , где  $d$  — толщина колосника. Так как  $b_i/2$  практически равно  $b_{i+1}/2$ , то  $X_{i+1} = X_i + (b_i + d)$  и выражение (5) может быть представлено в виде

$$b_{i+1} = b_i \sqrt{\frac{X_i}{X_i + (b_i + d)}} = b_i \sqrt{\frac{1}{1 + (b_i + d)/X_i}}. \quad (6)$$

Формула (6) позволяет найти соотношения между соседними просветами между колосниками для обеспечения равенства расходов через них, что обеспечит равномерное наполнение камеры водой.

Были выполнены расчеты по формуле (6), которые показали, что при линейном характере падения

пьезометрического давления для обеспечения равномерности поступления воды при наполнении камеры необходимо максимальный просвет шириной 24 см между колосниками назначать в конце выпуска (у наружных стен), затем просвет постепенно уменьшать до 10 см, а начиная с пятнадцатого просвета (на расстоянии 6 м от конца выпуска) оставить его постоянным, равным 10 см.

Для проверки результатов аналитических исследований в НИИЭС (Г. Ф. Онипченко) были проведены лабораторные гидравлические исследования работы колосниковой решетки. Работа была посвящена отысканию оптимальной конструкции колосниковой решетки в системе наполнения Рыбинского шлюза, обеспечивающей улучшение распределения удельных расходов по ширине камеры против существующего положения. Существующая колосниковая решетка требует реконструкции в силу ее неудовлетворительного технического состояния и присущей ей неравномерности распределения расхода.

Задача решалась на физической модели отсека шлюза длиной 30 м в масштабе 1:30 натуральной величины. На модели воспроизводились условия неустановившегося движения воды в галереях в процессе наполнения камеры. Результаты исследований позволили сделать ряд рекомендаций по реконструкции колосниковой решетки и самих колосников, а также по режиму наполнения камер:

по результатам экспериментальной проверки семи вариантов распределительных решеток наилучшим образом задача решается при неравномерном расположении колосников по длине галереи и несимметричной форме поперечного сечения самих колосников (рис. 2);

равномерное распределение выпусков по длине галереи не является оптимальным, так как при этом максимум расхода смещен к дальней (правой для шлюза № 11) стенке камеры шлюза;

максимальная нагрузка с учетом пульсационной составляющей равна 2,172 м вод. ст. (21,2 кПа);

верховая половина камеры, питаемая правой подводящей галереей (8 поперечных галерей), вступает в работу на 10 – 15 с раньше, чем низовая. В результате в камере появляется продольный уклон водной поверхности и суда, при наличии слабину в швартовых, смещаются на несколько метров в сторону нижней головы. Это может быть полностью исключено увеличением сдвижки по времени в начале открытия затворов примерно на 10 с.

По результатам проведенных исследований разработан проект реконструкции колосниковых решеток (рис. 3), основные положения которого сводятся к следующему.

Колосниковые решетки представляют собой конструкцию из железобетонных колосников двух

типов — сечением 40 × 40 см и 40 × 80 см — с различными участками выпусков: 16 участков шириной 36 см, 10 участков шириной 240 см и 8 участков шириной 12 см. Колосники сечением 40 × 40 см имеют скос нижней грани под углом 15°, что облегчает отвод потока в выпуск.

В начале поперечной галереи устроен глухой участок длиной 96 см, в конце галереи также предусмотрена железобетонная заглушка длиной 152 см со смотровым люком для наблюдения за состоянием колосников и чистки галереи.

Для крепежа колосников предусмотрены устройство железобетонных пазов под их установку и фиксация колосников при помощи прижимного уголка 160 × 160 × 18 и анкеров из нержавеющей стали диаметром 36 мм.

Различия с рекомендованным вариантом обусловлены наличием продольного деформационного шва в камере шлюза, как следствие необходимости смещения колосниковой решетки в сторону от продольных галерей.

**Натурное обследование состояния водопроводной системы шлюза.** В зимний период 2008 – 09 г. были выполнены визуальные обследования галерей водопроводной системы камер шлюза и проанализированы материалы службы натуральных наблюдений. В результате обследований выявлены многочисленные поперечные трещины, особенно на потолочной части галерей водоводов камер. Нет ни одной секции без трещин. Многие из трещин сильно фильтруют, что, с одной стороны свидетельствует об их значительном раскрытии, а с другой — говорит о том, что вода постоянно поступает в грунтовую засыпку межшлюзового пространства. Последний факт свидетельствует о том, что происходят протечки воды через швы и трещины в железобетонной диафрагме, перекрывающей межшлюзовое пространство между верхними головами.

В ряде секций обнаружены две и более трещины на произвольном расстоянии друг от друга, в основном расположенные параллельно температурно осадочным швам.

Сопоставления результатов наблюдений за трещинами, проведенных изнутри камер, со стороны межкамерного пространства и изнутри галерей, позволили выявить наличие сквозных поперечных трещин, проходящих через среднюю часть шлюза во 2, 4, 5, 8-й секциях.

Основной причиной образования трещин в галереях являются температурные напряжения при охлаждении и промерзании галерей в зимний период при полном осушении камер, что и подтверждается распределением количества трещин по длине водоводов водопроводной системы шлюза. В гале-

рях водоприемника-водовыпуска, а также в секциях VI – III количество трещин значительно меньше, так как они в меньшей степени подвержены перепадам температур.

Следует отметить, что один из авторов и исполнителей проекта Рыбинского гидроузла О. В. Вяземский в своей записке, посвященной описанию основных сооружений шлюза и написанной в 1953 г. по результатам наблюдений в первый период эксплуатации шлюза, написал, что появившиеся уже в те годы поперечные трещины в средней части вызваны температурно-усадочными явлениями и недостаточной, ошибочно подобранной продольной арматурой.

**Перепускная система.** Конструктивной особенностью водопроводной системы Рыбинского шлюза является наличие перепускной системы, дающей возможность перепускать воду из наполненной камеры в опорожненную, что по замыслу проектировщиков позволяло экономить воду на шлюзование. Однако эта возможность с 50-х гг. прошлого века не использовалась из-за осложнения технологии шлюзования и отсутствия заинтересованности в экономии воды на шлюзование, удельный вес которой составляет 1,7 % от общего расхода воды на Рыбинском гидроузле. В связи с этим встал вопрос об отключении перепускной системы, которая более пятидесяти лет не используется, но требует постоянных эксплуатационных затрат на поддержание ее рабочего состояния.

При решении этого вопроса необходимо также иметь в виду, что использование системы перепуска уменьшает пропускную способность шлюза за счет увеличения времени наполнения камер и необходимости синхронизации судопропуска по обеим камерам, а это осложняет работу диспетчеров и капитанов судов.

По информации эксплуатационного персонала, при работе водопроводной системы шлюза без перепуска в течение многих лет не было отмечено никаких повреждений затворов, уплотнений и закладных частей.

Система перепуска находится в пятой секции. В этой секции парные галереи каждой камеры объединяются и соединяются друг с другом двумя галереями перепуска криволинейными в плане, разделенными серповидным бычком. Для отключения

системы перепуска достаточно выполнить бетонирование двух криволинейных галерей перепуска, т.е. поставить бетонные пробки и придать их наружным стенам плавное очертание, чтобы обеспечить безотрывное раздельное протекание водных потоков для камер № 11 и № 12 (рис. 4).

## Выводы

1. Выполненный анализ работы колосниковых решеток показывает, что предложенная в проекте и реализованная на практике схема размещения колосников толщиной 44 см с просветом 12 см не является оптимальной, поскольку при наполнениях и опорожнениях камер наблюдались значительные уклоны водной поверхности и течения воды и, как следствие, навал судов на стены камер и обрывы швартовых тросов. Оптимизация расположения просветов колосниковой решетки, выбор соотношения между толщиной колосников и шириной просветов, конструктивные решения самих колосников приняты в проекте реконструкции на основании лабораторных исследований.

2. Для выполнения ремонтных работ в камерах (в том числе и с колосниками) предусматривается использование специального грузоподъемного оборудования, передвигающегося вдоль камерных стен.

3. Основной причиной образования трещин в галереях являются температурные напряжения при охлаждении и промерзании галерей в зимний период при полном осушении камер. Требуется выполнить капитальный ремонт бетона галерей водопроводной системы шлюза по залечиванию трещин и восстановлению шпонок температурно-осадочных швов. В технических условиях эксплуатации шлюза следует ограничить время полного опорожнения камер шлюза в зимний период времени.

4. Для улучшения условий отстоя судов в камере при шлюзовании рекомендуется изменить режим маневрирования затворами наполнения короткой и длинной галерей питания.

## Список литературы

1. Штеренлихт Д. В. Гидравлика. — М.: Энергоатомиздат, 1991. Кн. 1.
2. Михайлов А. В. Судходные шлюзы — М.: Энергоиздат, 1961.

# Динамические характеристики ортогональной гидротурбины и системы регулирования мощности ПЭС с высоковольтным преобразователем частоты

Берлин В. В., кандидат техн. наук,  
Муравьев О. А., доктор техн. наук, Голубев А. В., инженер

Для ортогональной гидротурбины и генератора с регулятором нагрузки получено математическое описание замкнутой системы регулирования с учетом колебаний давления в напорной системе, позволяющее выполнять анализ устойчивости режимов ортогональных агрегатов ПЭС при работе в полном диапазоне напоров, мощностей и частот вращения, подбирать параметры системы регулирования.

**Ключевые слова:** ортогональная гидротурбина, приливная электростанция, высоковольтный регулятор частоты вращения, система регулирования турбин

Постоянное изменение напора на ПЭС, определяемое приливо-отливным характером течения, приводит к отклонениям режима ортогональной турбины от оптимального. Для удержания турбины в области максимальных КПД на Кислогубской ПЭС применен высоковольтный преобразователь частоты (ВПЧ), после установки которого были проведены натурные испытания.

Высоковольтный преобразователь изменяет мощность генератора по статической характеристике, обеспечивая работу турбины в оптимуме характеристики. Зависимость, связывающая статический напор и нагрузку, получена по результатам натурных испытаний турбины.

Гидроагрегат Кислогубской ПЭС с преобразователем частоты, аэрационная шахта, выведенная из соединительного короба между блоками, водовод, соединяющий турбину с бассейном, представляют сложную динамическую систему. Параметры системы изменяются в широком диапазоне значений в зависимости от статического напора, который в ра-

бочих режимах принимает значения от 0,6 до 3 м и более.

На рис. 1 показаны характеристика “статический напор — частота”, заложенная в преобразователь частоты, и соответствующая ей зависимость мощности генератора от статического напора.

Анализ результатов натурных испытаний показал, что ортогональный агрегат с высоковольтным преобразователем частоты удовлетворительно обрабатывает заданную оптимальную зависимость частоты вращения от действующего напора ПЭС. При изменении статического напора в диапазоне 1,2 ... 2,4 м автоматически обеспечивается практически постоянное положение режимной точки универсальной характеристики турбины со значениями приведенного расхода  $Q_{11} = 1,62 \dots 1,69 \text{ м}^3/\text{с}$  и приведенной частоты вращения  $n_{11} = 122 \dots 126 \text{ мин}^{-1}$ , постоянный уровень КПД турбины.

Водовод, соединяющий турбину с бассейном, и аэрационная шахта, выведенная из переходного короба между блоками, представляют собой колеба-

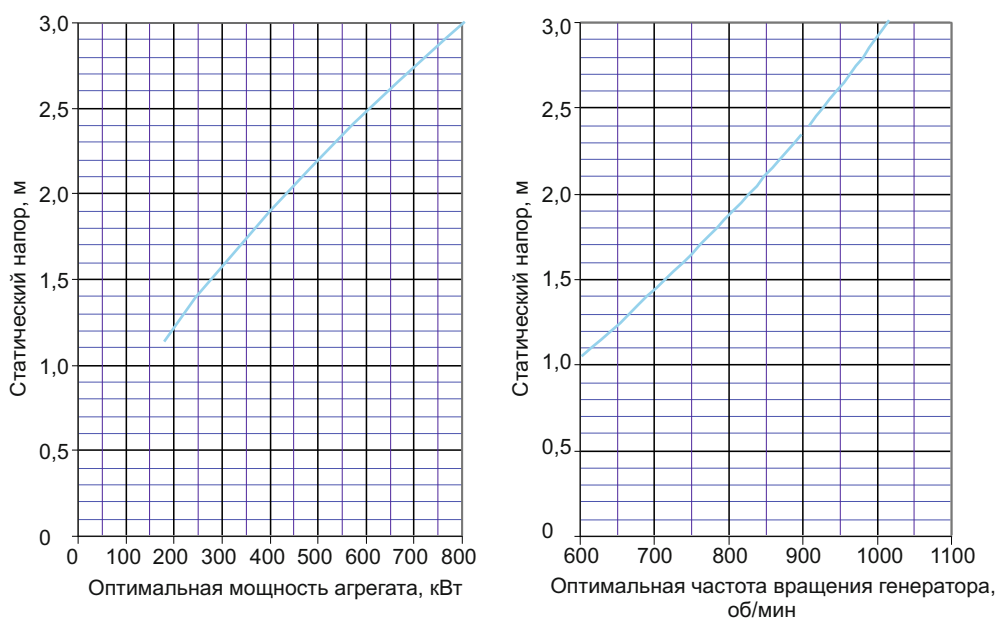
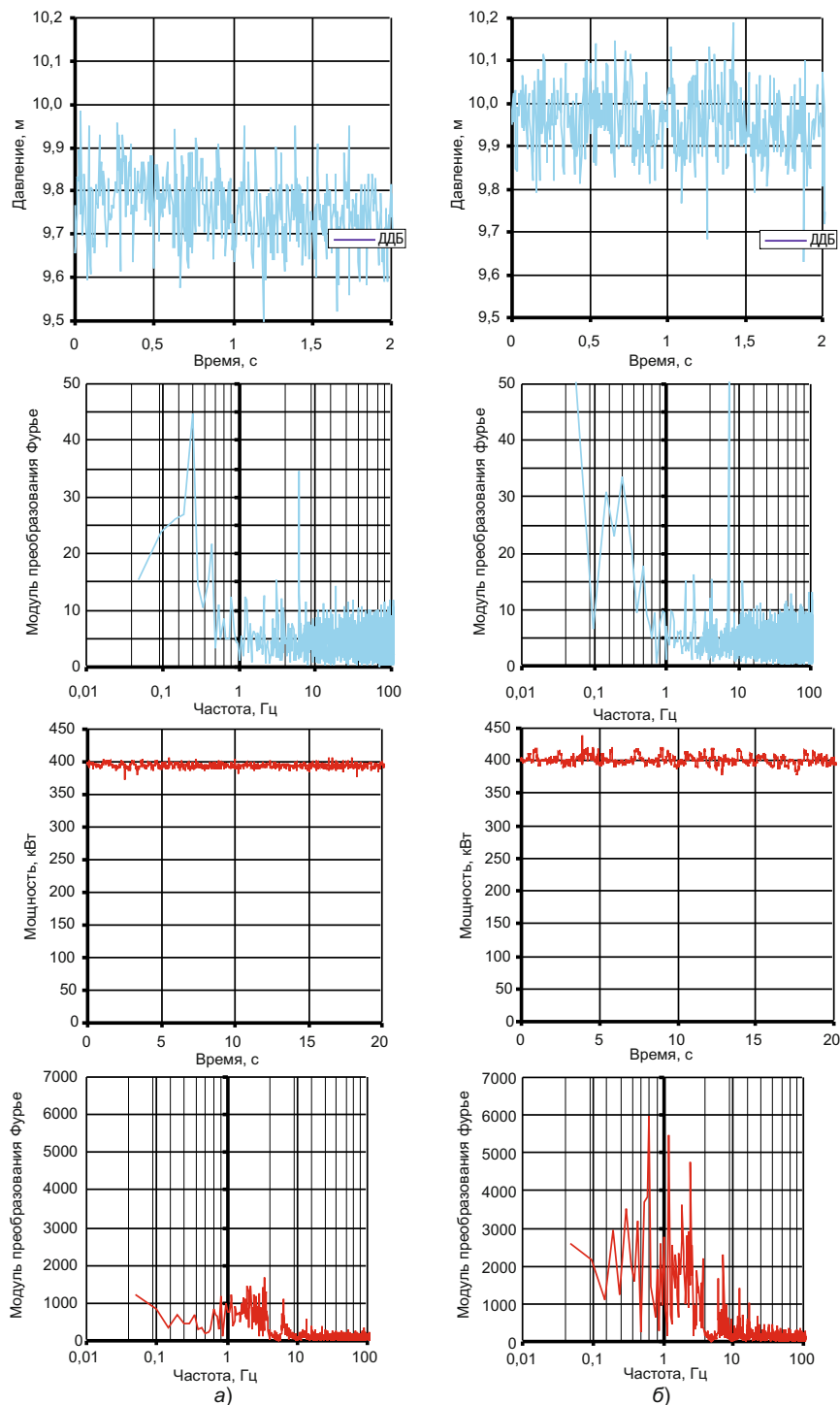


Рис. 1. Характеристики оптимального режима турбины ОГА-5 при переменной частоте вращения



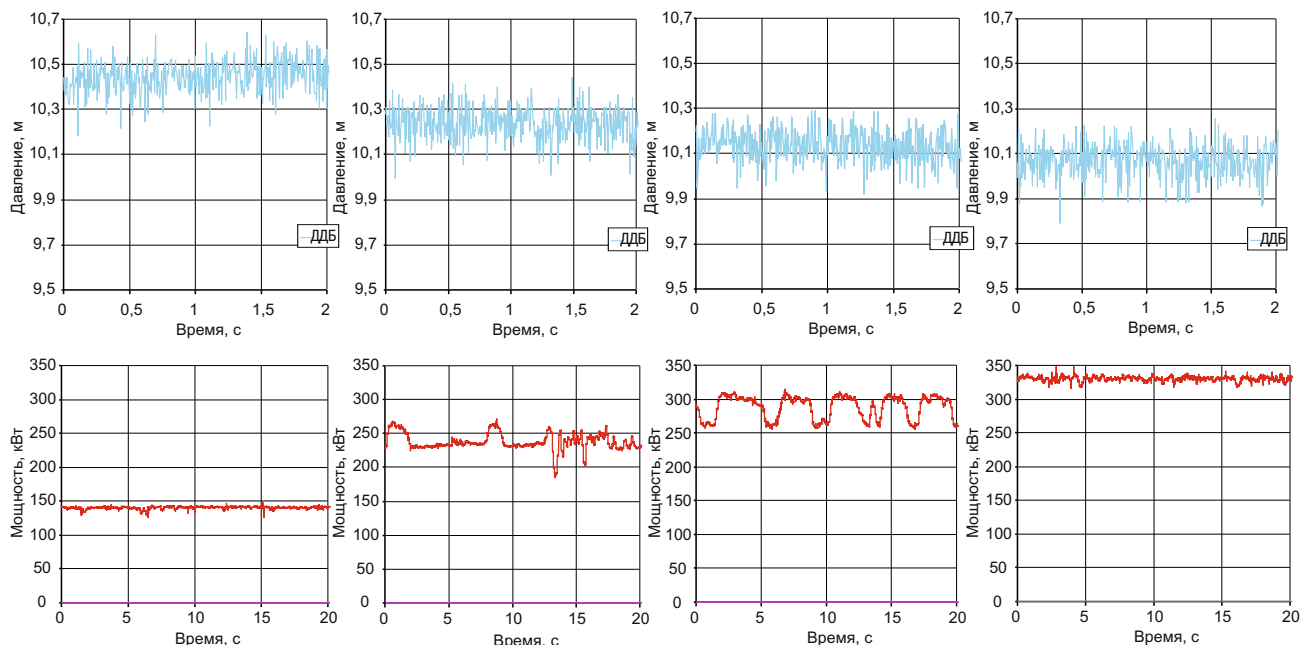
**Рис. 2.** Натурные осциллограммы пульсаций давления и мощности; результаты спектрального анализа пульсаций: *а* — при работе в сеть через преобразователь частоты; *б* — при работе в сеть без преобразователя

тельную систему, влияющую на колебания частоты и мощности агрегата. Натурные испытания, проведенные в апреле — мае 2010 г. при работе агрегата в энергосистему с постоянной и переменной частотой вращения, показали, что в водоводе и аэрационной шахте возникают гравитационные колебания с периодом 4 с (соответственно с частотой 0,25 Гц). Амплитуда колебаний увеличивалась с ростом нагрузки агрегата.

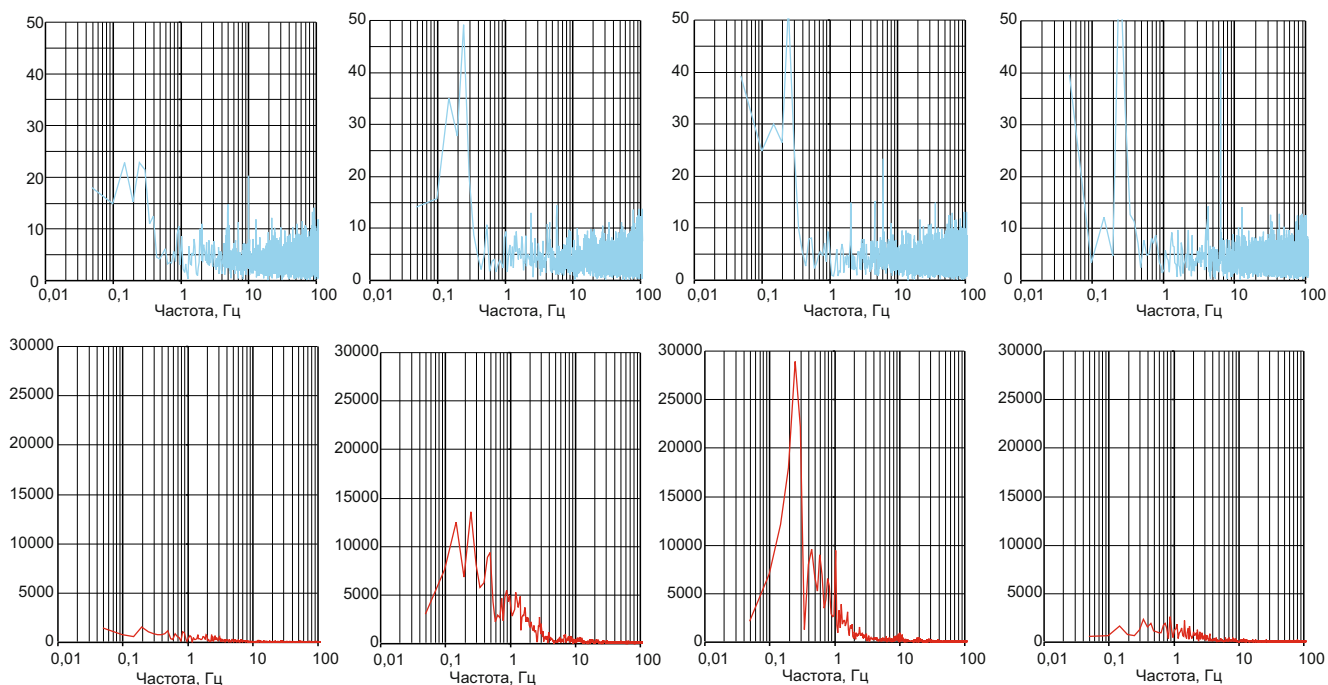
На рис. 2 дано сравнение осциллограмм пульсаций мощности и давления со стороны бассейна при

работе агрегата в сеть напрямую и через высоковольтный преобразователь частоты. Здесь же представлены графики спектральной плотности пульсаций давления и мощности, показывающие распределение мощности колебаний по частотам. Анализ показывает:

в спектре колебаний давления в обоих случаях имеется пик на частоте, близкой к частоте собственных колебаний 0,25 Гц, тогда как в спектре колебаний мощности подобный пик отсутствует;



**Рис. 3.** Осциллограммы пульсаций давления в водоводе со стороны бассейна и мощности при работе ОГА-5 в сеть через высоковольтный преобразователь частоты



**Рис. 4.** Частотные спектры пульсаций давления и мощности при работе ОГА-5 в сеть через высоковольтный преобразователь частоты. По оси ординат – модуль преобразования Фурье.

при работе в сеть через преобразователь частоты амплитуда колебаний мощности уменьшается за счет влияния автоматического регулятора, входящего в состав преобразователя.

На рис. 3 показаны осциллограммы пульсаций в диапазоне мощностей от 140 до 400 кВт при работе в сеть через преобразователь, на рис. 4 — графики спектральной плотности колебаний давления и мощности.

Свойства гидротурбины по изменению расхода и механического вращающего момента при измене-

нии напора и частоты вращения полностью определяются ее главной универсальной характеристикой, показывающей положение линии полного открытия турбины и КПД в поле координат “приведенный расход — приведенная частота вращения”. На рис. 5 представлены оборотно-расходная и оборотно-моментная универсальные характеристики ортогональной турбины, полученные по результатам натуральных испытаний 2010 г.

Участок главной универсальной характеристики вблизи какой-либо режимной точки может быть

описан линеаризованными уравнениями гидротурбины. Эти уравнения широко используются при анализе устойчивости в малом систем автоматического регулирования ГЭС, а также при определении показателей качества регулирования.

Ортогональная турбина как объект регулирования представляется по статической характеристике пропорциональным звеном с двумя входами в виде изменения напора и частоты вращения. Характеристика звена определяется через две производные изменения расхода и вращающего момента от приведенной частоты вращения. Значения производных существенно меняются в зависимости от режима работы турбины.

В сложившейся практике расчетов устойчивости систем автоматического регулирования ГЭС и регулировочных характеристик гидротурбин используются относительные величины. Линеаризованные уравнения гидротурбины в относительных параметрах, записанные для отклонений от установившегося режима, имеют вид:

$$\Delta q = \frac{\partial q}{\partial \varphi} \Delta \varphi + \frac{\partial q}{\partial h} \Delta h; \quad (1)$$

$$\Delta m = \frac{\partial m}{\partial \varphi} \Delta \varphi + \frac{\partial m}{\partial h} \Delta h. \quad (2)$$

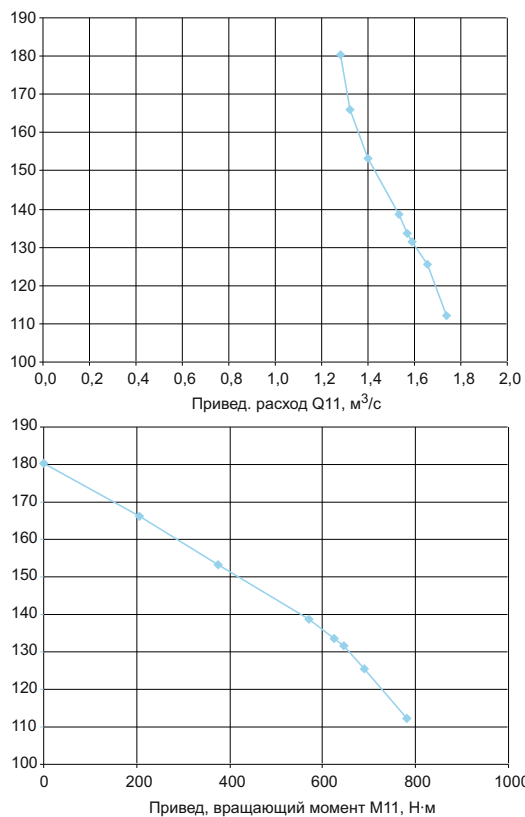


Рис. 5. Универсальные оборотно-расходная и оборотно-моментная характеристики ортогональной гидротурбины по данным натурных испытаний 2010 г.

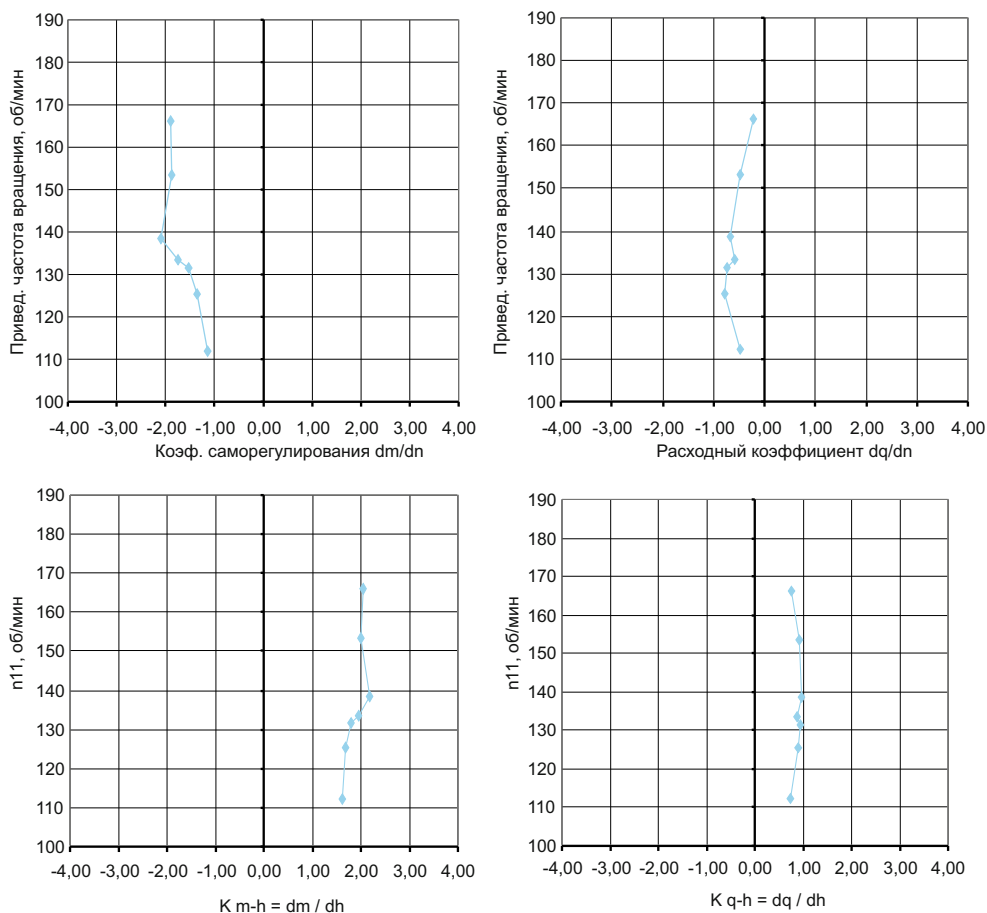


Рис. 6. Изменение коэффициентов линеаризованных уравнений, характеризующих свойства ортогональной турбины



Вводя в (1) и (2) обозначения

$$k_{q-h} = \frac{\partial q}{\partial h}, \quad k_{m-h} = \frac{\partial m}{\partial h},$$

$$k_{q-\varphi} = \frac{\partial q}{\partial \varphi}, \quad \beta = k_{m-\varphi} = \frac{\partial m}{\partial \varphi},$$

приведем их к более компактной форме:

$$\Delta q = k_{q-\varphi} \Delta \varphi + k_{q-h} \Delta h; \quad (3)$$

$$\Delta m = \beta \Delta \varphi + k_{m-h} \Delta h. \quad (4)$$

В (1) – (4)  $\Delta h = \Delta H / H_n$  — это относительное изменение напора в переходном процессе, которое получается суммированием статического напора и колебаний уровня в уравнильной шахте.

Производные в выражениях (1) – (2) определяются по главной универсальной характеристике турбины с использованием следующих формул [1, 2]:

$$\frac{\partial q}{\partial \varphi} = \frac{n_{In}}{Q_{In}} \frac{\partial Q_I}{\partial n_I}, \quad (5)$$

$$\frac{\partial m}{\partial \varphi} = \sqrt{\frac{H_e}{H_n}} \frac{n_{In}}{M_{In}} \frac{\partial M_I}{\partial n_I}, \quad (6)$$

$$k_{q-h} = \frac{0,5}{\sqrt{H_e/H_n}} \cdot \left( \frac{Q_{Ie}}{Q_{In}} - \frac{n_{Ie}}{Q_{In}} \frac{\partial Q_I}{\partial n_I} \right); \quad (7)$$

$$k_{m-h} = \left( \frac{M_{Ie}}{M_{In}} - 0,5 \frac{n_{Ie}}{M_{In}} \frac{\partial M_I}{\partial n_I} \right), \quad (8)$$

где индекс “n” обозначает базисные значения, в качестве которых приняты параметры режимной точки оптимума характеристики; индекс “e” — значения в текущей режимной точке.

Ниже показано, как коэффициенты линеаризованных уравнений гидротурбины изменяются в поле универсальной характеристики ортогональной гидротурбины.

**Коэффициент саморегулирования турбины**

$\beta = \frac{\partial m}{\partial \varphi}$  входит в уравнение гидротурбины в составе

коэффициента  $K_{m-h}$  и в качестве самостоятельного слагаемого. Саморегулирование, изменение вращающего момента турбины при изменении частоты вращения, является важным показателем, определяющим свойства турбины как объекта регулирования.

На рис. 6 представлены данные по изменению коэффициента саморегулирования ортогональной турбины от приведенной частоты вращения. Значения коэффициента уменьшаются от – 2 до – 1,6 при

движении от холостого хода к оптимуму характеристики. По модулю значения коэффициента саморегулирования ортогональной турбины больше, чем у осевых турбин. Это связано с характерным для ортогональной турбины малым коэффициентом разгона

$$k_{\text{разг}} = n_{11\text{разг}}/n_{11\text{опт}} = 178/121 = 1,47.$$

**Расходный коэффициент**  $k_{q-\varphi} = \frac{\partial q}{\partial \varphi}$  входит в

уравнение турбины в качестве самостоятельного коэффициента, а также в составе коэффициента  $k_{q-h}$  и характеризует изменение расхода от частоты вращения. Из универсальной характеристики (рис. 5) видно, что ортогональная турбина уменьшает пропускную способность с ростом приведенной частоты вращения. В области оптимальных режимов значения расходного коэффициента равны – 0,5 ... – 0,6.

**Коэффициент**  $k_{m-h} = \frac{\partial m}{\partial h}$  характеризует изменение

вращающего момента от напора. Значения коэффициента вблизи холостого хода равны 2. В оптимуме характеристики коэффициент уменьшается до 1,6. В точке максимальной мощности, где  $\frac{\partial m}{\partial \varphi} = 1$ ,

значение коэффициента  $k_{m-h}$  близко к 1,5. На линии спада мощности наблюдается резкое уменьшение коэффициента до нуля и далее его переход к отрицательным значениям, соответствующим области неустойчивых режимов. Эта область характеризуется самопроизвольным уменьшением мощности агрегата с ростом напора.

**Коэффициент**  $k_{q-h} = \frac{\partial q}{\partial h}$  характеризует произ-

водную изменения расхода по напору и изменяется в диапазоне 0,8 – 1. Значения коэффициента  $k_{q-h}$  ортогональной турбины существенно (в 3 – 5 раз) выше, чем у осевых турбин. Так как с ростом приведенной частоты вращения осевая турбина увеличивает приведенный расход, а ортогональная — уменьшает (рис. 5). В табл. 1 приведены значения производных в оптимуме характеристики ортогональной турбины для различных напоров при переменной частоте вращения. В табл. 2 даны значения базисного режима, принятого в расчетах производных.

Из табл. 1 следует:

производные  $\frac{\partial q}{\partial \varphi}$  и  $\frac{\partial m}{\partial h}$  в оптимуме характеристики

не меняются при изменении напора и частоты вращения;

производная  $\frac{\partial q}{\partial h}$  в оптимуме характеристики

уменьшается от 1,2 до 0,9 с ростом статического напора от 1,2 до 2,4 м;

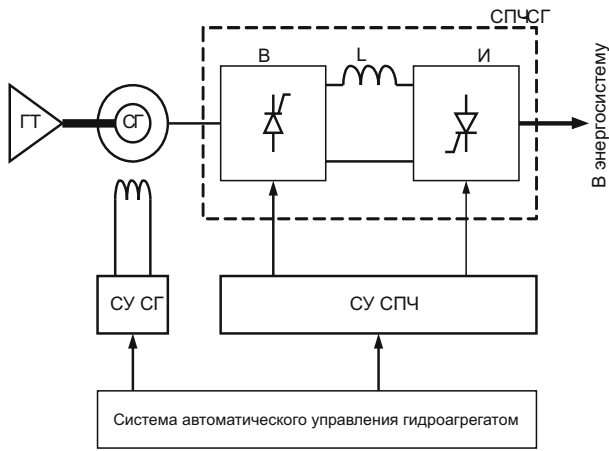


Рис. 7. Блок-схема управления силовой электрической частью Кислоубской ПЭС

производная  $\frac{\partial m}{\partial \phi}$  в оптимуме характеристики

уменьшается по модулю от 1,6 до 1,4 с ростом статического напора от 1,2 до 2,4 м.

В рассматриваемом гидроагрегате ПЭС статический преобразователь частоты выполняет роль автоматического регулятора нагрузки гидроагрегата. Блок-схема управления силовой электрической частью ПЭС представлена на рис. 7. В ее состав входят синхронный генератор СГ, система управления синхронным генератором СУ СГ, статический преобразователь частоты СПЧ-СГ, система управления статическим преобразователем частоты СУ СПЧ, выпрямитель В и инвертор И, ведомый сетью.

Преобразователь частоты собран по схеме выпрямитель — инвертор, ведомый сетью. Регулирование частоты вращения гидротурбины ведется за счет изменения её нагрузки, которое формирует преобразователь. Изменение нагрузки на гидротурбину можно осуществить, изменяя ток возбуждения гидрогенератора и, следовательно, ток во входной цепи инвертора. Или изменяя угол управления инвертором, т.е. регулируя ток и мощность, отдаваемые инвертором в сеть.

Статическая характеристика преобразователя “частота — мощность” приведена на рис. 8. Она показывает, какое отклонение мощности будет соответствовать данному отклонению частоты вращения от оптимального значения. Задаваемыми параметрами статической характеристики являются частоты вращения  $n_1$ ,  $n_2$  и соответствующие им мощности  $P_1$ ,  $P_2$ .

Перевод статической характеристики регулятора из абсолютных в относительные параметры выполнен с использованием значений частоты вращения  $924 \text{ мин}^{-1}$  и мощности 390 кВт, принятых в качестве базисных. Согласно рис. 8 статизм регулятора мощности равен  $b_p = 0,11$ .

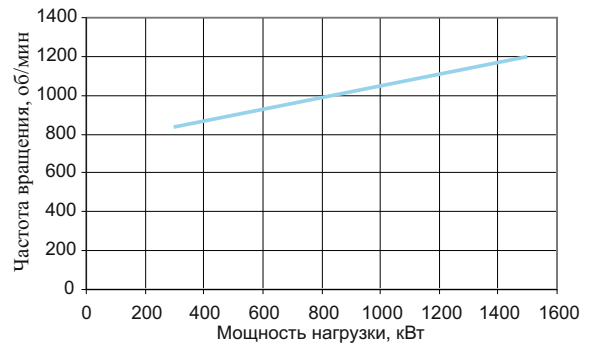
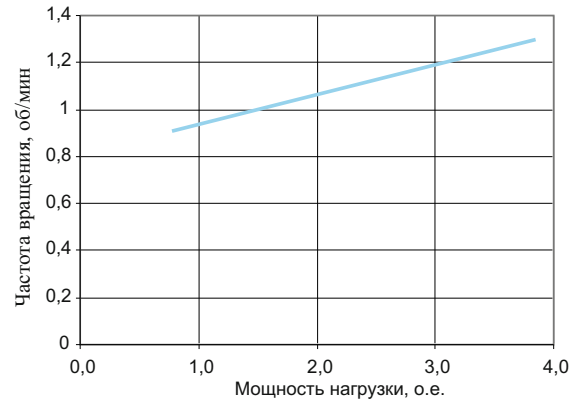


Рис. 8. Статическая характеристика системы регулирования мощности нагрузки в относительных и абсолютных параметрах

Регулятор мощности реализует пропорционально-интегральный закон. Для анализа работы системы приняты средние параметры настройки, характерные для регулирования мощности гидроэлектростанций: коэффициент пропорциональной составляющей  $k_p = 0,2$  и постоянная времени интегральной составляющей  $T_i = 10 \text{ с}$ .

Структурная схема, включающая турбину с учетом колебаний в напорной системе, генератор и регулятор нагрузки, показана на рис. 9. В ней выходной сигнал преобразователя частоты в виде отклонения момента нагрузки складывается с отклонением вращающего момента турбины.

Согласно статической характеристике относительный сигнал на изменение мощности нагрузки определяется по формуле

Таблица 1

Значения производных из уравнений (1) – (2) для различных напоров при переменной частоте вращения и работе ортогональной турбины в оптимуме характеристики

Напор статический, м	$\frac{\partial m}{\partial \phi}$	$\frac{\partial q}{\partial \phi}$	$\frac{\partial m}{\partial h}$	$\frac{\partial q}{\partial h}$
2,36	-1,35	-0,79	1,68	0,89
1,9	-1,39	-0,79	1,68	0,99
1,23	-1,57	-0,79	1,68	1,24

Параметры базисного режима, принятого при расчетах характеристик ортогонального агрегата Кислогубской ПЭС

Напор статический, м	Мощность агрегата, кВт	Расход турбины, м <sup>3</sup> /с	Вращающий момент на генераторе, Нм	Частота вращения генератора, мин <sup>-1</sup>	Приведенные параметры		
					расход турбины, м <sup>3</sup> /с	частота вращения, мин <sup>-1</sup>	Вращающий момент, Нм
2,36	390	45	4031	924	1,65	125	680

$$\frac{\Delta P_{\text{нагр}}}{P_{\text{ном}}} = 9 \frac{\Delta n}{n_{\text{ном}}}. \quad (9)$$

Переходя к относительным величинам и выражая отклонение мощности нагрузки через отклонение вращающего момента, получим передаточную функцию

$$W = \frac{\Delta m_{\text{нагр}}}{\Delta \varphi} = \left( \frac{9}{\varphi_e} - \frac{m_e}{\varphi_e} \right), \quad (10)$$

где  $\varphi_e$  — отношение частоты вращения в данном равновесном режиме к базисной частоте вращения;  $m_e$  — отношение вращающего момента в данном равновесном режиме к базисному моменту.

Статизм регулятора согласно (2) равен величине, обратной коэффициенту пропорциональности  $b_p = 1/9 = 0,11$ . Передаточная функция регулятора мощности нагрузки определяется выражением

$$W = \frac{\Delta m_{\text{нагр}}}{\Delta \varphi} = \frac{T_i k_{\Pi} p + 1}{T_i p} \left( \frac{1}{b_p \varphi_e} - \frac{m_e}{\varphi_e} \right). \quad (11)$$

Ее особенностью является переменный коэффициент усиления, значение которого увеличивается по мере уменьшения напора и частоты вращения. Рост коэффициента усиления по мере уменьшения напора происходит за счет уменьшения значений  $\varphi_e$  и  $m_e$ .

Значения коэффициентов  $m_e$  и  $\varphi_e$  для рассматриваемых режимов агрегата в зависимости от напора даны в табл. 3.

Т а б л и ц а 3

Относительные значения момента и частоты вращения для режимов с различными значениями напора при работе в оптимальных характеристиках

Статический напор, м	Относительный вращающий момент $m_e$	Относительная частота вращения $\varphi_e$	Относительный расход $q_e$
2,36	1,0	1,0	1,0
1,90	0,72	0,8	0,89
1,23	0,45	0,65	0,73

Автоматический регулятор мощности нагрузки находится в цепи обратной связи генератора (рис. 10). При объединении звеньев получим передаточную функцию

$$W = \frac{\Delta \varphi}{\Delta m} = - \frac{T_u b_p \varphi_e p}{T_a T_u b_p \varphi_e p + T_u (k_{\Pi} - b_p \varphi_e \beta) p + 1}, \quad (12)$$

где  $T_a$  — постоянная инерции гидроагрегата;  $T_i$  — постоянная времени интегральной составляющей регулятора;  $K_{\Pi}$  — коэффициент усиления пропорциональной составляющей регулятора;  $\beta$  — коэффициент саморегулирования турбины по (6);  $m_e = M_e/M_n$  — относительный момент данного равновесного режима;  $\varphi_e = n_e/n_n$  — относительная частота вращения данного равновесного режима; знак минус учитывает, что данное звено реализовано в виде обратной связи.

В формуле (12) также учтено изменение момента турбины за счет саморегулирования. Входом объединенного звена генератор — регулятор нагрузки является изменение вращающего момента турбины по напору  $\Delta m$ , выходом — изменение частоты вращения генератора  $\Delta \varphi$ .

Систему уравнений (3) – (4) можно представить в матричной форме

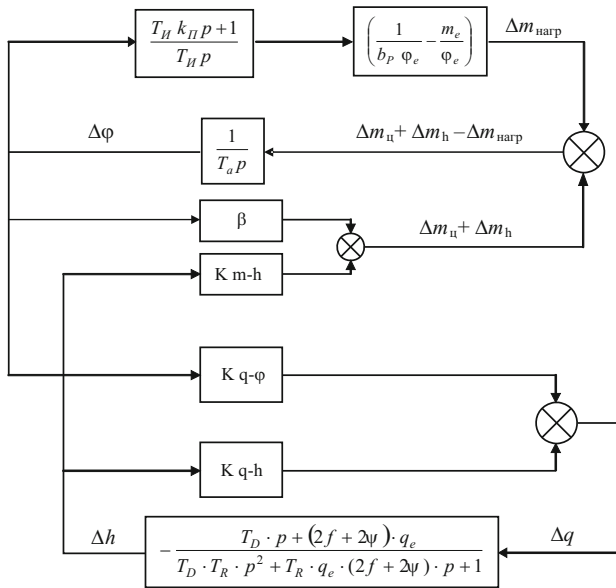
$$Y(p) = W_0 U'(p), \quad (13)$$

где  $U'(p)$  — матрица-строка входных сигналов;  $W_0$  — прямоугольная матрица передаточных функций объекта управления;  $Y(p)$  — матрица-столбец регулируемых величин.

Раскрывая матричную запись и переходя к реальным сигналам гидротурбины, преобразуем (13) к виду

$$\begin{vmatrix} \Delta m \\ \Delta q \end{vmatrix} = \begin{vmatrix} k_{m-h} & \beta \\ k_{q-h} & k_{q-\varphi} \end{vmatrix} \times \begin{vmatrix} \Delta h \\ \Delta \varphi \end{vmatrix}. \quad (14)$$

Если представить момент турбины как сумму момента в условиях постоянной частоты вращения, зависящего только от открытия турбины, и дополнительного момента, вызываемого отклонением частоты вращения турбины, то можно привести систему к окончательному виду.



**Рис. 9.** Структурная схема замкнутой системы, включающей турбину, напорную систему, генератор с автоматическим регулятором мощности

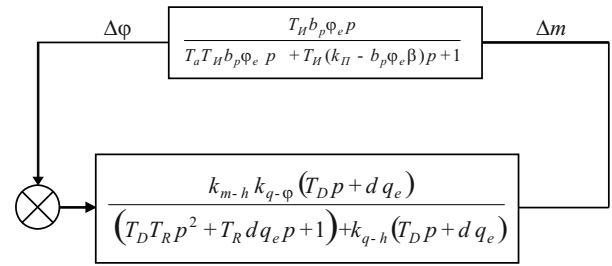
Структурная схема системы регулирования с гидротурбиной согласно (14) показана на рис. 9. Здесь турбина — это многомерный объект управления с комбинированным регулированием, в котором каждая из регулируемых величин зависит от всех входных сигналов [4]. Турбина имеет две обратные связи: по каналу момент — частота вращения через генератор и преобразователь частоты и по каналу расход — напор через напорную систему ПЭС.

Если включить в передаточную функцию турбины обратную связь по напору, то результирующая передаточная функция учтет динамику переходных процессов в напорной системе. Структурная схема на рис. 9 приводится к двухзвенной (рис. 10). При этом турбина становится одномерным объектом управления с входом в виде изменения частоты вращения и выходом в виде изменения момента на валу.

Представленная на рис. 9 и 10 структурная схема гидроагрегата ПЭС может быть использована для подбора необходимых настроек системы регулирования, анализа устойчивости данной динамической системы в условиях переменных воздействий в виде колебаний напора ПЭС.

## Выводы

1. Получена передаточная функция ортогональной турбины с включенной обратной связью по напору, учитывающая динамику переходных процессов в напорной системе ПЭС. Турбина представляется колебательным звеном 2-го порядка с входом в



**Рис. 10.** Двухзвенная структурная схема системы регулирования, включающая турбину с учетом колебаний в напорной системе и генератор с автоматическим регулятором мощности

виде изменения частоты вращения и выходом в виде изменения момента на валу. На основании анализа натуральных универсальных характеристик ортогональной гидротурбины показано, как изменяются в зависимости от режима работы четыре коэффициента передаточной функции турбины, характеризующие изменение расхода и вращающего момента при изменении напора и частоты вращения.

2. Регулирование частоты вращения ортогонального гидроагрегата ведется за счет изменения нагрузки генератора, которой управляет высоковольтный преобразователь частоты. Преобразователь частоты выполняет функцию регулятора мощности нагрузки. Его особенностью является переменный коэффициент усиления, значение которого увеличивается по мере уменьшения напора и текущей мощности агрегата, что ведет к ухудшению условий устойчивости режимов агрегата с уменьшением напора.

3. Получено математическое описание замкнутой системы регулирования, включающей турбину с учетом колебаний давления в напорной системе и генератор с регулятором нагрузки. Оно позволяет выполнять анализ устойчивости режимов ортогональных агрегатов ПЭС при работе в полном диапазоне напоров, мощностей и частот вращения, подбирать необходимые настройки системы регулирования, а также определять режимы работы, наиболее неблагоприятные по условиям устойчивости.

## Список литературы

1. Кривченко Г. И. Автоматическое регулирование гидротурбин. — М.-Л.: Энергия, 1964.
2. Муравьев О. А. Влияние режима работы турбины и настроек системы автоматического регулирования на условия устойчивости и критическую площадь уравнительных резервуаров ГЭС // Гидротехническое строительство. 2010. №
3. Берлин В. В., Муравьев О. А. Переходные процессы на ГЭС с уравнительными резервуарами. — М.: Энергоатомиздат, 1991.
4. Бессекерский В. А., Попов Е. П. Теория систем автоматического регулирования. — М.: Наука, 1975.

# Утрата коэффициента динамичности как оценки грунтов основания гидросооружений при анализе СНиП “Строительство в сейсмических районах”

Потапов А. Д., доктор техн. наук, Дьяконов П. Ю. (МГСУ)

Актуализация нормативных документов требует всестороннего анализа опыта использования ранее действовавших норм. При этом важным представляется учет ряда параметров, которые обеспечивают точность расчетов сейсмической безопасности сооружений, в частности коэффициента динамичности.

**Ключевые слова:** сейсмическая сила, коэффициент динамичности, вынужденные колебания, грунтовое сооружение, критическое затухание.

В настоящее время готовится проект новых СНиП 22-03-2009 “Строительство в сейсмических районах”. В связи с этим проводятся обсуждения, вносятся предложения и замечания по содержанию нового норматива. Интересно, что при этом не обсуждается такой важный момент, как величина коэффициента динамичности  $\beta$ . Между тем, в последней редакции СНиП II-7-81\* “Строительство в сейсмических районах” с 1997 по 2001 г. внесен ряд изменений, касающихся этого коэффициента.

Напомним кратко историю появления коэффициента динамичности в нормативных документах. В 1920 г. профессор Мононобэ (Япония) предложил формулу

$$S = k_c \beta Q, \quad (1)$$

где  $\beta$  — коэффициент динамичности, принятый для системы с одной степенью свободы, при колебаниях грунта по гармоническому синусоидальному закону без затухания:  $\gamma_0(t) = A \sin \omega t$ .

Для ускорения основания гармонический закон имел вид

$$\gamma_0(t) = A \omega^2 \sin \omega t = W_0 \sin \omega t,$$

где  $W_0 = A \omega^2$  — максимальное ускорение основания, а дифференциальное уравнение сейсмических колебаний одномассовой системы  $\ddot{y} + \omega_0^2 y = W_0 \sin \omega t$ , где  $\omega_0$  — круговая частота собственных колебаний.

Сейсмическая сила и максимальная величина силы инерции массы  $m$  с учетом деформации системы равны  $S = \beta m_{\max} = k_c \beta Q$ ,  $m_0$  — сила инерции по Мононобэ.

Она отличалась от ранее предложенной статической теории Омори и Сано (1901 г.), которая сводилась к переносному движению сооружения вместе с основанием, упругие деформации сооружения в ней не учитывались, а сейсмические ускорения во всех точках считались равными ускорению грунта. Сооружение не имело поворотов в вертикальной плоскости и кручения в горизонтальной.

Академик Завриев К. С. в 1927 г. предложил рассматривать движение грунта по косинусоидальной форме:  $\gamma_0(t) = A \cos \omega t$ , тогда дифференциальное уравнение сейсмических колебаний принимает вид  $y + \omega_0^2 y = W_0 \cos \omega t$ . Однако в нашей стране эти предложения не учитывались в нормативах.

В 1951 г. в СССР было принято “Положение по строительству в сейсмических районах” (ПСП-101-51) [1] взамен ранее действовавших “Технических условий проектирования зданий и сооружений для сейсмических районов” (ТУ-58-48) и “Инструкции по проектированию и строительству зданий и сооружений, возводимых в сейсмических районах в условиях военного времени” (1942 г). В этом нормативном документе для плотин, дамб и других гидротехнических сооружений I, II и III классов, возводимых в районах с расчетной сейсмичностью 7, 8 и 9 баллов, предписывалось определять расчетную величину сейсмических сил инерции в зависимости от характеристик грунтов с учетом коэффициента  $\beta$  по формуле

$$S = \alpha k_c \beta^* P, \quad (2)$$

где  $\alpha$  — коэффициент, зависящий от динамических характеристик здания и сооружения или их элементов, а также от характеристик сейсмического воздействия;  $k_c$  — сейсмический коэффициент равный 1/40, 1/20 и 1/10 соответственно для расчетной сейсмичности 7, 8 и 9 баллов;  $\beta$  — коэффициент, величина которого изменяется от 0,5 до 2,0, в зависимости от грунта основания. Заметим, что данный коэффициент не является коэффициентом динамичности, т.е. фактически в практике проектирования того времени использовалась статическая теория Омори и Сано.

В СНиП-А.12-69 коэффициент  $\beta$  имеет смысл коэффициента динамичности и представлен одной кривой (рис. 2) [2]. Интересно, что один из редакторов СНиП-А.12-69\* [2] В. Ф. Иванищев, описывая в [5] определение инерционных сейсмических нагрузок на гидротехнические сооружения, приводит

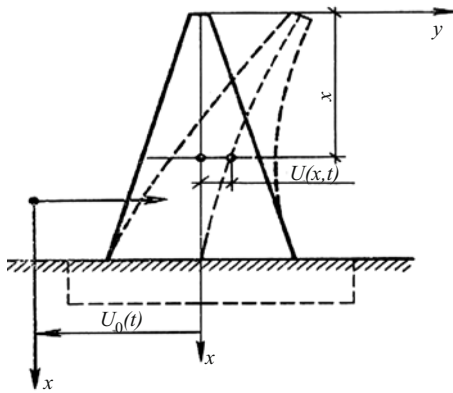


Рис. 1. Расчетная схема сооружения на сейсмическое воздействие в виде консольного стержня

три кривые, характеризующие коэффициент динамичности.

Напомним основные положения вывода формулы СНиП-А.12-69\* [2] для определения расчетной сейсмической нагрузки на примере гравитационной плотины [5]. Суть вывода сводится к следующему. При сейсмическом воздействии возникают вынужденные колебания сооружения, расположенного на основании в виде воображаемой платформы, совершающей горизонтальные поступательные смещения  $U_0(t)$  по заданному закону (рис. 1).

В любой точке сооружения с координатой  $x$  возникает инерционная сейсмическая сила

$$S(x, t) = -m(x)U_0(t) - m(x)U(x, t), \quad (3)$$

где  $m(x) = \rho d(x)$  — интенсивность распределенной массы сооружения;  $U(x, t)$  — относительное упругое смещение точки  $x$  сооружения при колебаниях.

Заменив статические силы на сейсмические инерционные, а статические перемещения на динамические, получим уравнение вынужденных колебаний при сейсмических воздействиях

$$U(x, t) = \sum_{i=1}^{\infty} T_i(t)\varphi_i(t), \quad (4)$$

которое после решения образующей его системы уравнений может быть записано в виде двух множителей. Первый из них зависит от форм колебаний сооружения по  $i$ -му тону. Второй — функция времени, зависящая от частоты (периода) собственных колебаний сооружения и затухания колебаний.

Нас интересует второй множитель, который в формуле для определения расчетной сейсмической нагрузки представляет абсолютные ускорения линейных осцилляторов. По фактически наблюдаемым акселерограммам землетрясений были вычислены функции для всего диапазона встречающихся в практике периодов собственных колебаний. Сред-

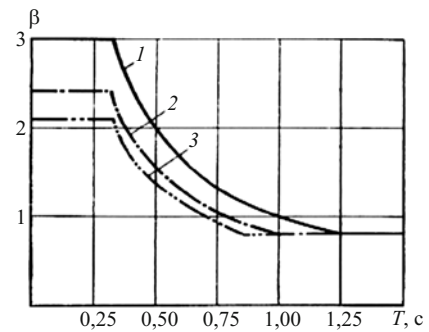


Рис. 2. График коэффициента динамичности: 1 — коэффициент динамичности для железобетонных и бетонных сооружений, работающих при колебаниях без раскрытия швов; 2 — для бетонных сооружений, свободно деформирующихся при колебаниях с раскрытием швов; 3 — для земляных каменно набросных сооружений

ние значения этих функций, полученные путем статистической обработки, названы коэффициентом динамичности.

На рис. 2, заимствованном из [5], показаны графики коэффициента динамичности для железобетонных и бетонных сооружений, работающих при колебаниях без раскрытия швов, для бетонных сооружений, свободно деформирующихся при колебаниях с частичным раскрытием швов, и для земляных и каменнонабросных сооружений. Заметим, что в СНиП-А.12-69\* [2] принята одна кривая с максимальным значением  $\beta = 3,0$ , т.е. нормативная кривая  $\beta$  дана в предположении, что затухание составляет  $\lambda = 5\%$  от критического. Это справедливо только для бетонных плотин арочного типа. Для бетонных гравитационных плотин  $\lambda$  изменяется от 0,1 до 0,2, для плотин из грунтовых материалов значение  $\lambda$  может быть больше. Но факт различия коэффициентов  $\beta$  для разных типов гидротехнических сооружений нашел отражение в коэффициенте  $m^0$  (табл. 14).

К сожалению, в [5] не сказано, как определено максимальное значение  $\beta$ , поэтому напомним. Обработка сейсмограмм показала, что среднее значение затухания примерно равно  $\psi/2\pi \approx 0,1$  [6, 7]. Основываясь на этой цифре, т.е.  $\psi \approx 0,63$ , для различных отношений частот собственных и вынужденных колебаний системы были получены максимальные значения  $\beta$ , равные примерно 6. При этом считалось, что сейсмический толчок вызывает однотонные колебания поверхности земли, отвечающие максимальным ускорениям, с частотой, равной частоте собственных колебаний сооружения. Поскольку сейсмические колебания неоднотонны, максимально наблюдаемые ускорения отвечают не одной составляющей колебательного процесса, а их общему суммарному действию, и сооружение может находиться в резонансе только с одной составляющей многотонного колебательного процес-

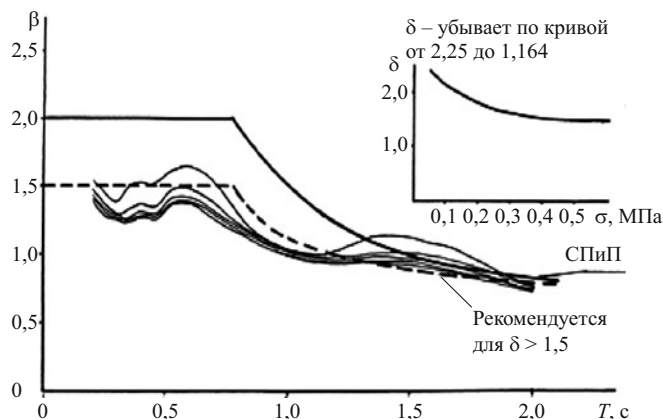


Рис. 3. Кривые коэффициента динамичности при логарифмическом декременте  $\delta < 1,5$

са. Для целей практики максимально возможный динамический эффект принимается с поправочным коэффициентом 0,5 [7].

Мнения исследователей о величине коэффициента  $\beta$  не совпадают. Ряд специалистов считает возможным уменьшить максимальное значение  $\beta$  до 2, опираясь на расчеты с коэффициентом поглощения колебаний  $\psi$ , отличным от 0,63. Другие авторы, анализируя значения  $\beta$ , отмечают, что они основаны на максимальных, а не средних значениях  $\psi$ , и делают вывод о недопустимости снижения нагрузок на все сооружения путем снижения  $\beta$ .

Чтобы продемонстрировать влияние  $\psi = 2\delta$ , где  $\delta$  — логарифмический декремент, выполнены расчеты по программе “Спектр”. Эта программа предназначена для получения спектров ответа ускорений одномассовой упругой невесомой консольной балки, несущей груз  $Q_j$  массой  $m_j$  в верхней точке балки  $x_j$ , заделанной в основании и подчиняющейся закону Гука. К основанию расчетной схемы прикладывается сейсмическое воздействие, заданное в виде аналоговой акселерограммы. Результаты расчетов приведены на рис. 3 и 4.

Как видно из рисунков, при декременте колебаний  $\delta > 1,5$  кривые коэффициента динамичности имеют максимум, равный примерно 1,5, а при декременте колебаний  $\delta < 1,5$  кривые коэффициента динамичности имеют максимум много более 2. Таким образом, проблема состоит в определении численных значений декремента колебаний  $\delta$  реально-го грунта.

Большая работа в этом направлении проделана во ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева и филиалах, где поглощающие свойства крупнообломочных грунтов определялись методом свободных и вынужденных резонансных колебаний [8]. По отношению двух смежных (за один период) амплитуд колебаний  $A_i$  и  $A_{i+1}$  образца определялись коэффициенты поглощения колебаний

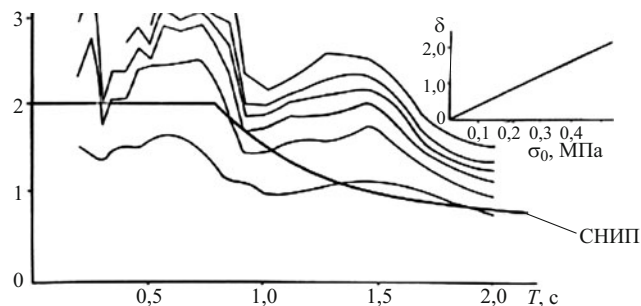


Рис. 4. Кривые коэффициента динамичности при логарифмическом декременте  $\delta < 1,5$

$$\psi = \Delta W/W = (A_i^2 - A_{i+1}^2)/A_i^2. \quad (4')$$

Здесь величина  $W$  имеет физический смысл упругой энергии, накопленной образцом в момент наибольшей деформации. Величина  $\Delta W$  представляет собой площадь петли гистерезиса и характеризует величину рассеянной при упругих колебаниях энергии. Формула (4') справедлива только для конструкционных материалов, у которых петля гистерезиса симметрична.

Напомним, что упругий гистерезис — это отставание деформации тела от напряжения по фазе, и в каждый момент времени величина деформации тела является результатом его предыстории. При циклическом приложении нагрузки диаграмма, изображающая зависимость деформации от напряжений, даёт петлю упругого гистерезиса. При циклически изменяющихся напряжениях, максимальная амплитуда которых существенно ниже предела упругости, наблюдается динамический гистерезис. Причиной этого вида гистерезиса является вязкоупругость. При вязкоупругом поведении величина энергии упругой деформации не зависит от амплитуды деформации и меняется с частотой изменения нагрузки.

Экспериментальные определения коэффициента поглощения песка с записью петель упругого гистерезиса были выполнены на вибродинамической установке ВДС-62 [9]. Она представляет собою вибростабилометр типа “А”, в котором дополнительно к статическим прикладывается синусоидальная нагрузка до 0,1 МПа частотой от 5 до 200 Гц. Максимально допустимое осевое давление 1,2 МПа, боковое — 0,8 МПа. В установке испытываются образцы диаметром 62 мм и высотой 120 мм при максимальном размере фракций грунта до 5 мм. Обжатие образцов осуществляется сжатым воздухом, что позволяет разместить в камере стабилометра тензорезисторные датчики и исключить влияние присоединенной массы жидкости при динамическом нагружении. Осевое давление прикладывается дополнительно к боковому, являюще-

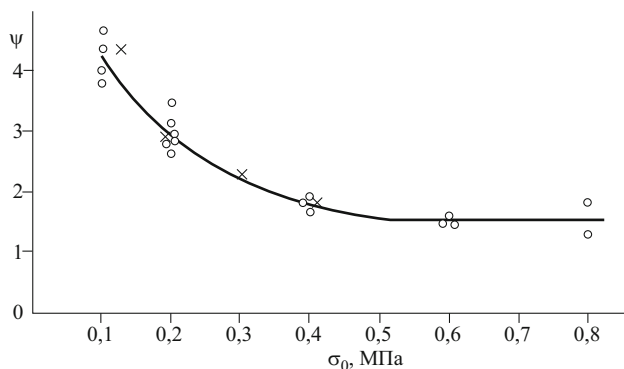


Рис. 5. Изменение коэффициента поглощения колебаний  $\psi$  с ростом гидростатического обжатия

муся гидростатическим, задается воздухом и передается на образец с помощью двух заполненных жидкостью сильфонов. Жидкость обеспечивает необходимую при циклических воздействиях жесткость нагружающей системы.

Основные особенности прибора: комбинированная воздушно-жидкостная система задания напряжений, отказ от рычажно-плунжерных механизмов передачи усилий, полный переход на тензоэлектрические измерения.

Экспериментальная установка в целом и все ее элементы тщательно тарировались не только в статическом, но и динамическом режиме. Были получены амплитудно-частотные и фазочастотные характеристики датчиков напряжений и деформаций, а также установки в целом заменой образца упругими элементами минимальной жесткостью, преодолевающей сопротивление трения подвижных частей прибора, и жесткостью, соответствующей жесткости испытываемого грунта. Определялись возможные погрешности датчиков, измерительной и усиливающей аппаратуры [10].

Испытывались песчаные образцы плотностью  $\rho_d = 1,68 \text{ Г/см}^3$  (относительная плотность  $I_d = 0,75$ ), влажностью  $W = 0,10$ . Испытания проводились при столь малых амплитудах напряжений, что пластические деформации не развивались и образец работал как упругое тело. Амплитуда напряжений задавалась максимально возможной, но не превышающей при данном статическом напряженном состоянии предела упругости. Численно амплитуда напряжений, в зависимости от величины гидростатического обжатия, не превышала 0,01 – 0,02 МПа. Размер, форма и влажность грунта образца в процессе серии экспериментов были постоянными.

Регистрация параметров (напряжений и деформаций) велась параллельно быстродействующим графопостроителем и осциллографом на ультрафиолетовой бумаге, что позволяло корректировать эти параметры в процессе опыта. Для задания синусоидальных колебаний использовался звуковой генератор ГЗ-49.

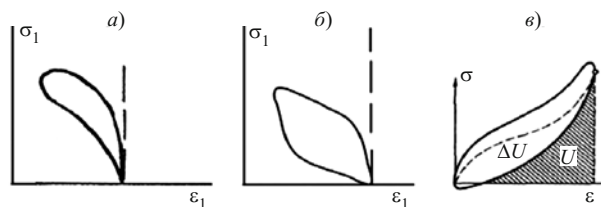


Рис. 6. Петли гистерезиса: *a* — песка; *b* — резинового образца; *c* — резины при нагрузках, превышающих предел упругости

Испытания песка проведены в условиях сложного напряженного состояния при пяти гидростатических обжатиях: 0,1; 0,2; 0,4; 0,6 и 0,8 МПа. Уровень напряжений, при котором прикладывалась циклическая нагрузка 0,4 от предельного, с предварительным нагружением до уровня 0,6. Амплитуда циклической нагрузки при всех обжатиях была одинаковой.

По результатам исследований, представляющих собой серию петель гистерезиса, подсчитаны коэффициенты поглощения колебаний и построена зависимость их изменения с ростом гидростатического обжатия (рис. 5). Как видно из рис. 5, коэффициент поглощения песка уменьшается с ростом гидростатического обжатия примерно от 4,5 до 1,6.

При испытаниях песчаных образцов были получены петли гистерезиса каплевидной формы (рис. 6). Поскольку такая форма петель гистерезиса не описана в научно-технической литературе, посвященной исследованиям грунтов, предполагалось, что это является следствием погрешностей, вносимых экспериментальной установкой. Для проверки были проведены испытания, в которых образец заменялся резиновой болванкой. При этом получены петли гистерезиса овоидальной формы, напоминающей ромб, причем с возрастанием частоты колебаний малая диагональ ромба увеличивалась. У резины при нелинейности упругих деформаций петли гистерезиса имеют особую, часто нестабильную форму (рис. 6). Однако напряжения, при которых проведены испытания песка и выполнена тарировка экспериментальной установки, не превышали линейной упругости. Из этого следует, что каплевидная форма петли гистерезиса является свойством песчаного грунта. Определение численного значения коэффициента  $\psi$  для песка возможно по способу, вытекающему из определения физического понятия коэффициента поглощения, т.е. как  $\psi = \Delta W/W$ .

В технической литературе можно встретить утверждения, что динамический коэффициент показывает, во сколько раз динамические перемещения и напряжения в системе с одной степенью свободы отличаются от статических, рассчитанных на действие амплитудного значения динамической силы [11]. Понятно, такие формулировки даются как уп-



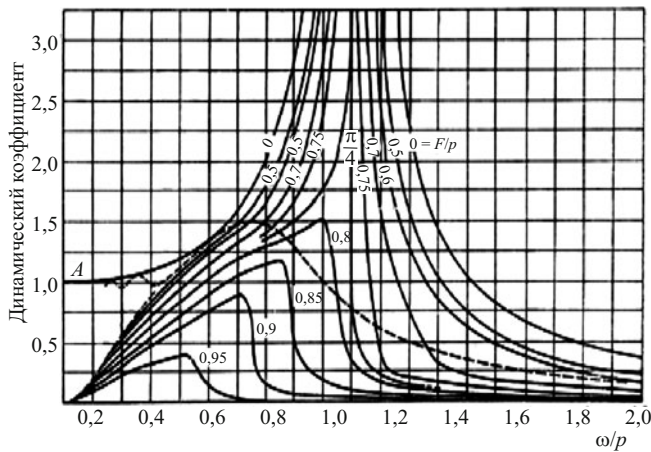


Рис. 7. Изменение коэффициента динамичности с ростом отношения угловых частот возмущающей силы и свободных колебаний при различных соотношениях силы трения и веса колеблющейся системы

рощенные иллюстрации. При формулировании понятия коэффициента динамичности систем с одной степенью свободы необходимо учитывать режимы колебаний и сопротивления этой системы.

Из теории колебаний в инженерном деле известно [12], что в режиме колебаний системы с вязким сопротивлением, когда уравнение движения имеет вид  $\ddot{x} + 2n\dot{x} + p^2x = q\sin\omega t$ , коэффициент динамичности представляет собой множитель

$$\frac{1}{\sqrt{\left(1 - \frac{\omega^2}{p^2}\right)^2 + \frac{4n^2\omega^2}{p^4}}}, \quad (5)$$

где  $\omega$  и  $p$  — угловые частоты возмущающей силы и свободных колебаний;  $n = cg/2W$ , где  $c$  — коэффициент демпфирования.

Непосредственное определение величины коэффициента  $n$  затруднительно. Если ввести понятие коэффициент поглощения  $\psi$ , который является характеристикой величины рассеивания энергии внутреннего трения, или логарифмического декремента колебаний  $\delta$ , тогда коэффициент динамичности принимает вид:

$$\frac{1}{\sqrt{\left(1 - \frac{\omega^2}{p^2}\right)^2 + \frac{\psi}{p^4}}} \approx \frac{1}{\sqrt{\left(1 - \frac{\omega^2}{p^2}\right)^2}} + \left(\frac{\delta}{\pi}\right)^2 \left(\frac{\omega}{p^2}\right). \quad (6)$$

В [5] при рассмотрении случая колебания плотины предполагается, что коэффициент динамичности имеет физический смысл, который характеризуется формулой (5), т.е. колебания системы с вязким сопротивлением.

При экспериментальном определении коэффициента поглощения песка на вибродинамической установке ВДС-62 записывались петли гистерезиса. Для случая вязкого сопротивления они должны иметь симметричную форму. Однако, как показали эксперименты, петли гистерезиса имели несимметричную, каплевидную форму. Откуда следует, что в реальном грунтовом сооружении при сейсмическом воздействии имеет место сухое трение и другие виды демпфирования. Такой случай рассмотрен в [12].

Здесь в предположении, что при действии постоянной силы трения  $F$  имеет место простое гармоническое движение, как в случае вязкого сопротивления, амплитуда колебаний равна

$$A = \pm \frac{P}{k} \frac{\sqrt{1 - \left(\frac{4F}{\pi P}\right)^2}}{1 - \frac{\omega^2}{p^2}}, \quad (7)$$

где  $P$  — вес колеблющейся системы;  $k$  — коэффициент жесткости;  $P/k$  — статическое отклонение;  $\left[\frac{\sqrt{1 - \left(\frac{4F}{\pi P}\right)^2}}{\left(1 - \frac{\omega^2}{p^2}\right)}\right]$  — коэффициент динамичности, который имеет действительное значение при  $F/P < \pi/4$ .

На рис. 7, заимствованном из [12] показано изменение коэффициента динамичности с ростом отношения угловых частот возмущающей силы и свободных колебаний при различных соотношениях силы трения и веса колеблющейся системы. Штриховая линия на этом рисунке является пределом, выше которого колебания происходят без остановки, т.е. без затухания. Иначе говоря, коэффициент динамичности при действии периодической возмущающей силы для реального сооружения, имеющего затухание колебаний, не может превышать 1,5.

## Выводы

1. В СНиП-А.12-69\* предусматривалась дифференциация коэффициента динамичности  $\beta$  для железобетонных и бетонных плотин, работающих без раскрытия швов, деформирующихся с частичным раскрытием швов, для земляных и каменнонабросных плотин.

2. В СНиП II-7-81 (редакция 1981 г.) была предусмотрена дифференциация коэффициента  $\beta$  при различных грунтовых условиях. Максимальная величина  $\beta$  при этом имела тенденцию к снижению.

3. Экспериментальные определения численного значения коэффициента поглощения колебаний  $\psi$

показали, что использованное в СНиП-А.12-69\* значение  $\psi \approx 0,63$  занижено. На это указывали ряд авторов еще при обсуждении изменений “Норм и правил строительства в сейсмических районах” СН-8-57 в 1960 г.

4. Теоретическое значение коэффициента динамичности при рассмотрении систем с сухим трением и другими видами демпфирования не может быть больше 1,5.

5. В новых СНиП 22-03-2009 “Строительство в сейсмических районах” для земляных и каменно-набросных плотин коэффициент динамичности  $\beta$  должен быть приведен в соответствие со СНиП II-7-81 редакция 1981 г.

### Список литературы

1. Положение по строительству в сейсмических районах: ПСП-101-51. — М.-Л.: Гос. издат. литературы по строительству и архитектуре, 1951.
2. СНиП-А.12-69\*. Строительство в сейсмических районах. — М.: Стройиздат, 1977.
3. СНиП II-7-81. Строительство в сейсмических районах / Госстрой России. М., 1982.
4. СНиП II-7-81\*. Строительство в сейсмических районах / Госстрой России. М., 2001.
5. Гидротехнические сооружения. Под ред. Гришина М. М. М.: Высшая школа, 1979. Ч. 1. С. 147-153.
6. Барштейн М. Ф. Применение вероятностных методов к расчету сооружений на сейсмические воздействия // Строительная механика и расчет сооружений. 1960. № 2.
7. Корчинский И. Л., Поляков С. В., Быховский В. А., Дузинкевич С. Ю., Павлык В. С. Основы проектирования зданий в сейсмических районах. М.: ГСИ, 1961.
8. Красников Н. Д. и др. Экспериментальные исследования динамических деформационных свойств грунтов // Известия ВНИИГ. Т. 216. С. 84-89.
9. Дьяконов П. Ю. Учет упруговязких свойств материала при расчете сейсмостойкости грунтовых плотин // Экспресс-информация Информэнерго “Сооружение гидроэлектростанций”. 1987. Вып. 12.
10. Потапов А. Д., Дьяконов П. Ю. Актуальные вопросы лабораторных исследований поведения грунтов при динамических нагрузках // Актуальные вопросы инженерной геологии и экологической геологии. — М.: МГУ, 2010.
11. Лужин О. В. и др. Обследование и испытание сооружений. — М.: Стройиздат, 1987.
12. Тимошенко С. П. Колебания в инженерном деле. — М.: Наука, Главная редакция физико-математической литературы, 1967.

# Влияние тектонических напряжений на формирование напряженно-деформированного состояния бетонных плотин

Марчук А. Н., доктор техн. наук,

Марчук Н. А., (ИФЗ РАН), Манько А. В. (МГСУ) кандидат техн. наук

На основании результатов натурных наблюдений показано значение собственных напряжений вмещающей геологической среды на формирование напряженно-деформированного состояния арочных и распорных статически неопределимых бетонных плотин, а также их роль в единой системе “плотина — основание — водохранилище”. Даны рекомендации по определению влияния тектонических напряжений, их учёту в процессе мониторинга статической и динамической работы плотин.

**Ключевые слова:** тектоника, створ, напряжения, деформации, смещения, сдвиг, вектор, дислокация, разлом, тектонические зоны, разрывы, трещины, крип, оползень.

Натурные наблюдения и исследования на высоконапорных бетонных плотинах в регионах нестабильной тектоники (Чиркейская, Саяно-Шушенская, Зейская, Миатлинская, Токтогульская, Курпайская, Ингурская) обнаружили их непроектное напряженно-деформированное состояние [1]. На основе накопленного отечественного опыта и действующих нормативных документов объяснить многие аномалии в окружающем массиве и плотинах оказалось невозможным. К таким аномалиям относятся увеличенные в разы напряжения, деформации, перемещения, растягивающие напряжения на напорной грани арочных плотин, раскрытие контактов скала — бетон в основании и в берегах, смещения в береговых примыканиях, сокращения длин хорд арочных плотин, подвижки секций в сторону верхнего бьефа и некоторые другие отклонения от проектных предположений по сравнению с расчётами.

Первые квалифицированные наблюдения за деформациями береговых примыканий арочных плотин Мовуазен в Швейцарии, Бор и Тинь во Франции [2] показали неожиданный с точки зрения теории упругости результат — вместо расхождения берегов обнаружилось их сближение. В 1979 г. на XIII конгрессе ICOLD в Нью-Дели генеральный докладчик Р. Лейн (Великобритания) высказал предположения о влиянии тектонических напряжений на деформации створов плотин [3]. По мере развития геомеханических, геофизических, сейсмоакустических и других современных методов исследования бетонных сооружений и горных пород определение тектонических напряжений в береговых массивах створов плотин стало обязательной частью инженерно-геологических изысканий. Однако это не сопровождалось учётом энергонасыщенности вмещающей геологической среды при расчётах, моделировании, выборе типов и компоновок сооружений. Так, при изысканиях на створе Саяно-Шушенской ГЭС были измерены геодезическими методами градиенты изменения земной по-

верхности  $10^{-5}$ , а в изыскательских штольнях до  $10^{-4}$ , которые не были приняты во внимание, тогда как значение  $10^{-8}$  считается показателем тектонической активности.

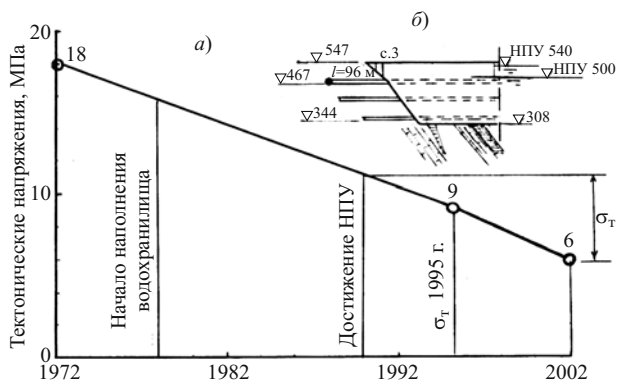
По данным исследований напряжений в массивах примыканий плотины Саяно-Шушенской ГЭС в 1962/63 г., проведенных геологическим факультетом МГУ под руководством профессора Г. С. Золотарёва [4] в береговых штольнях на отм. 320 – 330 м, были получены следующие значения собственных напряжений в приконтактных частях тектонических зон:

на левом берегу — вертикальные 24,5 – 48 МПа, горизонтальные 24 – 36 МПа;

на правом берегу — вертикальные 14,8 – 32,5 МПа, горизонтальные 10,2 – 21,7 МПа.

Основанием Саяно-Шушенской плотины служат крепкие метаморфизированные сланцы на склоне Джебашско-Джойского антиклинория. Более высокие значения вертикальных напряжений на левом берегу можно объяснить наличием крутонаклонной интрузии гранитов кембрия, прорвавшей протерозойские метаморфизированные сланцы и сохраняющей потенциал унаследованного движения. В результате геотектонической активности массивов горных пород иногда встречаются горизонтальные напряжения больше вертикальных, например створы Токтогульской и Ингурской ГЭС).

Результаты исследований, полученные МГУ в 1963 г. поставлены под сомнение учёными Центра службы геодинамических наблюдений в электроэнергетической отрасли (ЦСГНЭО) со ссылкой на несовершенство применённых тогда методов разгрузки торца скважины. Более реальной величиной максимальных горизонтальных напряжений до постройки Саяно-Шушенской плотины ЦСГНЭО считает уровень примерно 18 МПа. В 1995 и 2002 гг. специалисты ЦСГНЭО совместно с сотрудниками ИГД СО РАН провели измерения горизонтальных тектонических напряжений в торце левобережной штольни на отм. 467 м методом гидрав-

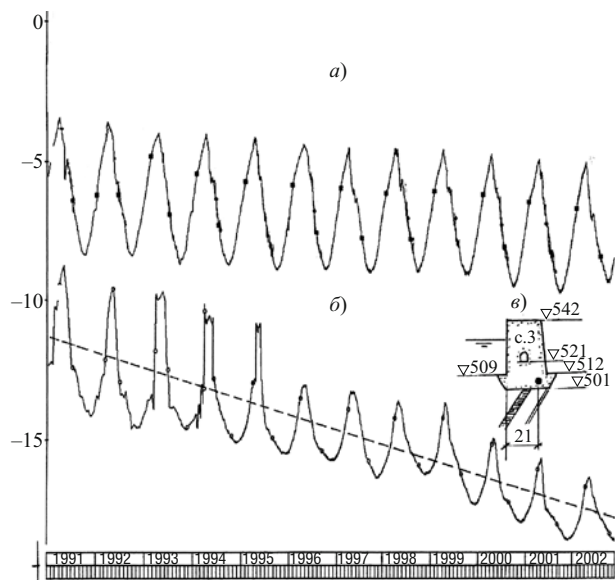


**Рис. 1.** Изменение собственных тектонических напряжений в массиве левобережного примыкания плотины Саяно-Шушенской ГЭС, определённое в 1995 и 2002 гг. методом гидроразрыва в торце штольни на отм.467 м (а); место эксперимента (б)

лического разрыва и получили соответственно 9 и 6 МПа (рис. 1), что свидетельствует о произошедшей разгрузке тектонических напряжений в процессе эксплуатации плотины с 1978 г. Параллельно протекает процесс увеличения арочных напряжений сжатия в плотине, который продолжается и в настоящее время, несмотря на снижение действующего напора на 1 м (рис. 2).

Важным фактором в определении влияния тектонических напряжений на напряженно-деформированное состояние сооружения является направление их главных векторов по отношению к векторам основных нагрузок. По данным Института земной коры СО РАН, выполнившего реконструкцию локального поля тектонических напряжений в районе створа, главный вектор сжатия направлен нормально к руслу, растяжения — вдоль по руслу, в направлении действия гидростатического давления на плотину (рис. 3). Таким образом, тектонические напряжения сжатия повышают устойчивость плотины на сдвиг, но могут увеличить арочное сжатие в бетоне низовой грани до неприемлемого уровня (в 2007 г. арочные напряжения сжатия в контрольной точке достигли 19,5 МПа). Щелемеры в берегах и измерения длин хорд показывают медленное сокращение расстояния между контрольными точками в берегах, что согласуется с характером изменения арочных напряжений (рис. 4). Характер смещений на той же отметке на левом берегу аналогичен, но с меньшей необратимой компонентой — 0,7 вместо 0,9 мм на правом берегу из-за более высоких арочных напряжений.

Главный вектор растяжения в локальном поле тектонических напряжений определяет возможность сдвиговых смещений плотины в сторону нижнего бьефа, тем более что ИГД СО РАН определил дислокацию пород в основании как подготовленную к левостороннему сдвигу. Геодезическими измерениями в первые годы эксплуатации Саяно-Шушенской плотины в проектном режиме были



**Рис. 2.** Изменения арочных напряжений в пятах плотины Саяно-Шушенской ГЭС на отм. 504 м:

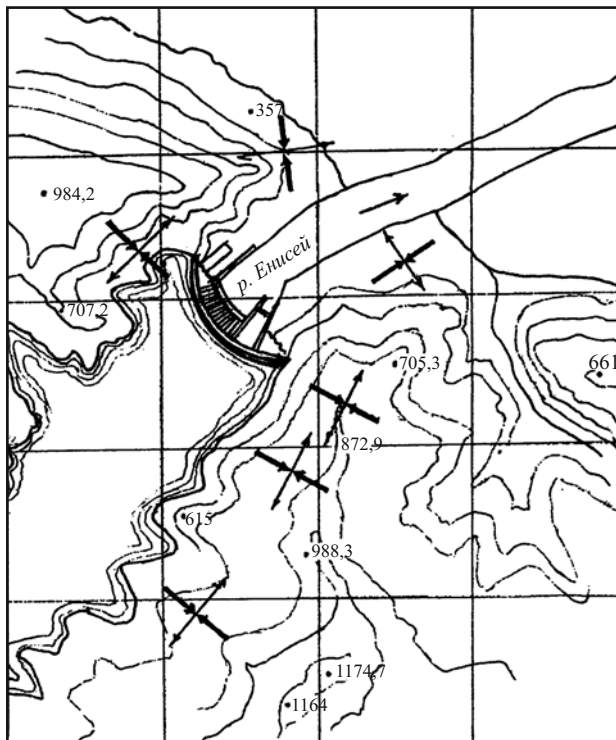
а — правобережная секция 55, розетка 118 на расстоянии 2 м от верховой грани;

б — левобережная секция 3;

в — схема расположения розетки 140 в секции 3

зафиксированы подвижки концевых участков береговых штолен на 20 – 30 мм, закрытие шва плотина — ГЭС, подъём реперов нивелирного хода в нижнем бьефе на 15 – 20 мм за плотиной и до 5 мм на расстоянии 1 км от плотины. Это явный признак сдвиговых смещений по руслу от действия гидростатического давления на плотину. Величина этого сдвига оценивается примерно в 20 – 30 мм по контакту с основанием, а в глубину охватывает зону до 60 м. Якоря обратных отвесов на глубине 40 м имеют незатухающие смещения.

Наиболее убедительным доказательством влияния тектонических напряжений является постоянный рост сжимающих арочных напряжений в нижней, приконтактной части плотины, где существует постоянный температурный режим и влияние внешних техногенных и сейсмических возмущений менее заметно. Так, на напорной грани у левого берега в зоне отм. 430 м в секции 10 при равных УВБ 539 м напряжения увеличились с 5,2 в 1997 г. до 5,9 МПа в 2007 г., в симметричной секции 55 увеличились с 7,4 до 8,4 МПа. В русловой секции 18 на отм. 320 м напряжения возросли с 3 до 3,3 МПа. На низовой грани плотины напряжения возрастали с большей интенсивностью: у левого берега в секции 3 в зоне отм. 512 м рост напряжений составил с 16 в 1997 г. до 19,5 МПа в 2007 г., в приконтактной части секции 18 — с 5 до 8,3 МПа, в приконтактной части ключевой секции — с 1,8 до 3,7 МПа. У правого берега в приконтактной части секции 45 напряжения увеличились с 4,9 в 1997 г. до 5,3 МПа в

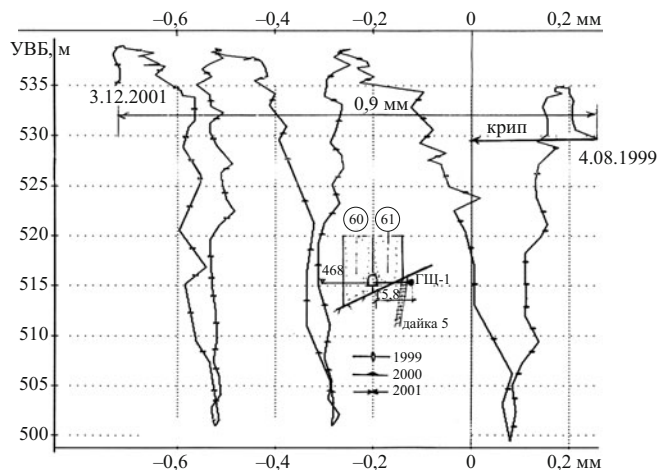


**Рис. 3.** Схема главных осей локального поля тектонических напряжений в районе створа Саяно-Шушенской ГЭС по данным Института земной коры и геофизики СО РАН:

→← — сжатие; ←→ — растяжение

2001 г.; в секции 64, которая симметрична с левобережной секцией 3, напряжения арочного сжатия увеличились с 2,4 в 1997 г. до 3,9 МПа в 2001 г. При этом поле напряжений в береговых примыканиях и в плотине ещё не стабилизировалось, и ожидания стабилизации вряд ли оправдаются в регионе с нестабильной тектоникой и сейсмической опасностью в 9 баллов по карте ОСР-97.

Значительный интерес представляет собой поле напряжений в системе “плотина — основание — водохранилище” Токтогульской ГЭС на р. Нарын в Кыргызстане. В период изысканий собственные тектонические напряжения в бортовых массивах горных пород (известняки) в верхней части были определены на уровне 6,5 МПа, в средней части 7 МПа, в нижней части с направлением вектора сжатия по нормали к руслу — до 17 МПа. Измеренные в бетоне левобережной секции напряжения сжатия того же направления имеют максимальное значение 3,8 МПа. Это означает, что в зоне переменного уровня водохранилища, между отм. 900 и 837 м, произошла частичная разгрузка тектонических напряжений в примыкающих береговых массивах. Со стороны более высокого левого берега наблюдается криповое давление, проявляющееся в стабильно закрытых межсекционных швах плотины. Раскрытие швов на напорной грани у правого берега достигает 0,4 мм. По показаниям прямых отвесов отмечен слабый наклон секций к правому бе-

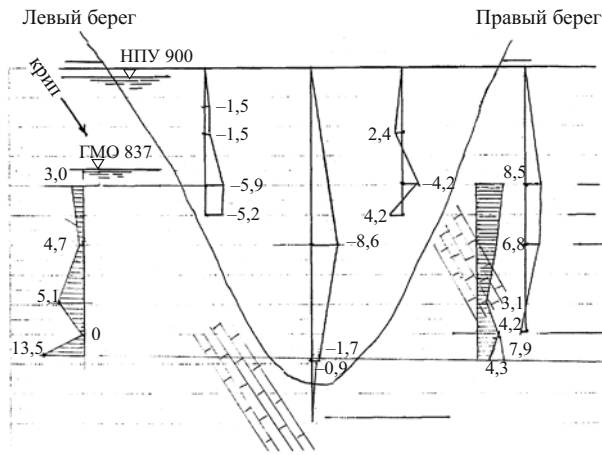


**Рис. 4.** График горизонтальных смещений по контакту скала — бетон в правобережном примыкании плотины Саяно-Шушенской ГЭС в зависимости от УВБ по показаниям экстензометра-щелемера

регу, что подтверждает наличие крипа со стороны левого берега (рис. 5).

Наблюдения по тросовым экстензометрам на правобережном откосе над гребнем плотины показывают наличие необратимой компоненты вертикальных смещений, что может быть результатом тектонического сжатия и взвешивающего давления. Об этом свидетельствует также медленный процесс восстановления осадок — в 2004 г. на 4,8 – 5,1 мм, уменьшение фильтрационных расходов с 87 л/с в 1994 г., до 52 л/с в 2000 г. Стоит отметить, что на снижение фильтрационных расходов влияет также кольматация трещин в основании. Поле напряжений в районе створа плотины не является постоянным из-за высокой сейсмической активности региона, обусловленного близостью Таласо-Ферганского и Нарыно-Чичканского разломов первого порядка. Принятые в проекте решения о клиновидных межсекционных швах плотины, передающих нагрузку на берега, полностью себя оправдали.

Наибольшее влияние на напряженно-деформированное состояние плотин оказывают оползневые и потенциально неустойчивые массивы (ПНМ). Показательным примером является нагрузка от ПНМ более высокого левого берега на плотину Чиркейской ГЭС. Массив из сланцевых карбонатных пород с глиняными прослойками (склон Хадумской антиклинали) имеет дислокацию с наклоном слоёв в сторону русла и верхний бьеф. В результате в плотине возникло несимметричное, косо направленное по вектору крипа распределение напряжений, подтверждённое сеймопросвечиванием (рис. 6), а также небольшая депланация гребня и резко неравномерное распределение расходов обходной фильтрации — 92 % её проходит через правый берег.



**Рис. 5.** Схема максимальных смещений вдоль створа Токтогульской плотины (2004 г.) вдоль створа по показаниям прямых отвесов (ось  $Y$ ) и эпюры давления обходной фильтрации (2005 г.)

Нагрузка от левобережного ПНМ сказалась даже на смещении пробки плотины, зажатой в ущелье. За один год (2006 – 2007) левобережные марки сдвинулись в сторону нижнего бьефа на 1,2 мм. Тем не менее эти обстоятельства не являются опасными для прочности и устойчивости успешно эксплуатируемой плотины благодаря наличию массивной бетонной пробки, распирающей ущелье р. Сулак. Опасность может возникнуть только при максимальном расчётном землетрясении в 10 баллов.

Сложная ситуация от воздействия правобережного оползня объёмом в 30 млн. м<sup>3</sup> создалась в створе арочной плотины Миатлинской ГЭС. Движение оползня, который продвинулся к плотине более чем на 7 м, передаётся касательными напряжениями на коренные породы и на правый борт плотины. Образовалась депланация арки с отклонением гребня ключевой секции плотины в верхний бьеф на 8 см вместо расчётного значения 7 см в нижний бьеф. Арочные напряжения в нижней части низовой грани у левого берега превысили 15 МПа. Кроме того, движение оползня способствует раскрытию трещин в коренных породах правого берега и развитию обходной фильтрации при НПУ с выносом заполнителя трещин, что вынуждает эксплуатировать плотину при пониженном напоре.

Контрфорсная плотина Зейской ГЭС, рассчитанная по плоской задаче, оказалась в объёмном напряженном состоянии из-за крипового давления со стороны более высокого правого берега — сейсмоактивного хребта Тукурингра. Контрфорсы, объединённые перекрытиями полостей и турбинными водоводами в станционной части, испытывают поперечные деформации. По данным СибВНИИГ напряжения в оголовках контрфорсов достигают уровня сжатия в 17 МПа. Ситуацию осложняет повышение сейсмической опасности с 6 по проекту до 9 баллов по карте ОСР-97.

Анализ результатов натурных наблюдений показывает, что принятая в учебниках концепция Фогта [5] о податливости береговых примыканий далеко не всегда справедлива. Для сложнопостроенных горных сооружений типа антиклиналей с высоким уровнем собственных тектонических напряжений она неприемлема. Механизм воздействия на плотину со стороны берегов объясняется двумя главными факторами:

- пуассоновыми деформациями от собственного веса массива по гипотезе Терцаги — Динника [6] и при снижении параметров сопротивления сдвигу в породе от водонасыщения и обходной фильтрации;
- разгрузкой собственных тектонических напряжений в береговых массивах от переменного УВБ, замораживания и оттаивания откосов, разогрева от инсоляции, эффекта Ребиндера (снижения адгезионной прочности пород при водонасыщении).

Схождению берегов могут способствовать также осадка ложа водохранилища, снижение модуля деформации основания и сеймотектоническая активность региона. Поверочные расчёты величины приращений напряжений от горизонтального сжатия со стороны береговых примыканий по гипотезе Терцаги — Динника для плотин Чиркейской и Саяно-Шушенской ГЭС показали приемлемую сходимость с измеренными величинами напряженно-деформированного состояния горных пород. Величина этих дополнительных напряжений определялась по формуле

$$\delta\sigma_z = \mu/(1 - \mu)\Delta\sigma_h + \Delta W\alpha^2, \quad (1)$$

где  $\Delta\sigma_h$  — литостатические напряжения на глубине  $h$  от дневной поверхности более высокого берега;  $\Delta W$  — гидростатическое давление обходной фильтрации со стороны более высокого берега;  $\alpha^2$  — коэффициент эффективности передачи давления:  $\alpha^2 = 0,5 \dots 0,8$  в зависимости от степени трещиноватости массива;  $\mu$  — коэффициент Пуассона.

При этом сравнительную высоту береговых примыканий следует принимать по отметкам на расстоянии от примыкания, равном проектному напору на плотину по обоим берегам. Имеется в виду, что именно такой объём береговых массивов подвергается разуплотнению и разгрузке под воздействием переменных УВБ и обходного потока фильтрации. К полученным по формуле (1) напряжениям  $\Delta\sigma_z$  следует прибавлять величину разгруженных тектонических напряжений  $\sigma_{\tau}$ , определённых экспериментально. Для особого сочетания нагрузок сейсмогенные напряжения  $\sigma_c$  от воздействия максимального расчётного землетрясения определяются по нормам. Таким образом, предельно возмож-

ные напряжения от геодинамического влияния со стороны берегов могут быть выражены уравнением

$$\Delta\sigma_z = \mu/(1 - \mu)\Delta\sigma_h + W\alpha^2 + \sigma_T + \sigma_c. \quad (2)$$

Содержание мониторинга береговых примыкающих вытекает из формулы (2). В период изысканий должны быть обязательно определены тектонические напряжения в примыканиях плотины и главные векторы в локальном поле этих напряжений. Штатные существующие и действующие измерительные системы плотин позволяют получить суммарную картину напряженно-деформированного состояния сооружения с учётом геодинамического влияния [7]. Это влияние можно определить повторными систематическими измерениями собственных тектонических напряжений в породах методом гидроразрыва, компенсации напряжений и последующим регрессионным анализом. В периоды экстремальных УВБ и особого сочетания нагрузок необходимо измерять хорды арочных плотин и расстояния между берегами в створах распорных плотин с геодезическим контролем смещений откосов. Очень важно иметь средства измерений на контактах скала — бетон, в русле и по берегам проводить комплексный анализ результатов измерений по всем видам КИА и по итогам визуальных обследований.

## Выводы

1. В тектонически нестабильных и сейсмоопасных регионах значительное влияние на формирование напряженно-деформированного состояния бетонных плотин оказывают тектонические напряжения. Это влияние зависит от прочности, дислокации, геоморфологии и структурных особенностей основания. Чем сложнее оно построено, тем заметнее это влияние.

2. На стадии проекта влияние тектонических напряжений целесообразно учитывать по гипотезе Терцаги — Динника в качестве его минимально возможного значения. В технических решениях, в конструкции сооружений следует предусматривать компенсирующие мероприятия для минимизации негативного влияния тектонических напряжений и максимального его использования в целях повышения устойчивости и прочности плотин.

3. В процессе эксплуатации высоконапорных плотин в тектонически нестабильных регионах должна быть система контроля за изменениями локального поля тектонических напряжений в районе створа, а также система прогноза опасных быстрых и медленных тектонических движений.

Все материалы натурных наблюдений получены от служб мониторинга гидротехнических сооружений гидроэлектростанций, за что авторы приносят им глубокую благодарность.

## Список литературы

1. Марчук А. Н., Марчук Н. А. Плотины и геодинамика. — М.: ИФЗ РАН, 2006.
2. Проектирование и строительство больших плотин: По материалам 5-го Международного конгресса по большим плотинам. — М.: Госэнергоиздат, 1958. С. 290 – 291.
3. Проектирование и строительство больших плотин. Сейсмостойкость и проектирование сейсмостойких плотин. — М.: Энергоатомиздат, 1985. С. 153.
4. Кутепов В. М. Опыт определения напряженного состояния в массиве метаморфических пород створа Саяно-Шушенской ГЭС // Гидротехническое строительство. 1965. № 1. С. 4 – 6.
5. Рассказов Л. Н., Орехов В. Г., Правдивец Ю. П. и др. Гидротехнические сооружения. — М.: Стройиздат, 1996. Ч. 1.
6. Комплексные инженерно-геофизические исследования при строительстве гидротехнических сооружений. — М.: Недра, 1990.
7. Марчук А. Н., Манько А. В. Тектонофизические аспекты напряженно-деформированного состояния больших бетонных плотин // Вестник МГСУ. 2010. № 4. С. 99 – 106.

# Разработка технологии ремонта и реконструкции гидротехнических сооружений с использованием алмазной резки и сверления

Зерцалов М. Г., доктор техн. наук, Косолапов А. В., инженер (МГСУ)

Представлена методика применения технологии ремонта, реконструкции и демонтажа гидросооружений методом алмазной резки и сверления бетонных и железобетонных конструкций. Даны рекомендации по выбору оборудования, по определению оптимальных размеров демонтируемых элементов и по определению объемов работ, представлена методика расчета времени выполнения работ.

**Ключевые слова:** алмазная резка, бетон, железобетон, реконструкция, демонтаж, гидросооружения.

Среди строительных технологий значительное место занимает ремонт, реконструкция и демонтаж сооружений различного назначения. Существует множество методов и способов выполнения таких работ. Однако, в последнее время особое внимание уделяется методу, использующему алмазную резку и сверление, который на настоящий момент является наиболее прогрессивным и обладающим максимально широким спектром возможного применения. Метод резки и сверления с использованием алмазного инструмента существует уже 30 лет, но до сего дня нет сформированной нормативной базы, которая бы превратила *метод* в *технологию* строительного производства.

Анализ международного и отечественного опыта позволяет выявить особенности технологии ремонта и реконструкции гидротехнических объектов с использованием алмазного сверления и резки и её отличие от проведения подобных работ в других отраслях строительства (табл. 1).

Для упрощения применения технологии разработаны рекомендации по ее использованию на гидротехнических объектах в зависимости от поставленной задачи (табл. 2).

Технологическая цепочка состоит из методики подбора оборудования, выбора схемы резки и определения времени производства работ.

При выполнении работ по резке бетона и железобетона необходимо также правильно выбрать машины и механизмы для демонтажа, к которым относятся подъемный кран (в случае возможности его применения на объекте), автотранспорт для транспортировки бетонных и железобетонных элементов к месту их утилизации.

Время работ, выполняемых с помощью алмазной резки, зависит не только от времени, затрачиваемого на весь технологический цикл, начиная с установки используемой техники и кончая её демонтажом. Очень много зависит от выбранной схемы разрезки сооружения, а также от веса и размера элементов, на которые будет разрезана бетонная или железобетонная конструкция. Для того чтобы минимизировать количество резки при выполнении работ, перед их началом производится расчет мак-

симального веса отрезаемого элемента, который определяется как наибольшей грузоподъемностью используемого крана, так и его грузоподъемностью при различных вылетах стрелы. Это позволяет связать месторасположение отрезаемых элементов железобетонных конструкций с местами стоянок крана, четко ограничивая зону его действия.

Знание максимального веса элемента (блока)  $G$  позволяет перейти к расчету его геометрических параметров. При удельном весе бетона  $\gamma$  объем блока  $V$  вычисляется по формуле

$$V = G/\gamma. \quad (1)$$

Определив объем  $V$  блока и его высоту (глубину реза)  $H$ , следует рассчитать площадь поверхности блока  $S$  в плане:

$$S = H/V. \quad (2)$$

Далее определяются форма блока, которая обеспечит наиболее оптимальную схему разрезания конструкции при минимальной площади реза. Рассмотрение различных форм блока показывает, что наиболее простая схема разрезания имеет место при форме блока в виде прямоугольного параллелепипеда. При этом в случае равной глубины реза  $H$  и различной площади прямоугольной поверхности блока длина реза определится соотношением длинной и короткой сторон прямоугольника. При равной площади периметры этих прямоугольных фигур различаются весьма значительно. Расчеты показали, что оптимальной схемой разрезания конструкции на элементы является схема, при которой поверхность каждого элемента представляет собой квадрат. Принимая форму поверхности вырезаемого элемента в виде квадрата и зная его площадь, определим длину стороны квадрата:

$$l \approx \sqrt{S}, \quad (3)$$

где  $l$  – длина единичного реза.



Для определения длины реза всей конструкции  $L$  определяется общее число единичных резов:

$$N = 2n - \frac{n'}{2} - 2, \quad (4)$$

где  $N$  — общее число единичных резов;  $n$  — общее число элементов;  $n'$  — общее число крайних элементов.

Длина реза всей конструкции равна

$$L = N \cdot l. \quad (5)$$

Рассмотренная схема резания возможна лишь в том случае, если отрезаемые элементы имеют одинаковый вес и их демонтаж осуществляется при одном вылете стрелы крана. В случае, когда необходимо менять вылет стрелы, конструкция в плане делится на зоны, в зависимости от грузоподъемности крана при различных вылетах стрелы, определяющих вес единичного элемента каждой зоны. Общее число резов в каждой из зон

$$N = 2n - \frac{n'}{2} + n' - 2, \quad (6)$$

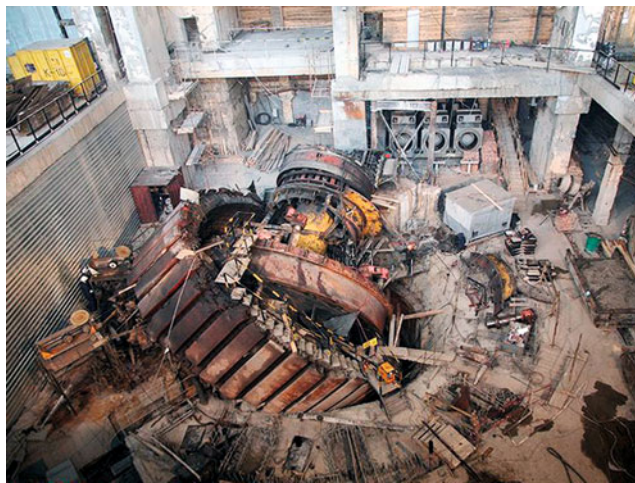
Т а б л и ц а 1

Промышленно-гражданское и другие виды строительства	Гидротехническое строительство
Объемы демонтируемых элементов массивов и конструкций имеют стандартные размеры	Демонтируемые элементы намного крупнее и различаются как по объему, так и по форме в 10 раз и более
Проведение работ возможно в любое время года	Сезонность проведения работ по ремонту и реконструкции гидросооружений (шлюзы, каналы и пр.) и особый график проведения работ (в период закрытия навигации, в межпаводковый период и пр.)
Чаще всего доступ к месту выполнения работ обеспечен со всех сторон сооружения	Как правило, возможность доступа к месту проведения работ ограничена
Применение любой модификации кранов при демонтаже отрезанных конструкций	Выбор модели крана полностью зависит от конкретных условий доступа к месту производства работ (во многих случаях отсутствует возможность применения крана при демонтаже отрезанных элементов, что вызывает необходимость применения лебедок и талей)
Отсутствие подводных работ	Проведение работ по ремонту и реконструкции подводных частей сооружений, что требует применения специально разработанной техники с гидравлическим приводом рабочего органа и усложняет контроль в процессе выполнения работ
Требования по сохранению монолитности конструкций не оговариваются	Повышенные требования к сохранению монолитности конструкций и образованию в них трещинообразования
Влияние производства работ на состояние основания сооружения не учитывается	Повышенные требования к состоянию основания при замене лицевого бетона или демонтаже элементов сооружения в нижнем бьефе, облицовок откосов каналов и стенок шлюзов
Средняя насыщенность техникой, не более 1 машины на 20 м <sup>2</sup>	Высокая насыщенность техникой на захватке (до 4 машин на 20 м <sup>2</sup> ), вызванная большими объемами работ на одном объекте. Дополнительные мероприятия по технике безопасности
Применение всей линейки оборудования	Применение машин повышенной мощности, вызванное массивностью ремонтируемых сооружений и, как следствие, большими объемами работ на одном объекте. Дополнительные мероприятия по технике безопасности
Стандартные требования к качеству выполняемых работ	Повышенные требования к качеству выполняемых работ. Недопущение нарушения монолитности сооружения
Стандартные требования к соблюдению правил производственной безопасности	Повышенные требования к соблюдению правил производственной безопасности, связанные с особо опасными условиями производства работ. Дополнительные мероприятия по технике безопасности
Стандартные требования по охране окружающей среды	Повышенные требования по сохранению окружающей среды при проведении работ в водоохраной зоне

где  $n''$  — число элементов, прилегающих к соседней зоне.

Одним из основных факторов, определяющих эффективность технологического процесса, является фактор времени, затраченного на выполнение составляющих процесс операций как для алмазной резки, так и для алмазного сверления. С целью его изучения были проведены исследования зависимости этого фактора от скорости резания, зависящей от длины и глубины реза, условий проведения работ и прочности бетона. К условиям проведения работ, которые сказываются на их продолжительности, можно отнести погодные факторы (температура воздуха), работу в стесненных условиях (размеры помещения), работу с туры, лесов и подмостей (высота или расстояние от пола) и армированность конструкций (отношение площади перерезаемой арматуры к общей площади реза или площади развертки цилиндра сверления). Исследования влияния этих факторов проводились на основе обработки статистических данных, накопленных за время работы на строительных объектах.

Для определения влияния этой группы факторов введем общий коэффициент увеличения продолжительности работ. Коэффициент выведен эм-



а)



б)

Работы по разборке второго гидроагрегата Саяно-Шушенской ГЭС:

а — сразу после аварии; б — два года спустя

пирическим путем на основе анализа многочисленных экспериментальных измерений:

$$k_{\text{пов}} = \frac{k_{\text{клим}} + k_{\text{сту}} + k_{\text{выс}} + k_{\text{арм}}}{4}, \quad (7)$$

где  $k_{\text{клим}}$  — коэффициент, учитывающий сложность проведения работ в сложных температурных условиях;  $k_{\text{сту}}$  — в стесненных условиях;  $k_{\text{выс}}$  — на высоте;  $k_{\text{арм}}$  — при большом армировании бетона.

Т а б л и ц а 2

Виды работы	Работа
Ремонтные работы	Локальная замена лицевого бетона стенок шлюзов и водопроводящих каналов
	Локальная замена обделок и облицовок гидротехнических туннелей
Реконструкция	Изменение геометрии водоводов в теле плотины
	Изготовление новых водоводов
	Уменьшение высоты водосливов
	Полная замена железобетонной облицовки откосов и днища водопроводящих каналов
	Замена закладных частей механического оборудования гидросооружений
Демонтаж	Демонтаж железобетонных конструкций ГЭС
	Демонтаж мостовых переходов
	Демонтаж стенок шлюзов
	Демонтаж причальных стенок
	Демонтаж механического и гидросилового оборудования

Т а б л и ц а 3

Температура, °С	$k_{\text{клим}}$	Температура, °С	Значение коэффициента $k_{\text{клим}}$
0	1,0	+ 25	1,0
- 5	1,1	+ 30	1,1
- 10	1,2	+ 35	1,2
- 15	1,3	+ 40	1,3
- 20	1,4	+ 45	1,4
- 25	1,5	+ 50	1,5

При отрицательных значениях температуры окружающего воздуха (с – 5 по – 25 °С) необходимы дополнительные мероприятия по организации водоснабжения, дополнительное время на обогрев оператора, дополнительное время на полный слив воды и продувку системы сверления при перестановке на другую захватку и пр. При производстве работ в условиях повышенных температур значение коэффициента также изменяется с повышением температуры воздуха. Значения коэффициента климат приведены в табл. 3.

Коэффициенты равно применимы как для алмазной резки (дисковой и канатной), так и для алмазного сверления.

Т а б л и ц а 4

Факторы влияния	Рекомендации
Глубина реза	Максимальная глубина реза стенорезной машины определена техническими параметрами завода-изготовителя, но для получения оптимальной производительности рекомендуется использование оборудования, имеющего, как минимум, 20 % запаса по глубине реза. При глубине реза до 30 см возможно использование стенорезных машин с электрическим приводом. При глубине реза до 50 см возможно использование высокочастотных стенорезных машин
Длина реза	Для получения минимального количества квадратных метров реза рекомендуется производить разбивку разрезаемого элемента конструкции на фрагменты с геометрической формой, стремящейся к форме квадрата. При длине реза более 2 м рекомендуется использование дополнительных рельсов
Степень армированности бетона*	При проценте армированности выше 1,5 % рекомендуется применение стенорезных машин с гидроагрегатами не ниже 20 кВт, при 4,5 % и выше мощность должна быть не менее 30 кВт
Работа в стесненных условиях	Рекомендуется применение стенорезных машин с пультом дистанционного управления
Работа с подмоостей и лесов	Рекомендуется применение стенорезных машин с пультом дистанционного управления
Технические параметры оборудования	Для сравнения технических параметров оборудования рекомендуется применять “Технические параметры алмазной техники, рекомендованные к упоминанию в технической информации заводов изготовителей” — международный документ, принятый Международной ассоциацией специалистов по алмазной резке и сверлению (IACDS)

\* — Отношение площади перерезаемой арматуры к общей площади реза или площади развертки цилиндра сверления.

При выборе оборудования для дисковой резки необходимо рассмотреть факторы, влияющие на выбор техники (табл. 4), и исходя из этого выполнить подбор необходимой техники.

Для определения времени, необходимого для выполнения работ по алмазной резке железобетона, производится предварительный расчет, основанный на особенностях технологического процесса. Для получения данных по временным параметрам технологических операций был проведен хронометраж при различных условиях проведения работ, различных физических данных оператора, различных глубинах резки и различной длине единичного реза. Полученные данные были обработаны, и в дальнейших расчетах применялись усредненные показатели.

Общее время резки есть сумма времени единичных серийных резов. Время, затраченное на выполнение единичного реза, состоит из времени монтажа машины и оборудования для резки, время резки, время демонтажа и время перемещения оборудования и инструмента на следующее место производства работ.

$$T_{\text{ед.рез}} = k_{\text{пов}}(t_{\text{м}} + t_{\text{рез}} + t_{\text{дм}} + t_{\text{пер}}), \quad (8)$$

где  $k_{\text{пов}}$  — повышающий коэффициент;  $t_{\text{м}}$  — время монтажа;  $t_{\text{рез}}$  — время резки;  $t_{\text{дм}}$  — время демонтажа;  $t_{\text{пер}}$  — время перемещения оборудования и инструмента на следующее место производства работ.

Т а б л и ц а 5

Скорость проходки в железобетоне с армированием до 1,5 %

Класс бетона	Скорость проходки, см/мин
B3,5	5,3608
B5	5,2620
B7,5	5,0904
B10	4,9188
B12,5	4,7472
B15	4,5808
B20	4,2376
B25	3,8996
B30	3,5564
B35	3,2184
B40	2,8752
B45	2,5372
B50	2,1940
B55	1,8560
B60	1,5128

Технология ремонта и реконструкции гидросооружений методом алмазной канатной резки описывается аналогично дисковой резке. Выбор оборудования для канатной резки определяется так же, как и в случае дисковой резки, с учётом факторов влияния (табл. 4).

Для расчета времени производства работ применительно к канатной резке можно пользоваться тем же алгоритмом, который применим и к дисковой резке, т.е. формула (8) справедлива и для канатной резки, но ее составляющие имеют свои характерные особенности.

При рассмотрении технологии реконструкции гидротехнических сооружений методом алмазных технологий необходимо остановиться еще на одном ее компоненте — на алмазном сверлении. Как было сказано выше, факторы, влияющие на время производства работ для резки и сверления, одинаковы, таким образом, поправочные коэффициенты, полученные для алмазной резки, будут справедливы и для сверления.

Для расчета времени производства работ необходимо определить время сверления. Общее время сверления есть сумма времени единичных серийных сверлений:

$$T_{\text{св}} = \Sigma T_{\text{св.ед.}} \quad (9)$$

Время сверления единичного отверстия, можно записать как

$$T_{\text{св.ед.}} = k_{\text{пов}}(t_{\text{м}} + t_{\text{св}} + t_{\text{дм}} + t_{\text{пер}}), \quad (10)$$

где  $t_{\text{м}}$  — время монтажа;  $t_{\text{св}}$  — время сверления;  $t_{\text{дм}}$  — время демонтажа;  $t_{\text{пер}}$  — время перемещения оборудования и инструмента на следующее место производства работ.

В результате проведенных исследований была установлена зависимость скорости проходки от прочности бетона.

Анализ графика зависимости скорости проходки от прочности бетона показывает, что между скоростью проходки и возрастанием прочности бетона существует практически линейная зависимость. Эту зависимость можно выразить формулой

$$V_{\text{пр}} = 5,6 - R \cdot 0,0052. \quad (11)$$

Для удобства пользования данные графика приведены к табличной форме зависимости скорости проходки от класса бетона (табл. 5).

При проведении ремонта, реконструкции и демонтажа гидротехнических сооружений с использованием алмазных технологий ниже уровня воды время работ существенно увеличивается. При этом в формулу вводится время подготовительных работ:

$$T_{\text{под.св.ед.}} = t_{\text{подг}} + k_{\text{под}}(t_{\text{м}} + t_{\text{св}} + t_{\text{дм}} + t_{\text{пер}}). \quad (14)$$

В связи с повышенной сложностью проведения работ под водой все предстоящие операции сначала моделируются на суше, поэтому ко времени производства основных работ прибавляется величина  $t_{\text{подг}}$ . По наблюдениям,  $t_{\text{подг}}$  составляет до 80 % от общего времени производства работ,  $k_{\text{под}}$  — повышающий коэффициент, учитывающий сложность проведения работ под водой ( $k_{\text{под}} = 3 \dots 5$ ).

Необходимо отметить, что применение алмазных технологий на гидротехнических объектах в их подводной части является единственно возможным методом проведения работ по изготовлению отверстий и проемов при ремонте и реконструкции гидросооружений.

Разработанная технология ремонта и реконструкции гидросооружений была применена при восстановительных работах на Саяно-Шушенской ГЭС. После аварии были выполнены работы по демонтажу железобетонных конструкций перекрытий машинного зала на гидроагрегатах (ГА-2, ГА-7 и ГА-8), а также монолитного бетона 9-го яруса на ГА-2 (рисунок). При демонтаже гидроагрегатов была применена технология алмазной резки статора, изготовленного из электротехнической стали, а также кольца и вала ротора.

На ГА-2 выполнялась алмазная канатная резка перекрытия толщиной 800 мм и размерами в плане  $33 \times 24$  м. Конструкция разрезалась на блоки весом до 15 т. Аналогичные работы выполнялись и на других гидроагрегатах. При демонтаже железобетона на 9-м ярусе бетонирования был применен метод глубинной канатной резки для формирования блоков с размерами основания  $2 \times 2,5$  м.

Применение алмазных технологий при восстановительных работах на Саяно-Шушенской ГЭС наглядно продемонстрировало возможность с их помощью решать уникальные инженерные задачи, связанные с ремонтом и реконструкцией гидротехнических сооружений различных типов.

# Формирование факела распыла свободной струи при выбросе закрученного потока в атмосферу

Зуйков А. Л., доктор техн. наук (МГСУ)

В современной мировой гидроэнергетике одной из преобладающих является тенденция к строительству гидроузлов с высокими плотинами, которая связана с необходимостью решения ряда инженерных и научных задач по обеспечению безопасности гидросооружений. Такой задачей можно назвать создание надежных глубинных высоконапорных водопропускных сооружений. Эффективным средством её решения является применение вихревых водосбросов [1], оборудованных вихревыми затворами. Вихревые затворы (рис. 1), в которых плавное регулирование пропускаемого расхода от нуля до максимума осуществляется поворотом лопаток направляющего аппарата, аналогичного направляющему аппарату реактивной гидротурбины, практически не имеют ограничения по напору. После вихревого затвора в цилиндрический отводящий водовод (диаметром  $2R$ ) поступает закрученный (циркуляционно-продольный) поток, имеющий помимо аксиальных скоростей  $u_x$ , направленных вдоль водовода, азимутальные скорости  $u_\phi$ , направленные по его окружности и создающие поперечную циркуляцию в потоке. Являясь отечественной разработкой начала 70-х годов прошлого века [2, 3], вихревой затвор сразу же получил признание специалистов как один из наиболее надежных глубинных высоконапорных регулирующих затворов. Вместе с тем эта конструкция считается излишне сложной, а следовательно, дорогой. На наш взгляд, высокая стоимость оборудования здесь вполне оправдана целями надежности. Если речь идет о высоких напорах, то малая уступка качеству может оборачиваться немалыми последствиями. Как показывает опыт, стремление к удешевлению конструкций сопровождается потерями в их надежности, что в результате приводит к авариям. Особую актуальность тема приобретает в свете возвращения к Рогунскому проекту, где предусматривается строительство вихревых водосбросов.

Надежность вихревого затвора заложена в принципе регулирования расхода этим устройством, которое достигается не только путем дросселирования водопропускного отверстия, но и за счет изменения поперечной циркуляции потока. Переведя значительную или основную часть механической энергии потока в энергию циркуляционного движения и избыточное центробежное давление, их затем можно погасить по длине отводящего водовода или распылить поток при выбросе в атмосферу. Обладая малым гидравлическим сопротивлением, вихревой затвор оказывает на поток соот-

ветственно малое воздействие, направляя его поворотными хорошо обтекаемыми лопатками направляющего аппарата и, в свою очередь, испытывая от потока малое обратное воздействие. При этом взаимодействующие с потоком поворотные лопатки вынесены на периферию формируемого ими закрученного течения — в зону, где высокое избыточное давление поля центробежных сил подавляет кавитацию.

Сегодня построено значительное число водосбросов с циркуляционно-продольным движением жидкости в проточном тракте. В основном это шахтные вихревые водосбросы в Италии, в 2005 г. сданы в эксплуатацию крупнейшие в мире вихревые водосбросы ГЭС Тери (Индия) с горизонтальными туннелями. Сегодня становятся очевидными некоторые негативные стороны схемы с гашением энергии циркуляционного движения по длине отводящего водовода. При этой схеме управляемо и плавно погасить избыточную энергию потока, переведенную в поперечную циркуляцию, весьма затруднительно. Существо проблемы здесь не в том, что на ГЭС Тери закрутка потока осуществляется тангенциальными завихрителями [4], не способными формировать симметричные относительно оси водовода и, следовательно, устойчивые циркуляционно-продольные течения, а в более фундаментальных свойствах таких течений. Установлено [5, 6] и в последние годы доказано [7 – 10], что с гашением поперечной циркуляции поток, оставаясь высокоскоростным, теряет устойчивость и разрушается. Даже в том случае, если идеальным завихрителем, к которым следует отнести вихревой затвор, сформировано симметричное относительно оси водовода циркуляционно-продольное течение, то и тогда по мере продвижения по водоводу оно, теряя устойчивость, трансформируется в спиралевидное. Смена формы движения потока проявляется в нарастающем по длине водовода спиралевидном изгибе его оси вращения — так называемого вихревого шнура, при этом сам вихревой шнур, обтекаемый закрученным потоком, сначала сохраняет стабильное пространственное положение. Дальнейшее затухание закрутки приводит к дестабилизации спиралевидного шнура: шнур начинает вращаться вместе с потоком, после чего поток распадается на отдельные крупные вихревые образования. Это явление называется “распадом вихря” (в англоязычной литературе — “vortex breakdown”). Прецессия и распад вихря сопровождаются мощной динамикой с уровнем пульсаций скоростей и

давлений существенно превышающим уровень развитой турбулентности. Механизм потери устойчивости и смены форм движения циркуляционно-продольного течения сегодня известен. Любой закрученный поток имеет две характерные области: вихресодействующую центральную область (вихревое ядро) со значительной завихренностью и периферийную область с малой завихренностью. Вихревое ядро является нестационарной областью потока, в которой зарождаются возмущения, нарушающие его осевую симметрию. В результате, теряя циркуляцию, а с ней силовое центробежное поле, поток оказывается слаб по отношению к несимметричным возмущениям и переходит от симметричной формы к спиралевидной. Дальнейшее вырождение циркуляции приводит к распаду циркуляционного течения в связи со слабостью остаточной закрутки. Описанные явления происходят в отводящих водоводах длиной более 60 их диаметров, а также при выходе закрученного потока под уровень нижнего бьефа. Потерю устойчивости с разрушением высокоскоростного потока и переход к стохастическому движению следует признать опасными. Вывод: вихревые водосбросы с длинными отводящими водоводами или с выходом закрученного потока под уровень нижнего бьефа можно применять как исключение при обосновании допустимости техногенных рисков, оптимальной следует признать схему с коротким (от 3 до 10 диаметров) отводящим водоводом и выбросом закрученного потока в атмосферу.

Рассмотрим последнюю схему. Минувя вертикальный срез отводящего водовода и выходя в атмосферу, закрученный поток приобретает форму однополосного гиперболоида вращения (рис. 1, б), напоминая этим струю, исходящую в атмосферу из-под конусного затвора. Такая форма выходящей струи обусловлена не только закруткой потока, но и наличием в нем замкнутого на атмосферу вихревого жгута — воздушной полости радиусом  $r_0$  с атмосферным давлением [11]. Эта схема позволяет избежать описанные выше риски, отбросив высокоскоростную струю от сооружения и погасив её энергию путем аэрации и распыления в атмосфере, а также в месте падения в воронке размыва на дне нижнего бьефа. Однако на рис. 1, б можно видеть, что низовая часть выходящей струи резко уходит вниз к подошве сооружения, что нежелательно. В водосбросе с сопряжением бьефов отбросом струи воронка размыва должна располагаться на таком удалении от сооружения, при котором опасность подмыва последнего исключается.

Эффективный отброс потока от сооружения может обеспечиваться струенаправляющим дефлектором, простейшим из которых является косою срез выходного сечения отводящего водовода вихревого

водосброса под углом  $\alpha$  к горизонту (рис. 2). Задачами гидравлического расчета такого выхода закрученного потока в атмосферу являются: при заданных характеристиках вихревого затвора и высоте отводящего водовода над дном нижнего бьефа  $Z_{НБ}$  рассчитать угол среза водовода  $\alpha$ , после чего построить пространственную форму отброшенной свободной струи (факел распыла) и установить место ее падения, где в грунте нижнего бьефа должна образоваться воронка размыва.

Пусть закрученный поток имеет вращение против часовой стрелки (А-А, рис. 2). Нетрудно видеть, что в этом случае исключить сброс потока в сторону подошвы сооружения можно, если его выпуск в атмосферу осуществить только в правом секторе выходного сечения в пределах по углу  $0 < \beta < \pi$ . Это условие выполняется, если угол закрутки потока

$$\theta = \arctg\left(\frac{u_{\theta}}{u_x}\right) \quad (1)$$

существенно превышает угол скоса выходного сечения  $\alpha$ . Тогда закрученный поток, подойдя к косою срезу выходного сечения, начинает выбрасываться в атмосферу в его верхней точке. Часть потока, которая прошла верхнюю точку водовода непосредственно перед срезом, отсекается косою цилиндрической стенкой и, пройдя вдоль нее половину периметра, выбрасывается в атмосферу в его нижней точке. Другая часть потока, которая подошла к срезу, не пройдя верхней точки водовода, сбрасывается по косою периметру правого сектора выходного сечения (А-А, слева, рис. 2). Такой режим работы вихревого водосброса следует считать оптимальным (номинальным), при котором достигается симметричный относительно оси водовода выброс потока в атмосферу.

Если общий угол схода потока со среза выходного сечения  $\beta_0$  меньше  $\pi$  (А-А, справа, рис. 2), то расчет угла скоса  $\alpha$  выполняется в соответствии со следующими условиями. Пусть за время  $\Delta t$  отсеченный косою цилиндрической стенкой поток проходит в аксиальном направлении расстояние

$$x_0 = u_x \Delta t,$$

тогда за то же время в азимутальном направлении он пройдет расстояние

$$(2\pi - \beta_0)R = u_{\theta} \Delta t.$$

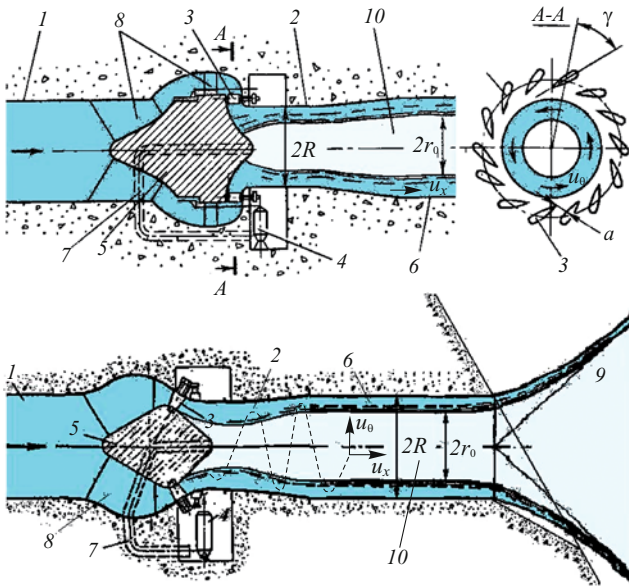


Рис. 1. Вихревой затвор: а — цилиндрический; б — диагональный; 1 — подводящий водовод; 2 — камера затвора; 3 — поворотные лопатки; 4 — гидропривод; 5 — обтекатель; 6 — отводящий водовод; 7 — воздуховод; 8 — опорные колонны; 9 — однополосный гиперболоид вращения; 10 — вихревой

При этом расстояние  $x_0$  и угол  $\beta_0$  связаны с высотой схода  $z_0$  этого потока со среза и радиусом водовода  $R$  соотношениями

$$z_0 = x_0 \operatorname{tg}(\alpha),$$

$$\cos(\beta_0) = \frac{R - z_0}{R} = 1 - \frac{z_0}{R},$$

здесь высота  $z_0$  имеет положительное значение.

В результате с учетом (1) относительно угла  $\alpha$  получим следующее решение

$$\alpha = \operatorname{arctg} \left( \frac{z_0 \operatorname{tg}(\theta)}{R[2\pi - \arccos(1 - z_0/R)]} \right). \quad (2)$$

Можно видеть, что при номинальном режиме работы вихревого водосброса, при котором  $z_0 = 2R$ , равенство (2) сводится к

$$\alpha = \operatorname{arctg} \left( \frac{2\operatorname{tg}(\theta)}{\pi} \right). \quad (3)$$

Определим траекторию и дальность полета отброшенной струи без учета сопротивления воздуха. Расположим оси прямоугольной системы координат  $(X, Y, Z)$  в верхней точке среза выходного сечения водовода (рис. 2), горизонтальную ось  $X$  направим продольно оси водовода, горизонтальную ось  $Y$  — нормально оси  $X$ , а ось  $Z$  — вертикально вверх и запишем уравнения движения струй жидкости,

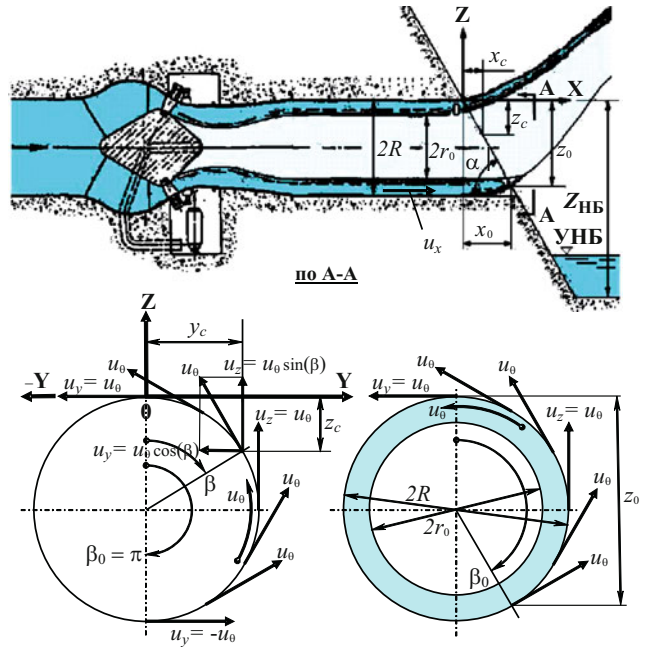


Рис. 2. Расчетная схема

вылетающих по периметру правого сектора выходного сечения со скоростями  $u_x$ , направленными вдоль оси  $X$ , и  $u_0$ , направленными по касательным к цилиндрическим стенкам. Разложим азимутальную скорость  $u_0$  на горизонтальную  $u_y$  и вертикальную  $u_z$  составляющие, которые для струи, вылетающей с косога среза выходного сечения под азимутальным углом  $\beta$  и имеющей начальные координаты

$$x_C = \frac{z_C}{\operatorname{tg}(\alpha)};$$

$$y_C = R \sin(\beta) = R \sqrt{1 - \left(1 - \frac{z_C}{R}\right)^2};$$

$$z_C = R[1 - \cos(\beta)],$$

будут равны

$$\left. \begin{aligned} u_y &= u_0 \cdot \cos(\beta) = u_0 \left(1 - \frac{z_C}{R}\right), \\ u_z &= u_0 \cdot \sin(\beta) = u_0 \sqrt{1 - \left(1 - \frac{z_C}{R}\right)^2}, \end{aligned} \right\}$$

значение  $z_C$  здесь и далее принимается положительным.

Тогда траектория движения этой струи в атмосфере опишется системой уравнений

$$\left. \begin{aligned} x &= x_C + u_x t; \\ y &= y_C - u_y t; \\ z &= -z_C + u_z t - \frac{gt^2}{2}, \end{aligned} \right\}$$

или

$$\left. \begin{aligned} x &= \frac{z_C}{\operatorname{tg}(\alpha)} + u_x t, \\ y &= R \sqrt{1 - \left(1 - \frac{z_C}{R}\right)^2} - u_\theta \left(1 - \frac{z_C}{R}\right) t, \\ z &= -z_C + u_\theta \sqrt{1 - \left(1 - \frac{z_C}{R}\right)^2} t - \frac{gt^2}{2}, \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

где  $t$  — текущее время.

Расчет пространственной траектории движения струи в атмосфере выполняется, задаваясь значениями  $t_1 = 0, t_2, t_3, \dots, t_i$  и т.д. (с требуемым шагом  $\Delta t = t_i - t_{i-1}$ ) до времени  $T$ , при котором струя достигает дна нижнего бьефа, что соответствует условию  $z = Z_{\text{НБ}}$  (рис. 2). Время  $T$  найдем из равенства

$$Z_{\text{НБ}} = -z_C + u_\theta \sqrt{1 - \left(1 - \frac{z_C}{R}\right)^2} T - \frac{gT^2}{2},$$

представляющего собой квадратное уравнение с единственным решением

$$T = \frac{\sqrt{1 - \left(1 - \frac{z_C}{R}\right)^2} + \sqrt{u_\theta^2 \left[1 - \left(1 - \frac{z_C}{R}\right)^2\right] - 2g(Z_{\text{НБ}} + z_C)}}{g},$$

удовлетворяющим условиям  $z_{\text{НБ}} < 0$  и  $|z_{\text{НБ}}| > z_C$ .

Отсюда находим координаты  $[X, Y]$  падения струи на дно нижнего бьефа

$$\left. \begin{aligned} X &= \frac{z_C}{\operatorname{tg}(\alpha)} + u_x T; \\ Y &= R \sqrt{1 - \left(1 - \frac{z_C}{R}\right)^2} - u_\theta \left(1 - \frac{z_C}{R}\right) T. \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

Факел распыла при выходе закрученного потока в атмосферу строится наложением на общий рисунок отдельных струй, сходящих с косога среза выходного сечения в пределах по азимутальному углу  $\beta$  от 0 до  $\beta_0$ . Расчет выполняется с требуемым шагом  $\Delta\beta = \beta_i - \beta_{i-1}$ . В результате расчетный факел распыла получают в виде либо пространственной

(трехмерной) картины наложенных на общий рисунок отдельных струй, либо в виде их вертикальных (в плоскости  $XOZ$ ) и горизонтальных (в плоскости  $XOY$ ) проекций. Следует иметь в виду, что реальный факел распыла — это сплошная пространственная поверхность, поэтому визуальное представление его в виде отдельных струй условно.

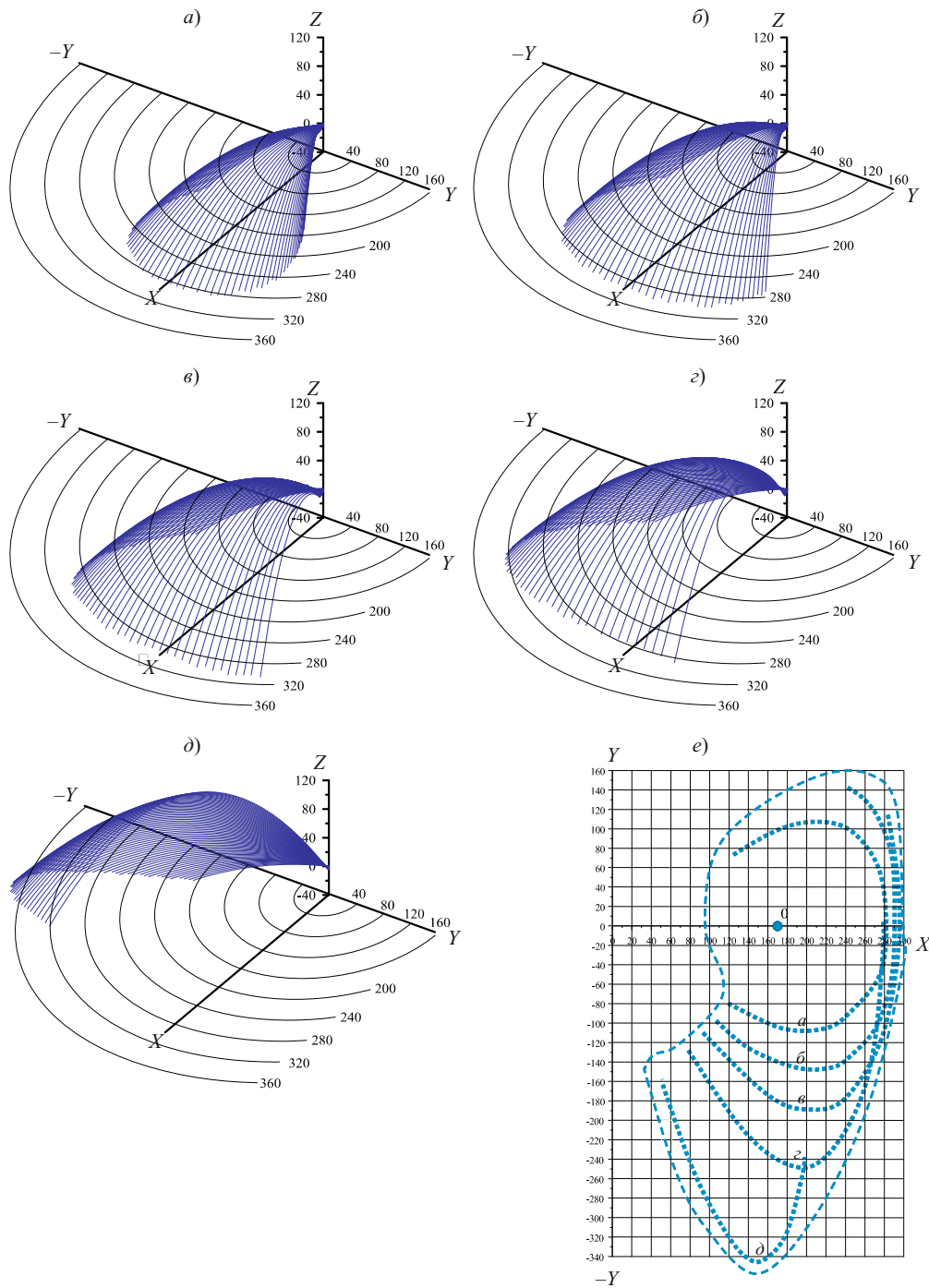
На рис. 3 показаны вычисленные по (4) факелы распыла закрученного потока в атмосфере при различных режимах работы глубинного вихревого затвора с коротким отводящим водоводом диаметром  $2R = 6$  м. Расчеты выполнены при напоре  $H = 200$  м и отметке дна нижнего бьефа относительно верхней точки среза выходного сечения  $z_{\text{НБ}} = -40$  м. При этом: на рис. 3, а показан режим работы водосброса при геометрической характеристике вихревого затвора [11], равной  $A = 1,03$ , угол закрутки потока в выходном сечении на этом режиме составляет  $\theta = 33,5^\circ$ ; на рис. 3, б —  $A = 1,68$ ,  $\theta = 42,5^\circ$ ; на рис. 3, в —  $A = 2,66$ ,  $\theta = 50,4^\circ$ ; на рис. 3, г —  $A = 5,18$ ,  $\theta = 59,9^\circ$ ; на рис. 3, д —  $A = 19,46$ ,  $\theta = 72,2^\circ$ . Дополнительные сведения по режимам приведены в подрисуночной подписи. На рис. 3, е пунктиром показаны найденные по (5) горизонтальные проекции пятен (линий) удара свободных струй о дно нижнего бьефа, которые формируют общую воронку размыва (штриховая замкнутая линия); буквенные обозначения линий удара соответствуют описанным режимам работы водосброса. Точка 0 на рис. 3, е соответствует отбросу потока при полностью открытом направляющем аппарате, когда поворотные лопасти выставлены по потоку, угол закрутки которого  $\theta$  при этом равен нулю; выходящая от затвора струя имеет компактную форму и, не касаясь стенок водовода, выбрасывается в атмосферу; при этом режиме водосброс имеет максимальную пропускную способность, равную  $Q = 1200$  м<sup>3</sup>/с.

Оптимальный (номинальный) режим работы вихревого затвора показан на рис. 3, а. ( $A = 1,03$ ,  $\theta = 33,5^\circ$ ). Для этого режима в соответствии с (3) найдено значение угла скоса выходного сечения водовода

$$\alpha = \operatorname{arctg}\left(\frac{2\operatorname{tg}(\theta)}{\pi}\right) = \operatorname{arctg}\left(\frac{2\operatorname{tg}(33,5^\circ)}{\pi}\right) = 22,8^\circ.$$

На рис. 3, а, е можно видеть, что при номинальном режиме при пропуске расхода  $Q = 750$  м<sup>3</sup>/с обеспечивается эффективный отброс потока от подошвы сооружения в виде веерного факела распыла на расстояние от 120 до 280 м, при этом пятно (линия) удара падающей свободной струи о дно нижнего бьефа подковообразной симметричной отно-





**Рис. 3.** Факелы распыла свободной струи при выходе закрученного потока в атмосферу:

*a* — открытие направляющего аппарата (*a* — см. рис. 1) составляет 84 % от максимального, пропускаемый расход  $Q = 750 \text{ м}^3/\text{с}$ ; *б* —  $a = 68,6 \%$ ,  $Q = 560 \text{ м}^3/\text{с}$ ; *в* —  $a = 51,2 \%$ ,  $Q = 415 \text{ м}^3/\text{с}$ ; *г* —  $a = 29,1 \%$ ,  $Q = 250 \text{ м}^3/\text{с}$ ; *д* —  $a = 8,3 \%$ ,  $Q = 80 \text{ м}^3/\text{с}$ ; *е* — воронка размыва

сительно оси сооружения формы имеет протяженность более 600 м.

На режимах с меньшим открытием направляющего аппарата, которые имеют место во время регулирования вихревого затвора (открытие, закрытие), предельный азимутальный угол схода потока  $\beta_0$  со среза выходного сечения можно определить по известному (вычисленному) углу скоса  $\alpha$  и по углу закрутки потока  $\theta$  в соответствии с зависимостью (2), приведенной к виду

$$\beta_0 = \arccos\left(1 - \frac{z_0}{R}\right) = 2\pi - \frac{z_0 \cdot \text{tg}(\theta)}{R \cdot \text{tg}(\alpha)}$$

или

$$\frac{z_0}{R} + \cos\left(\frac{z_0 \cdot \text{tg}(\theta)}{R \cdot \text{tg}(\alpha)}\right) = 1 \quad (6)$$

Уравнение (6), где левая часть является функцией отношения  $z_0/R$ , решается итерационным или

графическим методом. Дальнейший расчет факела распыла выполняется по описанной выше методике в соответствии с (4) – (5).

На рис. 3, б – е можно видеть, что при снижении открытия направляющего аппарата вихревого затвора линия удара веерной струи о дно нижнего бьефа смещается вправо от оси сооружения, а дальность отброса струи нарастает.

Наконец, при пропуске максимального расхода ( $Q = 1200 \text{ м}^3/\text{с}$ ) поток отбрасывается от подошвы сооружения по оси водовода в виде компактной струи, аналогичной струе, выходящей из-под игольчатого или кольцевого затворов, на расстояние 170 м (рис. 3, е точка 0).

Отметим, что веерная форма свободной струи при выбросе закрученного потока в атмосферу, способствующая её эффективной аэрации и распылению, а также большая протяженность линии сопряжения отброшенной струи с дном нижнего бьефа предотвращают образование существенных воронок размыва. По существу, описанный вихревой водосброс — это дождевальная установка с вихревым распылителем или вихревая форсунка ракетного двигателя, только несравнимо большего масштаба. Вариант с косым срезом выходного сечения водовода под углом к горизонту не является единственным, скос можно развернуть вокруг оси водовода или выполнить фигурным. В этих случаях факелы распыла потока будут существенно иными. Это дает возможность широкого варьирования при проектировании выходных порталов вихревых водосбросов.

## Выводы

1. Вихревые водосбросы с длинными отводящими водоводами или с выходом закрученного потока под уровень нижнего бьефа можно применять как исключение при обосновании допустимости технологических рисков.

2. Оптимальной представляется схема вихревого водосброса с коротким отводящим водоводом (от 3 до 10 его диаметров) и выбросом закрученного потока в атмосферу.

3. Эффективный отброс потока от сооружения, при котором опасность подмыва последнего исключается, может обеспечиваться струенаправляющим дефлектором, простейшим из которых является ко-

сой срез выходного сечения отводящего водовода вихревого водосброса под углом к горизонту.

4. Расчетный анализ показал, что при выбросе закрученного потока в атмосферу через струенаправляющий дефлектор с косым срезом выходного сечения в воздухе формируется факел распыла в виде веерной струи, развитой как в продольном, так и в поперечном направлении.

5. Струенаправляющий дефлектор представляется целесообразным проектировать таким образом, чтобы при номинальных режимах работы вихревого водосброса формировался веерный факел распыла симметричной относительно продольной оси водосбросного сооружения формы.

6. Веерная форма струи, способствующая её эффективной аэрации и распылению, а также большая протяженность линии сопряжения струи с дном нижнего бьефа, предотвращают образование существенных воронок размыва.

## Список литературы

1. *Гидравлические расчеты водосбросных гидротехнических сооружений.* Справочное пособие. — М., Энергоатомиздат, 1988.
2. *Кривченко Г. И., Остроумов С. Н.* Водосбросное устройство для напорных вододерживающих сооружений. — А. с. СССР № 271382, 1970.
3. *Кривченко Г. И., Остроумов С. Н.* Высоконапорная водосбросная система с вихревым затвором // Гидротехническое строительство. 1972. № 10. С. 33 – 35.
4. *Волианик В. В., Зуйков А. Л., Курпьянов В. П., Новикова И. С., Родионов В. Б., Ханов Н. В., Цедров Г. Н., Асташова И. В.* Особенности движения воздухомытого потока воды в высоконапорных вихревых водосбросах // Безопасность энергетических сооружений. 2010. Вып. 17. С. 236 – 251.
5. *Мордасов А. П.* Высоконапорные водосбросные системы с вихревыми затворами: Дис. ... канд. техн. наук. М., 1978.
6. *Животовский Б. А.* Водосбросные и сопрягающие сооружения с закруткой потока. — М.: РУДН, 1995.
7. *Зуйков А. Л.* Устойчивость циркуляционно-продольного течения // Известия ВУЗов. Строительство. 2009. № 11 – 12. С. 77 – 86.
8. *Зуйков А. Л.* Гидродинамика циркуляционных течений. — М.: АСВ, 2010.
9. *Зуйков А. Л.* Динамика вязких циркуляционных течений в трубах и поверхностных воронках: Дис. ... докт. техн. наук. М., 2010.
10. *Ахметов В. К., Шкадов В. Я.* Численное моделирование вязких вихревых течений для технических приложений. — М.: АСВ, 2009.
11. *Волианик В. В., Зуйков А. Л., Мордасов А. П.* Закрученные потоки в гидротехнических сооружениях. — М.: Энергоатомиздат, 1990.

# Влияние речного причального сооружения на водный поток и местные русловые деформации

Боровков В. С., доктор техн. наук, Брянская Ю. В., кандидат техн. наук (МГСУ)

Приведены основные расчетные зависимости, алгоритмы и результаты математического моделирования течения и местных русловых деформаций вблизи речного причального сооружения “сплошного” типа.

**Ключевые слова:** речной причал, скорости водного потока, локальные русловые деформации, расчетные формулы, алгоритм расчета.

При проектировании речных причальных сооружений, имеющих значительные габаритные размеры, необходимо учитывать их влияние на характеристики течения и ход руслового процесса вблизи проектируемого сооружения.

Теоретические основы прогнозирования этих процессов были разработаны отечественными учеными М. А. Великановым, Н. М. Бернадским, Н. А. Ржаницыным, В. К. Дебольским, К. В. Гришаниным. Дальнейшее изложение рассматриваемых вопросов ведется с использованием материалов, приведенных в [1, 4].

Система дифференциальных уравнений планового движения и неразрывности, полученная интегрированием по глубине потока, имеет следующий вид:

$$I_l = \frac{V^2}{C^2 h} + \frac{V}{g} \frac{\partial V}{\partial l}; \quad (1)$$

$$I_b = \frac{V^2}{gr}; \quad (2)$$

$$\frac{\partial(Vh)}{\partial l} + \frac{Vh}{r^*} = 0. \quad (3)$$

где  $V$  — средняя скорость течения на вертикали;  $r$  — радиус кривизны плановой линии тока;  $r^*$  — радиус кривизны поперечника,  $I_l$  — продольный, а  $I_b$  — поперечный уклоны свободной поверхности.

Уравнение (1) по своему виду и физическому смыслу совпадает с уравнением установившегося неравномерного движения, где первое слагаемое в правой части представляет собой гидравлический уклон, характеризующий потери энергии на преодоление сил трения, которые полагаются такими же, как при равномерном движении. Уравнение (2), называемое условием поперечного равновесия, выражает приближенное равенство поперечного градиента давления центробежной силе инерции. Силы трения в нем не учитываются. Так как произведение  $Vh$  представляет собой элементарный расход воды на вертикали, то смысл уравнения нераз-

рывности (3) характеризует изменение элементарного расхода, связанное с расхождением линий тока.

Рассмотрим расчетные методы построения скоростных полей. Система уравнений (1) – (3), приведенная выше, предполагает, что движение потока установившееся. Векторными линиями поля скоростей являются линии тока. Плановой линией тока является линия горизонтальной плоскости, направление касательной к которой во всех ее точках совпадает с направлением вектора средней скорости на вертикалях (отклонением этих векторов от горизонтали можно пренебрегать). Линии, ортогональные к плановым линиям тока, представляют собой горизонтальные проекции живых сечений и являются криволинейными поперечниками. Совокупность плановых линий тока и криволинейных поперечников образует план течения или гидродинамическую сетку. Часть потока, заключенная между двумя смежными линиями тока, называется плановой струей. Полоса между двумя смежными криволинейными поперечниками называется поясом плана течений. Криволинейные прямоугольники, образованные парой смежных линий тока и парой смежных поперечников, представляют клетки плана течения (рис. 1).

Вследствие неправильности плановых очертаний естественного русла при построении планов течений использование декартовых координат не представляется возможным. Поэтому построения ведутся в системе криволинейных натуральных координат. Координатными линиями в этом случае являются линии тока и криволинейные поперечники. При этом в каждой точке плана течений имеется свой локальный координатный базис. Его продольная ось  $l$  направлена по касательной к линии тока, его поперечная ось  $b$  — ортогонально к линии тока, т.е. по касательной к криволинейному поперечнику. За положительное обычно принимается направление оси  $b$  в сторону выпуклости линии тока (рис. 1).

Поскольку все зависимости, определяющие расход наносов, связывают его со средней скоростью течения на вертикали, то и построение скоростных полей ведется в этом же приближении: искомой

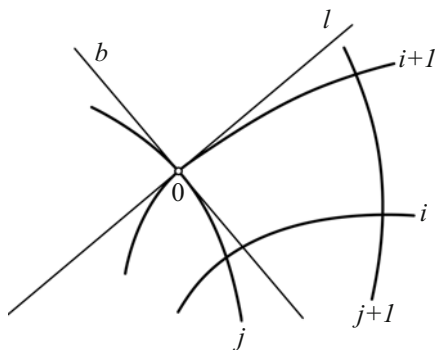


Рис. 1. Клетка плана течения:  $i$  — номер линии тока;  $j$  — номер криволинейного поперечника

служит плановая (двумерная) картина течения, составляемая векторами средних скоростей на вертикалях.

Применяемый в данном случае план течения аналогичен гидродинамической сетке, которая используется при расчете потенциальных безвихревых течений. Наблюдения показывают, что при значительных глубинах речного потока поперечные градиенты скорости и завихренность течения заметны только в узкой зоне в непосредственной близости у берегов. В основной зоне потока вихревых структур с вертикальной осью вращения не наблюдается, и при анализе плана течения могут использоваться некоторые приемы, разработанные для потенциальных течений.

Решение приведенных выше уравнений (1) – (3) обычно производится численно, чаще всего в конечных разностях. Решение состоит в последовательном построении клеток плана течения, начиная с некоторого исходного сечения, в пределах которого размеры — продольный  $\Delta l$  и поперечный  $\Delta b$  — назначаются произвольно с учетом целей выполняемого расчета. Размеры остальных клеток устанавливаются в процессе вычислений. Часто расчеты ведутся с помощью упрощенного варианта этого метода, известного под названием метода плоских сечений. Упрощения состоят в пренебрежении силами инерции и замене криволинейных поперечников прямыми. Прямолинейные поперечники не строят, а назначают, что облегчает выполнение расчетов. Метод плоских сечений был предложен М. А. Великановым [2]. Применимость метода ограничивается участками, где соблюдены условия плавной изменяемости движения — малая расходимость и малая кривизна линий тока. Устройство речных причальных сооружений обычно выполняется именно на таких участках с целью удобства судовождения и маневрирования, а также для исключения интенсивного заиления зон подхода при поперечном переносе наносов или интенсивных размывов в непосредственной близости от сооружений.

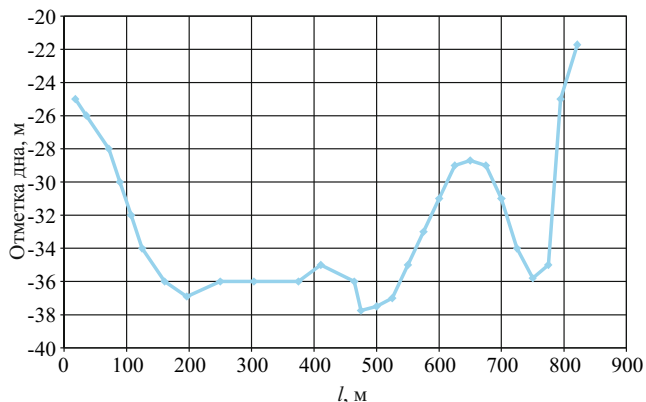


Рис. 2. Профиль поперечного сечения русла

Для расчета скоростей течения вблизи сооружения необходимо определить долю расчетного расхода, которая проходит в области построения гидродинамической сетки. В качестве расчетных расходов при анализе русловых деформаций обычно рассматривают расход половодья с гидрологической обеспеченностью, определяемой классом капитальности проектируемого сооружения.

На участках со сложным рельефом дна (например, на перекатах с затонскими частями) имеются поперечные перекосы свободной поверхности, которые не связаны с действием центробежных сил. На таких участках применяется разновидность метода плоских сечений, называемая методом фрагментов, который был разработан К. В. Гришаниным.

При небольшой кривизне плановых линий тока может быть использован метод плоских сечений. В этом случае уравнение движения и уравнение неразрывности составляются в проекциях на продольную ось  $l$ . В связи с малым расхождением линий тока оказывается возможным отбросить в уравнении (1) второе слагаемое в правой части, и с использованием формулы Маннинга запишем

$$I_l = \frac{n^2 q^2}{h^{3,3}}.$$

Выражая из этого уравнения удельный расход  $q = Vh$ , получаем

$$q = \frac{\sqrt{I}}{n} h^{5/3}. \quad (4)$$

Уравнение неразрывности в интегральной форме записывается при этом следующим образом:

$$Q(b_i) = \int_0^{b_i} q db, \quad (5)$$

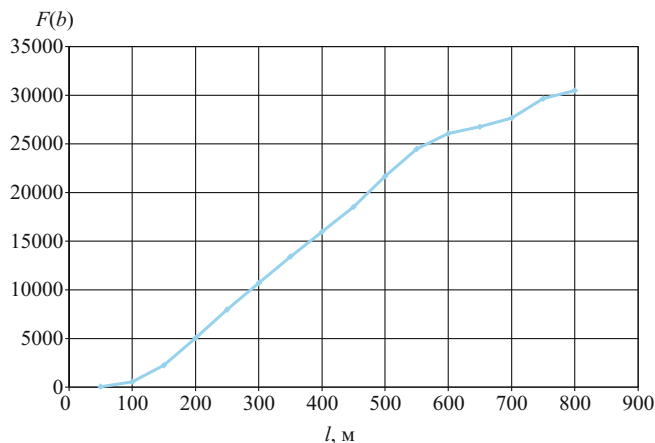


Рис. 3. Интегральная кривая расхода для условий межи

где  $Q(b_i)$  — расход воды, проходящий в полосе между урезом воды, принятым за начало отсчета поперечных расстояний и  $i$ -й линией тока.

Для выбора положения линий тока обычно используют условие, чтобы между любой парой смежных линий тока проходил один и тот же расход воды. При этом обычно речной поток делится на целое число  $N$  равнорасходных плановых струй.

Подставив величину элементарного расхода по уравнению (4) в уравнение неразрывности (5), получим

$$Q(b_i) = \int_0^{b_i} \frac{\sqrt{I}}{n} h^{5/3} db. \quad (6)$$

На участках с плавно изменяющимся движением считается, что продольный уклон одинаков по всему поперечному сечению потока. Такое же допущение принимается и в отношении коэффициента шероховатости:

$$\frac{\partial I}{\partial b} \approx 0; \quad \frac{\partial n}{\partial b} \approx 0. \quad (7)$$

это позволяет вынести множитель  $\sqrt{I}/n$  из-под знака интеграла в уравнении (6):

$$Q(b_i) = \frac{\sqrt{I}}{n} \int_0^{b_i} h^{5/3} db. \quad (8)$$

При этом распределение расхода по ширине русла предполагается зависящим только от распределения глубин.

В уравнении (8) неизвестной величиной является координата  $b_i$ . Значения координаты  $b_i$  для границ сечения равнорасходных струй находятся для каждого поперечного сечения. Для данного поперечного сечения русла вычисляется подынтеграль-

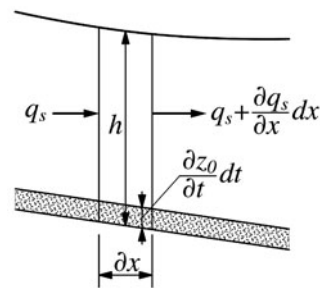


Рис. 4. Схема к уравнению деформации

ная функция  $h^{5/3} = f(b)$ , производится численное определение интеграла и строится интегральная кривая  $\int_0^b h^{5/3} db = F(b)$ . Для построения интеграль-

ной кривой необходима детальная топографическая съемка отметок речного дна по всему сечению потока, как на подходе потока к причальному сооружению, так и в прилегающей полосе потока. На основании данных топосъемки, которая выполняется, как правило, с применением ГИС-технологий и с определением пространственных координат точек измерения с использованием системы GPS-ГЛОНАСС, определяется профиль поперечного сечения (рис. 2), с использованием которого вычисляется интегральная функция  $F(b)$  (рис. 3). Приведенные примеры относятся к створу р. Волги на подходе к рассматриваемому причальному сооружению.

Из уравнения (8) следует, что конечная ордината интегральной кривой равна  $\frac{n}{\sqrt{I}} Q$ . С помощью

интегральной кривой могут находиться границы равнорасходных плановых струй либо определяться доля расхода, проходящего в рассматриваемой части русла, например в зоне потока вблизи причального сооружения. В число расчетных сечений вблизи сооружения следует включать сечения с экстремальными значениями роста интегральной функции. При расчетах для больших наполнений русла поперечники обычно назначаются по нормальям к оси симметрии русла. Если расчеты производятся для малых наполнений, ориентация поперечников согласуется с донным рельефом по нормали к направлению течения.

Зона влияния причального сооружения на речной поток и русловой процесс обычно оказывается расположенной в границах одной — двух плановых струй, ширина которых соизмерима с размерами сооружения. Предварительное оценочное заключение об устойчивости русла вблизи причального сооружения можно составить, учитывая распределение скоростей течения по длине струй. Распределение скоростей определяют по найденному расходу струи, который делят на площади ее поперечных

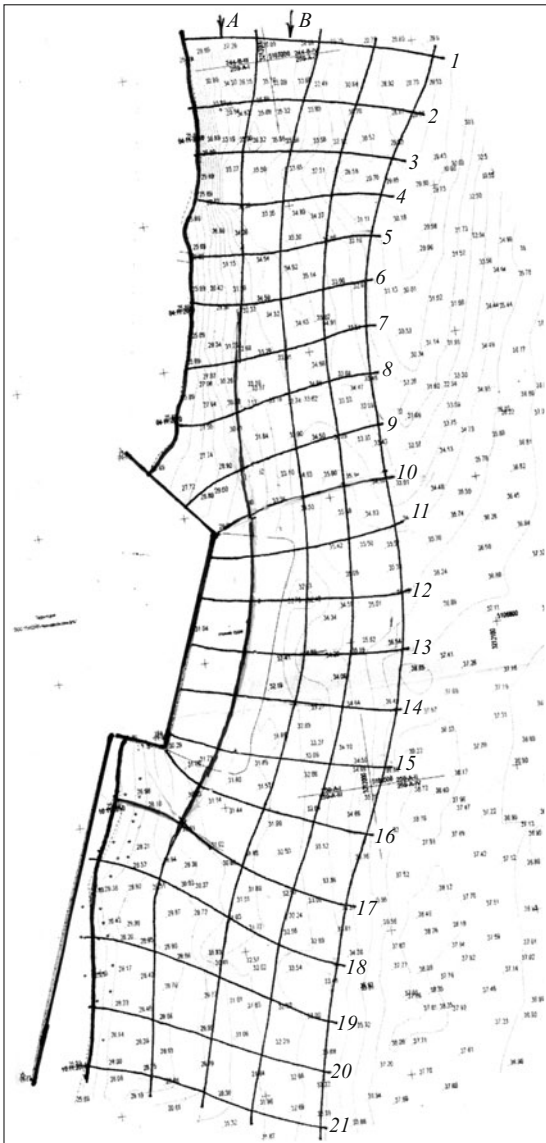


Рис. 5. Гидродинамическая сетка

сечений. В тех же сечениях вычисляются значения критической скорости, которая зависит от крупности руслового грунта и местной глубины [3]. Согласно данным различных авторов в натуральных водных объектах (реках и каналах) критическая скорость при глубине  $h_i$  соотносится с критической скоростью при  $h = 1$  м следующим образом:

$$\frac{V_{kpi}}{V_{kpl}} = \left( \frac{h_i}{h_1} \right)^{0,5} \quad (9)$$

Если значение местной скорости в струе больше значений критической скорости, то в этой зоне происходит размыв, а там, где местная скорость меньше критической, имеет место заиление русла. Интенсивность деформаций будет тем больше, чем больше местные скорости течения отличаются от критической.



Рис. 6. Вид рассматриваемого участка р. Волги

Расчет русловых деформаций производится на основе уравнения, которое устанавливает связь между расходом наносов и деформациями дна потока.

Для плоского открытого потока, движущегося по деформируемому дну (рис. 4), расход русловых наносов через верхнюю по течению грань параллелепипеда равен  $q_s dy$ , расход наносов через низовую грань равен

$$\left( q_s + \frac{\partial q_s}{\partial x} dx \right) dy.$$

Тогда разность между объемами наносов, вошедших через верхнюю и вышедших через нижнюю грань за малый интервал времени  $dt$ , составит

$$\left[ q_s - \left( q_s + \frac{\partial q_s}{\partial x} dx \right) \right] dy dt = - \frac{\partial q_s}{\partial x} dx dy dt. \quad (10)$$

Эта разность равна приращению за время  $dt$  объема наносов, слагающих дно выделенного параллелепипеда, и приращению количества содержащихся в потоке взвешенных наносов.

Принимая во внимание, что в равнинных реках изменения концентрации невелики, слагаемое, связанное с изменением концентрации, в уравнении баланса можно не учитывать. Тогда уравнение русловой деформации запишется в виде

$$\frac{\partial q_s}{\partial x} + (1 - \varepsilon) \frac{\partial z_0}{\partial t} = 0, \quad (11)$$

где  $\varepsilon$  — коэффициент пористости донных отложений, близкий к 0,4;  $z_0$  — высота дна.

В практике расчетов рассматривается изменение высоты дна, среднее по ширине выделенной в потоке плановой струи. Выполнив такое осреднение и используя вместо оси  $x$  криволинейную продольную координату  $l$ , запишем

$$\frac{\partial Q_s}{\partial l} + (1 - \varepsilon)b \frac{\partial z_{0cp}}{\partial t} = 0, \quad (12)$$

где  $Q_s$  — объемный расход взвеси в полосе шириной  $b$ .

Данное балансовое уравнение предполагает, что ширина  $b$  плановой струи не изменяется во времени. Одномерное уравнение деформации (12) по своему физическому смыслу является аналогом уравнения неразрывности, из которого следует, что дно может деформироваться только за счет изменения расхода наносов по длине реки. На участках нарастания расхода наносов дно размывается, на участках его уменьшения происходит заиление.

Чтобы выполнить с помощью уравнения (12) расчет деформаций, необходимо знать удельный расход наносов  $q_s$ . Для определения  $q_s$  удобно использовать формулу М. А. Великанова [2], которая удовлетворительно согласуется с данными измерений в реках:

$$q_s = A \frac{V_{cp}^4}{g\omega_0}, \quad (13)$$

где  $A$  — эмпирический коэффициент, по данным измерений на реках близкий к  $3 \cdot 10^{-5}$ ;  $\omega_0$  — гидравлическая крупность частиц.

По данным измерений на р. Волге при подъеме паводка, когда концентрация взвешенных наносов наибольшая, средняя крупность взвешенных русловых наносов оказалась близкой к 0,15 мм ( $\omega_0 \approx 0,013$  м/с).

С использованием интегральной кривой была определена доля расчетного расхода реки, проходя-

щая в полосе русла, в пределах которой прослеживается влияние причального сооружения. Для этой полосы была построена гидродинамическая сетка (рис. 5), в каждой клетке которой при известной ее ширине, глубине и доле расхода, определяемой локальным значением интегральной функции  $F(b)$ , определялась местная скорость течения. Полученная местная скорость сравнивалась с величиной местной критической скорости, определяемой по соотношению (9). Сопоставление показало, что на подходе к причальному сооружению в поясах 7 – 8 – 9 скорости меньше критических и идет процесс заиления. В поясах 9 – 10 – 11 – 12 скорости больше критических и идет процесс размыва, в поясах 13 – 14 – 15 ситуация нейтральная, после пояса 16 возможно заиление. Результаты выполненного анализа подтверждаются данными космической съемки (рис. 6).

Прогнозирование величины русловых деформаций с использованием выражения (13) для объемного расхода взвесей требует весьма точного определения скоростей течения, что выходит за пределы сегодняшних возможностей русловых измерений и, по сути, позволяет получить лишь оценочные величины русловых деформаций.

#### Список литературы

1. Брянская Ю. В., Маркова И. М., Остякова А. В. Гидравлика водных и взвесенесущих потоков в жестких и деформируемых границах. — М.: МГСУ, АСВ, 2009.
2. Великанов М. А. Русловой процесс. — М.: Физматгиз, 1958.
3. Мирихулава Ц. Е. Основы физики и механики эрозии русел. — Л.: Гидрометеониздат, 1988.
4. Чекренев А. И., Гришанин К. В. Водные пути. — М.: Транспорт, 1975.

### Об итогах участия делегации РНК в 79-м ежегодном Собрании Международной комиссии по большим плотинам (ICOLD)

Пехтин В. А., председатель Российского национального комитета по большим плотинам, доктор техн. наук профессор

С 26 мая по 8 июня 2011 г. в Швейцарии прошло очередное, 79-е ежегодное Собрание Международной комиссии по большим плотинам (ICOLD). Программой Собрания были предусмотрены трехдневные ознакомительные поездки на плотины и ГЭС Швейцарии с 26 по 29 мая, трех-пятидневные ознакомительные поездки на плотины и ГЭС Швейцарии, Франции, Австрии, Германии и Италии с 4 по 9 июня и однодневные технические экскурсии на ряд наиболее интересных гидротехнических объектов 2 июня.

По насыщенности программы технических туров 79-е Собрание стало заметным событием в истории Международной комиссии по большим плотинам. Следует отметить, что и традиционная техническая выставка, и Симпозиум, и заседание Исполнительного комитета ICOLD в этом году были насыщены большим количеством информации, интересной для гидротехников и гидроэнергетиков.

В рамках технических поездок делегатами Российского национального комитета по большим плотинам (РНК) были осмотрены стройплощадка железнодорожного туннеля глубокого залегания “Готтард бейс туннель — Альптранзит” (длина 57 км, генеральный подрядчик — фирма “Ломбарди”, один из лидеров гидротехнического и транспортно-строительства в Швейцарии) и большое количество плотин. Из осмотренных плотин и ГЭС Швейцарии следует особо отметить следующие:

1. Санта-Мария — арочная плотина двоякой кривизны высотой 117 м, построенная в 1964 – 1968 гг. Основная задача швейцарских гидротехников — мониторинг состояния плотины в связи с активной фазой строительства железнодорожного туннеля “Готтард” в 5 км от плотины, для чего в теле плотины было установлено большое количество дополнительной КИИ.

2. Контра — арочная плотина высотой 220 м, построенная в 1963 – 1965 гг. На правом берегу расположен машинный зал с тремя агрегатами по 35 МВт, с характерным расположением ОРУ на крыше машзала. Станция управляется в удаленном режиме, постоянно присутствующего оперативного персонала на станции нет. Во время визита делегации РНК удалось встретиться с проектировщиком

и владельцем фирмы-генподрядчика строительства плотины г-ном Энцо Ломбарди.

3. Гранд Диксенс, построенная в 1950 – 1964 гг., является самой высокой бетонной гравитационной плотинной в мире (285 м) и частью комплекса Ключон-Диксенс, состоящего из четырех ГЭС общей установленной мощностью 2069 МВт и четырех насосных станций. Хотя плотина находится на относительно небольшой р. Диксенс, вода, поступающая из других рек и ручьев, собирается и закачивается через сеть туннелей протяженностью 100 км в основное водохранилище Лак де Дикс. Тарифы на электроэнергию в период пиковых нагрузок в системе превышают стоимость тарифов на базовую электроэнергию в 4 – 10 раз.

На всех плотинах проводились презентации сотрудниками компаний, которым принадлежат плотины, с наглядными иллюстрирующими материалами: был организован доступ непосредственно на гребни плотин, в инспекционные галереи, машинные залы, залы ЦПУ, музеи станций и т.д.

Церемония открытия технической выставки состоялась 30 мая. Выставка работала до 2 июня. Наибольший интерес вызвала экспозиция швейцарской фирмы “Гуггенбергер” — производителя КИИ различного назначения для мониторинга безопасности плотин. Также большой интерес вызвала экспозиция фирмы “CARPI”, являющейся владельцем патента на систему для гидроизоляции и устройства дренажа напорной грани всех типов плотин, которая обеспечивает защиту от всевозможных повреждений, связанных с фильтрацией воды.

Официальные представители и наблюдатели РНК 31 мая 2011 г. приняли участие в работе большинства технических комитетов ICOLD. В ходе заседания Исполкома 3 июня 2011 г. были представлены два доклада председателей технических комитетов: В. Флэегля (Регистр плотин и документация) и Б. П. Мачадо (Гидравлика (плотин)).

В своем докладе В. Флэегль подвел итоги колоссальной работы по формированию всемирного регистра плотин, доступ к которому будет организован через официальный веб-сайт ICOLD. В регистре в настоящее время содержится основная информация (река, координаты створа, высота и тип





**Рис. 1.** Делегация РНК в составе группы технического тура А2 на плотине Санта-Мария. Слева направо: Б. Стефанссон (Исландия), Н. А. Алиев, Х. Ахмади (Иран), В. А. Пехтин, Ш. М. Исаев, Л. Хаттинг (ЮАР), Д. А. Яковлев, К. Эггер (Швейцария)

плотины, назначение водохранилища и т.д.) о 37600 плотинах.

Доклад Б. П. Мачадо был посвящен презентации нового бюллетеня “Водопрпускные сооружения”, над текстом которого Технический комитет в настоящее время интенсивно работает в связи с нарастающим количеством фактов недостаточности пропускной способности водосбросов, обусловленной изменением климата.

В 2011 г. истекли полномочия 12 технических комитетов. Четыре из них окончили работу и реформированы, пять продлены сроки работы и в трех изменен состав участников и технические задания. Были образованы два новых комитета: “Взаимодействие ГЭС в составе каскадов” и “Инжиниринговая деятельность при планировании освоения водных ресурсов”.

Семь заявок технических комитетов были одобрены к публикации бюллетеней:

“Мониторинг состояния плотин”;

“Лучшие практики проектирования и строительства плотин хвостохранилищ”;

“Обеспечение безопасности плотин на эксплуатационной фазе жизненного цикла”;

“Руководство по использованию числового моделирования при проектировании плотин”;

“Снижение затрат при строительстве особых плотин”;

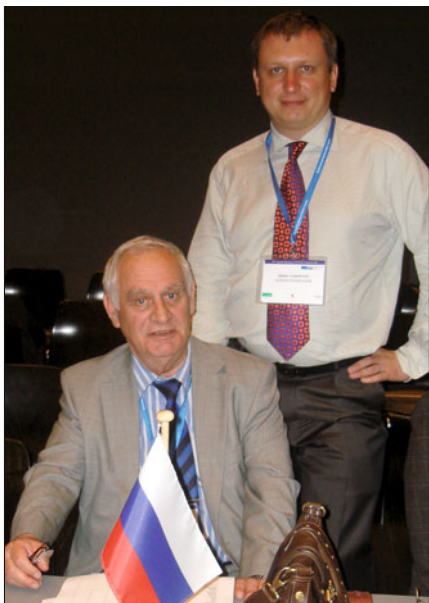
“Интегрированный риск-менеджмент прогнозирования паводков”;

“Малые плотины — проектирование, наблюдение и модернизация”.

Симпозиум “Плотины и водохранилища в условиях меняющихся требований” состоялся 1 июня 2011 г. Было опубликовано 175 статей (109 отпечатано в виде сборника и 66 издано на компакт-диске), из которых на Симпозиум было отобрано 25 докладов. Наибольший интерес вызвал внеплановый доклад М. Матсумото (Япония) “Землетрясение Тохоку и плотины”, посвященный оценке состояния плотин, перенесших воздействие катастрофического землетрясения в марте 2011 г. Из всех ближайших к очагу землетрясения плотин была разрушена только плотина Фуджинума-Ике из грунтовых материалов высотой 18,5 м, длиной по гребню 133 м и шириной 6 м, объем водохранилища  $1,5 \times 10^6 \text{ м}^3$ , с нерегулируемым водосбросом,



**Рис. 2.** Делегация РНК с г-ном Энцо Ломбарди в машзале ГЭС Контра. Слева направо: Ш. М. Исаев, В. А. Пехтин, Э. Ломбарди (Швейцария), Н. А. Алиев, Д. А. Яковлев



**Рис. 3.** Официальные представители РНК С. Я. Лашенов и Д. А. Яковлев на заседании 79го Исполнительного Комитета ICOLD 3 июня 2011 г.

построенная в 1937 – 1949 гг. В результате катастрофы погибло восемь человек, причинены значительные разрушения.

В качестве официальных представителей РНК и Российской Федерации на заседании 79-го Исполнительного комитета ICOLD 3 июня 2011 г. приняли участие заместитель Председателя РНК С. Я. Лашенов и ученый секретарь РНК Д. А. Яковлев. Соседями российской делегации были представители Сербии, Словакии и Румынии.

В состав ICOLD были приняты три новые страны: Армения, Грузия и Узбекистан — и количество стран-членов достигло 95.

Аргентинский гидротехник А. Пуголь был избран зональным вице-президентом ICOLD по зоне “Америка” с преимуществом в 15 голосов перед Р. Чарлвудом (США). На пост шестого вице-президента ICOLD при отсутствии возражений была утверждена кандидатура Т. Сакамото (Япония).

Т. Сакамото (Япония) как председатель оргкомитета выступил с презентацией о ходе подготовки к проведению следующего, 80-го ежегодного Собрания и 24-го Конгресса ICOLD в Киото со 2 по 8 июня 2012 г. Он заверил участников заседания, что последствия землетрясения, цунами и аварии на АЭС не повлияли на безопасность, и пригласил всех принять участие в работе Собрания и Конгресса.

Местом проведения 81-го ежегодного Собрания в августе 2013 г. был определен г. Сизтл, США.

Генеральный Секретарь ICOLD г-н Мишель Де-Виво отметил, что на Собрании в Киото ожидается около 1200 делегатов, при этом число стран-членов увеличится до ста. Это событие заслуживает особого внимания, в связи с чем предла-

гается подготовить “Всемирную декларацию по устойчивому развитию гидроэнергетики” под эгидой ООН и анонсировать ее в Японии.

В рамках 79-го ежегодного Собрания впервые был проведен Форум молодых инженеров. Марко Конрад — председатель оргкомитета в своем докладе отметил необходимость расширения Форума путем организации переписки по электронной почте и просил представителей национальных комитетов помочь им установить контакты с молодыми коллегами из других стран.

Китайский представитель — профессор Х. Чен был награжден за большой вклад в деятельность ICOLD и развитие гидротехнического строительства в Китае.

Основные выводы по итогам участия делегации РНК в 79-м ежегодном Собрании ICOLD:

настоящий этап развития швейцарской гидроэнергетики нацелен на широкое развитие работ по реконструкции и повышению безопасности и эффективности эксплуатируемых плотин и гидроэнергетических объектов — следует опережающими темпами готовиться к прохождению этого же этапа и в российской гидроэнергетике;

сверхбережное отношение швейцарских проектировщиков и строителей к сохранению окружающей среды обусловлено наличием жестких экологических стандартов в Европе — российским гидротехникам следует уделять больше внимания изучению этого опыта в условиях продолжающейся интеграции систем технического и экологического регулирования;

использование всех мелких источников воды вокруг существующих водохранилищ для увеличения выработки электроэнергии, создание комплексов совместно эксплуатируемых ГАЭС и насосных станций, наличие выгодных тарифов для ГАЭС говорит об официальном признании роли гидроэнергетики как единственного реального резерва для обеспечения устойчивости европейской энергосистемы — следует всеми средствами добиваться признания этой особой роли гидроэнергетики и в России;

заслуживает особого уважения объективность и оперативность швейцарских гидростроителей в устранении негативных последствий ошибок, допущенных при проектировании ряда гидроузлов и плотин.

Российский национальный комитет по большим плотинам продолжает обработку материалов, собранных в ходе 79-го ежегодного Собрания Международной комиссии по большим плотинам. По мере готовности предполагается опубликовать еще несколько тематических статей, освещающих более подробно наиболее интересные достижения швейцарских гидротехников.

### Учебник “Гидротехнические сооружения (речные)”

Рассказов Л. Н., заслуженный деятель науки Российской Федерации,  
доктор техн. наук, профессор (МГСУ)

Вышло в свет второе издание учебника “Гидротехнические сооружения (речные)”, исправленное и дополненное, тиражом 500 экз. (авторы — преподаватели кафедры гидротехнических сооружений МГСУ Л. Н. Рассказов, В. Г. Орехов, Н. А. Анишкин, В. В. Малаханов, А. С. Бестужева, М. П. Саинов, П. В. Солдатов, В. В. Толстиков). Вместо традиционного названия “Гидротехнические сооружения” добавлено в скобках “речные”. Это вызвано тем, что основной курс именуется “Речные гидротехнические сооружения”. Издание учебника приурочено к 90-летию МГСУ, которое будет праздноваться в этом году.

В последние годы появилось мнение, что преподаватели-ученые должны писать только монографии по специальным дисциплинам, а студенты должны по ним учиться. Думаю, что это совершенно неверная точка зрения, взятая с Запада. Мне многократно приходилось общаться с молодыми выпускниками самых престижных учебных заведений Запада, где учат гидротехнической науке, и должен отметить, что наши выпускники обычно существенно более подготовлены как инженеры. У них более цельное представление о науке, о задачах, которые необходимо решать при проектировании и строительстве гидроузлов на реках.

В чем здесь дело? А в том, что изучение дисциплин по монографиям не дает цельного представления о проблеме, взаимосвязи отдельных проблем и слиянии их в нечто общее, а это общее сталкивается с другими “общими” — из этого формируется инженерное решение. Рассмотрим этот путь подробней.

В учебнике имеется 33 главы, которые представляют собой фактически десять и даже более монографий (монография — печатный труд, посвященный узкому научному вопросу). Действительно, глава 3, посвященная воздействию фильтрационного потока на сооружения, русло и берега имеет объем около 3 п. л. В этой главе рассмотрены не только общие вопросы фильтрации, но и специфика использования теории фильтрации применительно к гидротехническим сооружениям. А если добавить к этой главе параграфы, имеющиеся в других главах, то такая “монография” объемом 4–5 п. л. дает возможность изучить проблему фильтрации в основании гидротехнических сооружений и вокруг

них, учитывая, что здесь даны оригинальные решения авторов учебника применительно к гидротехническим сооружениям, проектировавшимся и построенным в СССР и России.

Если студенту предложить пользоваться монографиями, то успех не будет достигнут. К 50-летию Великой Октябрьской социалистической революции под редакцией академика П. Я. Полубариновой-Кочиной была выпущена монография, посвященная достижениям советских ученых в области фильтрации за 50 лет. Это большой том содержал перечень работ в виде аннотаций. Представьте себе, что студенту будет предложено искать ответы в этом “море” монографий.

На этом примере видно, насколько облегчается труд студента при наличии компактного и достаточно полного для него изложения фильтрационных проблем.

Другой монографией в данном учебнике можно считать главы 6, 8, 9, 16 и 18 объемом около 12 п. л., которые посвящены бетонным гравитационным и контрфорсным плотинам. В этих главах научные вопросы во многом разработаны сотрудниками кафедр, в том числе авторами этих глав.

Только “теории разрушения” посвящена монография в девяти томах. Простое описание конструкций и методов расчета на уровне 60-х гг. XX в. заняло порядка 15 п. л. (автор Л. В. Олешкевич), а это очень компактное издание. В перечисленных главах нашего учебника очень полно и компактно описаны проблемы проектирования (включая современные методы расчета, т.е. численные методы) и исследования экспериментальные и численные, выполненные, в том числе, сотрудниками кафедры.

В 1970-х гг. была выпущена монография под редакцией профессоров М. М. Гришина и А. В. Михайлова, посвященная проектированию и строительству бетонных водосбросных плотин на скальном основании, объемом около 30 п. л. А сколько еще было издано монографий! В учебнике главы 4, 5 и 7 (объем около 8 п. л.) посвящены этой проблеме и также являются оригинальными.

Грунтовым плотинам посвящено около 10–12 п. л. (главы 11, 12, 13 и § 7.1). В России десятки или сотни монографий посвящены грунтовым плотинам. Эти главы совершенно оригинальны и содержат самые последние разработки авторов учебника.

Таким образом, эти главы содержат самые последние достижения в мире в этой области знаний. Имеются и отдельно изданные монографии авторов учебника, в том числе и других авторов, но они имеют совершенно “неподъемный” объем для студентов и даже магистров. По уровню подготовки ими должны пользоваться аспиранты.

Особо следует отметить главы, каждую из которых можно считать монографией: 17 глава — “Сейсмические воздействия на гидротехнические сооружения” (объем 3,5 – 4 п. л.), 19 глава — “Оптимизация конструкций гидротехнических сооружений”, 24 глава — “Компоновка гидроузлов”, 25 глава — “Водоохранилища и нижние бьефы гидроузлов”, 28 глава — “Гидротехнические туннели”, 31 глава — “Техническая эксплуатация гидротехнических сооружений”, 32 – 33 главы — “Натурные и лабораторные исследования гидротехнических сооружений” — все эти главы включают оригинальные разработки авторов учебника.

Главы, не перечисленные выше, являются связующими и дополняющими, дающими студентам представление о гидротехнических сооружениях.

Таким образом, учебник представляет собой сумму монографий, увязанных между собой общей идеей и составляющих комплекс знаний по вопросам исследований, расчетов и проектирования гидротехнических сооружений на начало 2011 г.

В связи с этим считаю, что такого класса учебник является “учебником-монографиями”. Именно такой учебник позволяет студенту увидеть научную проблему в целом, и уже будучи магистром или аспирантом дополнить свое представление о выбранном для исследования вопросе на основе большего количества современных и не очень современных (которые также очень полезны) монографий.

Таким образом, считаю, что как по общенаучным дисциплинам, общетехническим, так и по специальным дисциплинам учебники необходимы. Это поняли уже во многих странах мира, где переводят учебники по специальным дисциплинам. В Китае, Индии, Корее, во Вьетнаме наши учебники

(естественно прежние редакции) переведены и по ним учатся студенты. Просили разрешения на перевод учебника испаноговорящие страны. Учебник переведен также на арабский язык.

Такие учебники-монографии должны быть отнесены и к научным и к учебно-методическим работам, т.е. иметь статус научно-методических изданий и оцениваться существенно выше, чем чисто научная или, тем более, чисто методическая работа. Впрочем здесь нет новшества, так как этот подход имел место до 1991 г. Следует иметь в виду, что учебники по гидротехнической специальности выпускаются (и выпускались раньше) крайне редко. Наша кафедра выпускала учебники в 1979, 1996, 2008 и 2011 гг.

Теперь имеет смысл остановиться на особенностях именно этой редакции. В связи с землетрясением на севере Японии была несколько развита глава 17, посвященная сейсмическим воздействиям на гидротехнические сооружения, в части определения собственных частот и собственных форм колебаний бетонных плотин на скальных основаниях. В этой главе приводятся данные, которые позволяют учесть влияние деформируемости скального основания на периоды и формы собственных колебаний бетонных плотин. В части арочных плотин показано влияние направления сейсмического воздействия на НДС плотины. Особое внимание уделено величине возникающего порового давления в верховой упорной призме и времени его рассеивания (исследования проведены впервые). Этот вопрос рассмотрен также в главе 12, где исследуется влияние коэффициента фильтрации на величину возникающего порового давления.

Большое внимание во всех разделах уделено численным методам решения поставленных задач и результатам таких исследований.

Каждый том учебника имеет предметный указатель.

Нам (авторам) кажется, что издан учебник существенно лучше, чем предыдущее издание 2008 г.

---

Сдано в набор 22.08.2011. Подписано в печать 11.10.2011. Формат 60×84 1/8.

Печать офсетная. Печ. л. 9,5. Цена свободная

---

Оригинал-макет выполнен в издательстве “Фолиум”  
127238, Москва, Дмитровское ш. 58, тел/факс (495) 482-5590, 482-5544

**Internet:** <http://www.folium.ru>, **E-mail:** [info@folium.ru](mailto:info@folium.ru)

Отпечатано в типографии издательства “Фолиум”

---