



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.

№ 12

декабрь

2011

Содержание

Проектирование, строительство, эксплуатация

Шуйфер М. И., Аргал Э. С. Создание плотины Камбаратинской ГЭС-2 крупномасштабным взрывом: анализ опыта и уроки проектирования 2

Корчевский В. Ф., Малышев А. М., Количко А. В., Орехов В. В. Канкунская ГЭС на р. Тимптон в Республике Саха (Якутия): вариант грунтовой плотины с ядром из укатанного бетона 11

Соболь С. В., Соболь И. С., Иконников Л. Б., Хохлов Д. Н. Анализ переформирования абразионных берегов Горьковского водохранилища за период эксплуатации 1957 – 2010 гг. с прогнозом на следующее десятилетие 23

Клёпов В. И. Управление водными ресурсами Московского региона для устойчивого водообеспечения в маловодных условиях 31

Калустян Э. С., Вавилова В. К. Натурные наблюдения по Богучанской ГЭС 36

Жиркевич А. Н., Бесстрашнов В. М., Шилина Е. Н., Стром А. Л. Оценка расходов воды при прорыве существующих и потенциально возможных естественных перекрытий в бассейне р. Вахш выше намечаемой Рогунской ГЭС 38

Кузьменко А. П., Майнагашев С. М., Золотухин Е. П., Епифанов А. П., Кузьмин Н. Г., Лазуткин А. Е. Автоматизированная система регистрации землетрясений и мониторинга технического состояния плотин гидроэлектростанций 47

Поздравление И. Л. Сапиру 54

Поздравление Э. Г. Газиеву 55

Поздравление Н. П. Киселеву 56

Дискуссии

Натишвили О. Г., Тевзадзе В. И. Оценка глубин безградиентного и градиентного слоев гиперконцентрированного селевого потока 57

Российские энергетики

Малышев Н. А. (к 100-летию со дня рождения) 60

Бернштейн Л. Б. (к 100-летию со дня рождения) 61

Содержание журнала за 2011 год 62

На обложке – Горьковское водохранилище

Создание плотины Камбаратинской ГЭС-2 крупномасштабным взрывом: анализ опыта и уроки проектирования

Шуйфер М. И., зам. директора проектной мастерской,

Аргал Э. С., зам. главного инженера, доктор техн. наук (ООО “Гидроспецпроект”)

Анализируются результаты комплексных аппаратурных наблюдений и видеосъёмки при крупномасштабном взрыве по сооружению плотины Камбаратинской ГЭС-2 на р. Нарын в Кыргызской республике. Дана оценка испытаний энергетической эффективности взрывчатых материалов, выявлены особенности проявлений КМВ в сейсмических и воздушных волнах, проанализированы формирование и движение горной массы. Дан методологический анализ результатов проектирования и производства КМВ.

Ключевые слова: крупномасштабный взрыв, сейсмическое воздействие, акустические волны, формирование навала, методология проектирования.

На строительстве Камбаратинской ГЭС-2 на р. Нарын в Кыргызской республике 22 января 2009 г. в 11 ч 54 мин по местному времени был произведён взрыв, предназначенный для создания плотины из местных материалов. По масштабу, важности его целей для хозяйственно-экономических планов республики, сложности организации и производства этот взрыв является уникальным событием для всех его участников, включая научно-исследовательские, проектные и строительные организации РФ. Полученный опыт реализации крупномасштабного взрыва (КМВ) имеет уникальную значимость также и в силу относительно редкой возможности накопления подобной информации и вследствие особенностей условий проведения и полученных результатов.

Организация работ и исследований. При проектировании, подготовке и производстве КМВ был выполнен комплекс научно-исследовательских работ, инструментальных наблюдений за прототипными (для прогноза) и за фактическими процессами, генерируемыми КМВ. Актуальность и содержание исследований определялись необходимостью разрешения ряда неопределённостей работы взрыва и его внешних проявлений в заданных условиях при поставленных целях использования КМВ. Анализ материалов исследований и наблюдений, в том числе за результатами КМВ, приводит к частным оценкам его потенциальной и фактической эффективности в конкретной обстановке, а также к обобщению характеристик условий сооружения плотин взрывом.

Масштаб обсуждаемого взрыва определяется массой зарядов взрывчатого материала (ВМ): в подземных выработках на правом берегу проектного створа ГЭС были размещены заряды (рис. 1) массой в первом (нижнем) ряду длиной 100 м — 700 т, во втором ряду длиной 50 м — 2160 т (основной за-

ряд). По организационным и технологическим причинам в качестве ВМ применялся гранулит РП, изготавливаемый на месте из пористой селитры (94,5 %) и дизельного топлива, не имеющий представительной апробации в проектом масштабе производства и использования. Для поддержания детонации вдоль зарядов гранулита РП дополнительно укладывались заряды аммонита 6ЖВ массой 18 т (нижний ряд) и 38 т (верхний ряд).

В проекте производства работ (ППР) между взрывами зарядов первого и второго рядов было принято замедление в 2 с.

Требования к результатам взрыва сложновзаимосогласуемы:

перекрытие р. Нарын на узком участке между подводным и отводящим каналами с образованием плотины определённых высоты и объёма, устойчиво и надёжно сопротивляющейся разрушению от интенсивного воздействия фильтрующихся вод;

исключение массового заваливания перемещаемой (сбрасываемой взрывом) породой близлежащих охраняемых объектов ГЭС, в том числе водоприёмных устройств, включаемых в эксплуатацию непосредственно после создания плотины;

обеспечение гарантированной безопасности указанных объектов, а также зданий и сооружений административно-хозяйственного комплекса ГЭС, жилых, хозяйственных и общественных объектов п. Кара-Жигач от воздействия сейсмических и воздушных волн, разброса камней и других поражающих факторов действия взрывов.

Геолого-тектонические условия на участке производства взрыва и в его окрестности являются дополнительным обстоятельством, существенно осложняющим проектирование КМВ. На примыкании к разрабатываемому участку породный массив пересекается крупным (II порядка) так называемым Южным тектоническим разломом. Взрываемый

массив оказывается в зоне его влияния мощностью около 100 м. В пределах участка трассируются либо предполагаются разломы и тектонические швы меньшего порядка. За Южным разломом разрез скальных пород — песчаники, алевролиты — прерывается тектоническим надвигом в неогеновых и четвертичных отложениях связных и рыхлых грунтов (глины, конгломераты, галечник и т.д.).

Литолого-структурная неоднородность разрабатываемого и вмещающего массива заставляет считаться с неопределённостью реакции на взрывное воздействие и на эффективность использования энергии взрыва на разрушение и перемещение пород.

Наконец и сроки производства КМВ, устанавливаемые субъективными соображениями и природообусловленными обстоятельствами (хозяйственные и социально-политические факторы, сезонные и региональные риски, в том числе паводковые, горной и сейсмической активности и т.п.), позволяют, в совокупности с вышеназванными, отнести условия проекта сооружения плотины взрывом к особо сложным.

Проектирование взрывов подобного масштаба и назначения, не имеющих широкой практики применения, нуждается в пополнении информационной базы, в конкретизированном обосновании проектных решений по результатам модельных и натуральных испытаний и экспериментов. С другой стороны, анализ и обобщение материалов осуществления таких взрывов, даже при рассмотрении их в рамках класса редких событий, могут и должны дать ценный материал для обеспечения перспектив развития и внедрения надёжной технологии сооружения объектов взрывом, с учётом уроков полученного опыта проектирования и производства.

Оценка энергетической эффективности ВМ. Проектные работы по КМВ были выполнены в основном объёме в 1988 – 1990 гг. и продолжились в процессе актуализации проекта до выхода на ППР в 2008 – 2009 гг. Вышеописанные условия производства КМВ диктуют необходимость обеспечения системной связи проектных решений и базисных для них представлений с адаптацией первых к изменениям и уточнениям, произошедшим за период от остановки строительства в 90-х гг. до момента взрыва. Указанный подход как методологический критерий должен быть использован при определении целей и содержания исследований для обоснования проекта.

Принятый в рабочей документации ВМ — гранулит РП-1 при актуализации проекта был заменён на гранулит РП-1. Если энергетические характеристики проектного ВМ известны, стандартизованы и соответствуют эталонному уровню, то для гранулита РП-1 они должны быть установлены.

Требования системного учёта обусловленности энергетической эффективности ВМ конкретными особенностями и целями работы взрыва в данном случае не позволяют ограничиваться стандартными методиками определения их энергетических характеристик [1]. Очевидной является необходимость исследования (в условиях, масштабе и сообразно задачам КМВ) распределения энергии взрыва на проектные (полезные) составляющие его действия — разрушение, перемещение (сброс) пород — и на попутные потери, в том числе на поражающие факторы — сейсмические, воздушные ударные и акустические волны, разброс камней и т.д.

Попыткой подобных исследований взрывной эффективности ВМ из ряда игданитов (как и РП-1) явился производственный крупномасштабный взрыв на р. Уч-Терек в 1989 г. Этот эксперимент хотя и подтвердил принципиальную возможность сооружения плотины взрывом игданита, изготавливаемого на месте, однако к однозначно интерпретируемому результату не привёл.

Стандартные испытания ВМ взрывами на выброс в малосвязном (пылеватые суглинки) грунте (оценка по сравнению объёмов воронки выброса от взрывов зарядов РП-1 и эталонного ВМ) и взрывами на поверхности грунта — оценка по давлению в ударной воздушной волне (УВВ) — определили приблизительное равенство эффектов от РП-1 и эталонного ВМ. При этом кажущемся равенстве испытаниями не учитываются предполагаемое различие в расходе энергии на разрушение пород (при испытаниях сопротивление среды не существенно) и возможное повышение эффекта выброса в малосвязной среде при взрыве РП-1 из-за его “метательных” свойств. Также сомнительна корректность оценки рабочей эффективности РП-1 по давлению в УВВ, поскольку испытания на поверхности не могут характеризовать распределение энергии взрыва в реальных условиях КМВ.

Осуществлённые испытания, формально необходимые, оказались недостаточными. Между тем в рамках гидродинамической теории детонации [1] при средней скорости детонации по результатам испытаний РП-1 и максимальной скорости по ТУ на данные ВМ — 3,5 км/с удельная энергия достигает эталонного уровня (4,3 МДж/кг) только при понижении эффективного показателя сжимаемости взрывных газов до значения $K = 1,55$. В случае эталонных ВМ, к которым можно отнести граммонит 79/21, такой показатель, по крайней мере при взрывах в прочной среде, не ниже $K = 2$.

С уменьшением жёсткости взрывных газов, как и с уменьшением удельной энергии ВМ, обеспечение заданных результатов взрыва требует адекватных изменений его параметров. Для гранулита РП-1 при максимальной скорости детонации

3,7 км/с и $K = 2$ расчётная удельная энергия оказывается в 1,35 раза ниже эталонной, что противоречит результатам стандартных испытаний и должно учитываться в проектных решениях. Вместо этого на основании умозрительных заключений о геолого-тектонических и рельефных условиях участка КМВ, без их уточнения в ходе актуализации проекта и разработки ППР, было решено отказаться от нижнего ряда трёхрядной схемы размещения зарядов КМВ по проекту 1990 г. при увеличении массы ВМ в зарядах второго ряда (по этой схеме) с 550 до 700 т.

Риски ограничения свободы перемещения породы взрывом основного заряда (из-за увеличения налегающего прируслового объёма и поверхности его сдвига при одноактном “мгновенном” их формировании взрывом зарядов 1-го ряда) не рассматривались. В сочетании с показанными выше энергетическими особенностями применяемого ВМ типа игданитов с относительно высоким удельным объёмом взрывных газов неучтённые риски усугубляют опасность непроекартного перераспределения потенциальной энергии продуктов детонации (ПД), в том числе с их разгрузкой на “растекание” и “прорыв” по структурным ослаблениям массива вместо перемещения пород, искусственно затруднённого принятым решением по отмене одного из зарядов.

Таким образом, вследствие нарушения принципа системного взвешивания факторов влияния на объект проектирования, созданы предпосылки для дополнительного понижения эффективности “полезного” действия взрыва.

Особенности проявлений КМВ в сейсмических и воздушных волнах. Анализ результатов комплекса исследований, выполненных при подготовке и производстве КМВ, раскрывает причинно-следственные связи внешних проявлений взрыва с заложенными в проекте и реализованными решениями и позволяет уточнить условия надёжного обеспечения сооружения плотин взрывами. Исследования сейсмического эффекта взрыва, имевшие главной целью прогноз и определение интенсивности воздействия колебаний от КМВ на охраняемые объекты, косвенно характеризуют и производственную эффективность взрыва.

Сейсмические измерения при опытных взрывах в породах относительно податливого массива участка КМВ не дают уверенно интерпретируемого и представительного материала для оценки доли общей энергии взрыва на сейсмическое излучение. При камуфлетных взрывах аммиачной селитры с дизтопливом и граммонита 82/18 установленная по скорости колебаний интенсивность сейсмических волн различается незначительно: в первом случае на 4 – 9 % выше, чем во втором, т.е. в пределах ве-

роятной погрешности измерений. Считаясь с объективными данными о сравнительно меньшей энергии игданитов, можно предположить, что действительные потери энергии камуфлетного взрыва игданита на сейсмические излучения, по крайней мере, не ниже 5 %, характерных для взрывов химических тротилсодержащих ВМ [2].

В высокопрочных гранитоидах средней и малой трещиноватости (малоподагтивный массив) результаты сравнения опытных камуфлетных взрывов игданита и граммонита 79/21 подтверждают пониженную энергетическую эффективность взрыва игданита. Здесь вследствие малой податливости среды интенсивность сейсмического излучения, стремясь в обоих случаях к предельной доле затрачиваемой на него энергии ВМ, должна отражать только разницу в переданной среде общей энергии взрыва, что и обнаруживают измерения: среднестатистические значения показателя сейсмичности, определённого по скоростям колебаний, при взрыве граммонита 79/21 до 30 % выше, чем для игданита. Столь существенные в проявлениях различия, установленные по косвенным признакам для камуфлетных взрывов, не могут быть непосредственно перенесены на условия проектируемых взрывов сброса, но являются достаточным основанием для качественной оценки сравнительной энергетической эффективности ВМ, предложенного при актуализации проекта. При такой оценке не может не учитываться вывод о пониженной эффективности игданитов относительно граммонита 79/21 даже в наиболее простых — по использованию, распределению энергии взрыва на факторы действия - условиях камуфлета. Кроме того, осуществлённые эксперименты показали, что сейсмические проявления взрывов зарядов ВМ, принципиально различающихся по составу и энергетическим характеристикам, заметно по разному отражают условия в очаге взрыва, связанные с прочностной и гравитационной нагрузкой на ПД, с жёсткостью (например, акустической) разрушаемой среды.

Это заключение представляется тривиальным, однако из него непосредственно следует *недопустимость абстрагирования от поставленных целей взрыва при выборе, испытаниях ВМ на работоспособность и принятии соответствующих решений.*

В связи с необходимостью учёта влияния нагрузки на заряд при оценке сейсмического действия взрыва в ходе проектирования и актуализации проекта КМВ была проведена серия опытных взрывов в условиях Камбаратинской ГЭС-2. По результатам измерений скоростей смещения на дневной поверхности наибольшей интенсивности сейсмических объёмных волн соответствует обобщающая формула

$$\bar{V} = 350(\sqrt[3]{Q}/r)^2, \quad (1)$$

где \bar{V} — максимум объёмного вектора скорости, см/с; Q — масса заряда, кг (в опытах $40 - 10^4$); r — расстояние до точки измерения, м (в опытах до 1000).

При подземных взрывах с интенсивностью колебаний по (1) макроразрушений — видимых деформаций, смещений — на дневной поверхности, как правило, не отмечалось, что соответствует принятым параметрам зарядов и глубине их заложения, предполагающим условия камуфлетного взрыва.

Неуправляемые потери энергии взрыва на излучение сейсмических волн должны были оцениваться в условиях проектного КМВ, т.е. при рыхлении и сбросе пород в объёме, необходимом для сооружения плотины. Для прогноза уровня сейсмического воздействия от КМВ использовались опытные взрывы на участке с одной субгоризонтальной поверхностью, свободной для перемещения, образующие воронку рыхления без сброса пород, а также взрывы с двумя свободными поверхностями, моделирующими КМВ по условию рыхления со сбросом.

Обобщение данных сейсмометрических наблюдений при взрывах рыхления подтвердило значительное снижение доли потерь энергии на сейсмическое излучение: в рассматриваемой при камуфлетных взрывах области действия формулы (1) максимумы измеренных скоростей колебаний от взрывов рыхления не выходят за верхний предел вариации величин, обозначенный выражением

$$\bar{V} = 150(\sqrt[3]{Q}/r)^2. \quad (2)$$

Внешние признаки разрушения породного массива ограничивались “выпором” или “провалом” отдельных блоков и кусков породы с их перемещением — выносом вблизи границы воронки рыхления на дневной поверхности. Разрушение пород сопровождалось выбросом ПД, пыли и единичных камней. Экспериментальные взрывы с удельным расходом ВМ $1 - 1,3 \text{ кг/м}^3$, моделирующие сброс разрушенного массива с двумя свободными поверхностями и усиленное рыхление в массиве с одной свободной поверхностью, продемонстрировали ожидаемое дополнительное понижение интенсивности колебаний (в среднем по скоростям относительно взрывов рыхления в $1,1 - 1,5$ раза), что отмечено на графике [3, рис. 2].

Сейсмическая регистрация КМВ при внешних проявлениях, сходных с опытными взрывами рыхления, но с признаками оползания в русло разрушенных взрывом пород, обнаружила, что распределение значений скоростей, измеренных на участке

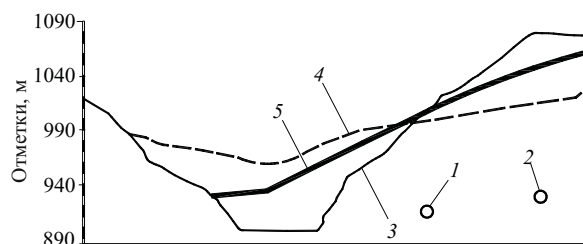


Рис. 1. Продольный разрез по оси плотины (вид с нижнего бьефа):

1 — заряд № 1; 2 — заряд № 2 (основной); 3 — очертание берегов в районе створа; 4 — граница навала по проекту 2008 г.; 5 — фактическая граница навала

наблюдений при опытах, удовлетворительно осредняется формулой (2), как это видно по графику рис. 2. Однако, в отличие от опытных взрывов рыхления, для которых график формулы (2) очерчивает границу максимумов в поле флуктуации, при КМВ выборка значений скоростей в объёмных волнах распределена практически симметрично относительно графика формулы (2). Из этого обстоятельства следует, что *по эффективности сейсмического излучения КМВ может уподобляться взрывам рыхления из эксперимента с некоторым смещением в сторону наиболее пригруженных взрывов.*

То же можно сказать о проявлениях поверхностных волн (рис. 2), в которых обнаруживается относительное увеличение интенсивности колебаний (в диапазоне $\bar{V} = (50..100)(\sqrt[3]{Q}/r)$ на расстоянии 1500 м и более). Это явление обусловлено, кроме того, волноводным усилением колебаний (снижением затухания) по приповерхностному грунтовому слою, активированному мощным воздействием КМВ, в том числе связанным и с формированием купола в массиве пород, пригружающих заряды в течение всего периода эффективного действия взрывов. Повышение уровня сейсмического излучения при данном КМВ установлено определением его магнитуды M по первоочередному анализу материалов глобальной сети наблюдений до $M = 4,2...5,2$ (против $M \leq 4$, прогнозируемой для КМВ с учётом сброса [3]).

С другой стороны, прогноз сейсмического воздействия КМВ, осуществляемый по (2) надёжно подтверждается наблюдениями, включающими, помимо сейсморегистрации, макросейсмические оценки состояния объектов до и после КМВ. Приходится констатировать, что колебания от КМВ оказались выше, чем следовало ожидать по данным моделирующих экспериментальных (см. выше) взрывов с массовым сбросом пород, но в пределах запаса обеспечения безопасности, установленного инженерными оценками.

Существенным, хотя также косвенным, показателем распределения энергии взрыва являются па-

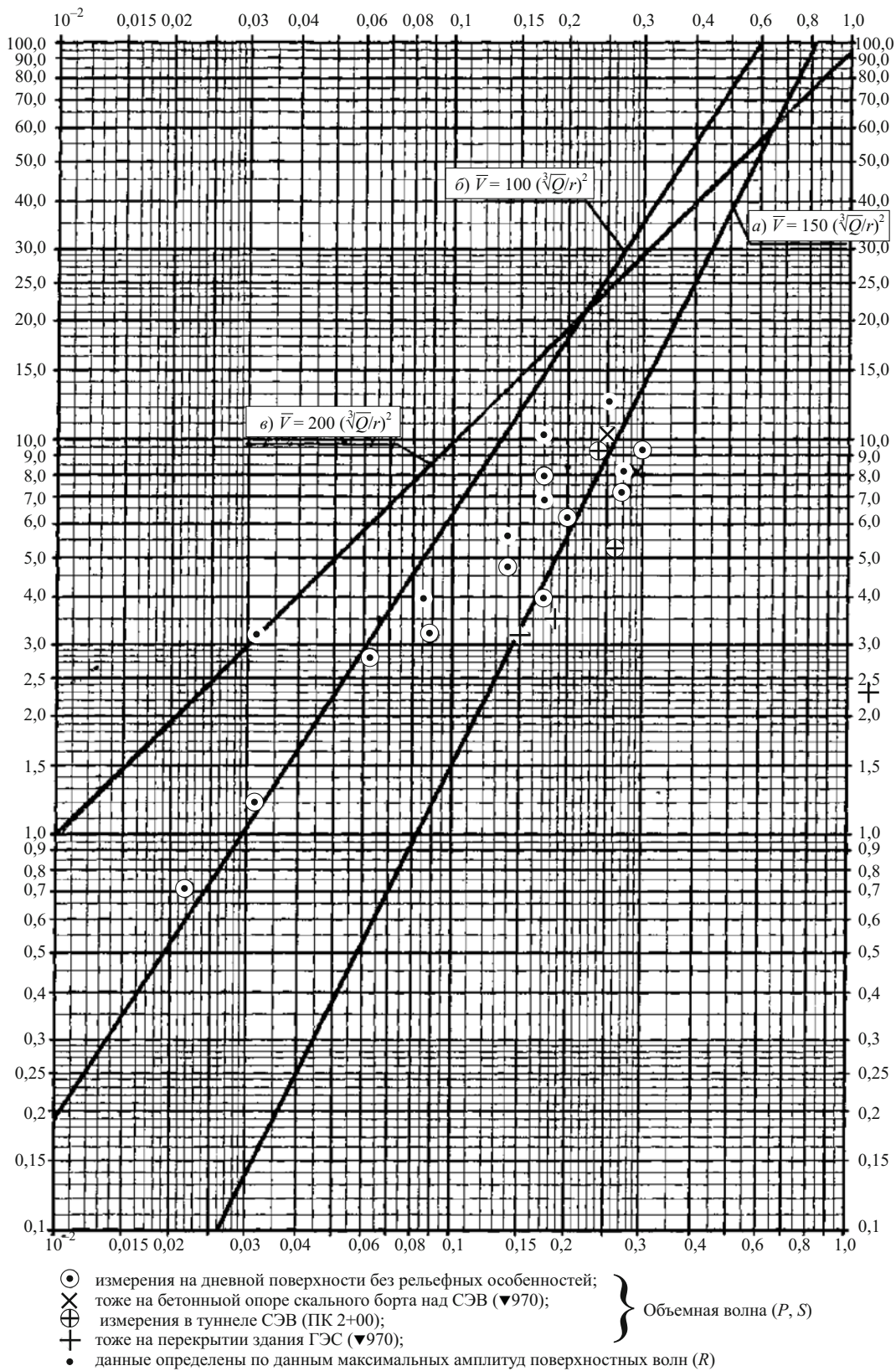


Рис. 2. Распределение данных сейсмоизмерений в поле “вектор скорости - приведённая масса заряда” и обобщающие графики максимумов: *a* — ближняя зона; *б* — дальняя зона; *в* — по фазам поверхностной волны

раметры и характеристики воздушных волн, генерируемых ПД на дневной поверхности окрестности производства взрыва. В принципе такие волны интенсивно проявляются при выходе ПД на по-

верхность и менее выражены как излучение от “выпора” пород в куполе над зарядом и (или) от сильных сейсмических волн в приповерхностном полупространстве, как вторичные волны, отражён-

ные наземными объектами и т.д. В зависимости от полноты расхода энергии ПД во вмещающей заряд среде (на её разрушение и перемещение) потери энергии на возбуждение волн в атмосфере могут быть от нулевых (теоретически) — при совершенном камуфлете — до максимальных (в виде ударных волн — УВВ) — при взрыве зарядов на дневной поверхности. Последний вариант, именно вследствие перехода потенциальной энергии взрыва в УВВ, используется как один из стандартных способов оценки энергии ВМ независимо от реальных особенностей его работы в среде и функционального распределения этой энергии.

Взрывы рыхления, тем более с активным (под действием ПД) сбросом пород, должны сопровождаться УВВ разной степени интенсивности. Например, для рассматриваемого по условиям расхода энергии на рыхление взрыва с параметрами первого ряда зарядов ВМ расчётное давление в УВВ [4] на расстояниях 300 – 400 м (область акустических измерений при КМВ) оказывается в пределах 3 – 4 кПа, а для второго ряда — на расстоянии 450 м — до 25 кПа. На рис. [5, рис. 4] представлена регистрограмма давления, измеренного при КМВ на указанных расстояниях на участке, расположенном субнормально к оси зарядов у входного порта-

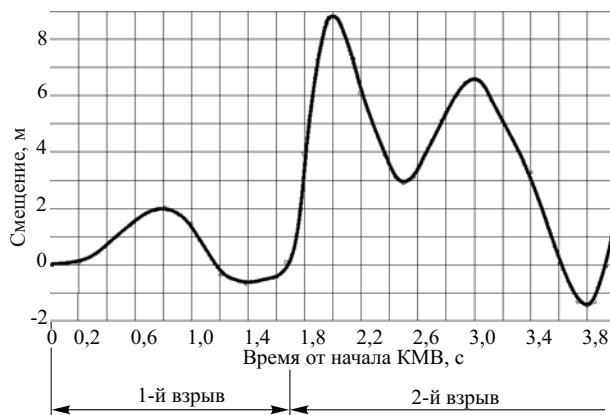


Рис. 3. Диаграмма движения поверхности породного массива при формировании куполов над зарядами КМВ

ла строительного-эксплуатационного водосброса (СЭВ). Обращает на себя внимание отсутствие ударного фронта по всей протяжённости процесса, представляющего колебания давления в воздушной волне. Максимум давления соответствует по времени вступления его фазы взрыву зарядов первого ряда, что видно из сопоставления с акселерограммой [5, рис. 4]. Измеренное значение амплитуды давления здесь равно 0,74 кПа, т.е. в 4 – 5 раз меньше расчётного (для слабых УВВ) значения по тако-

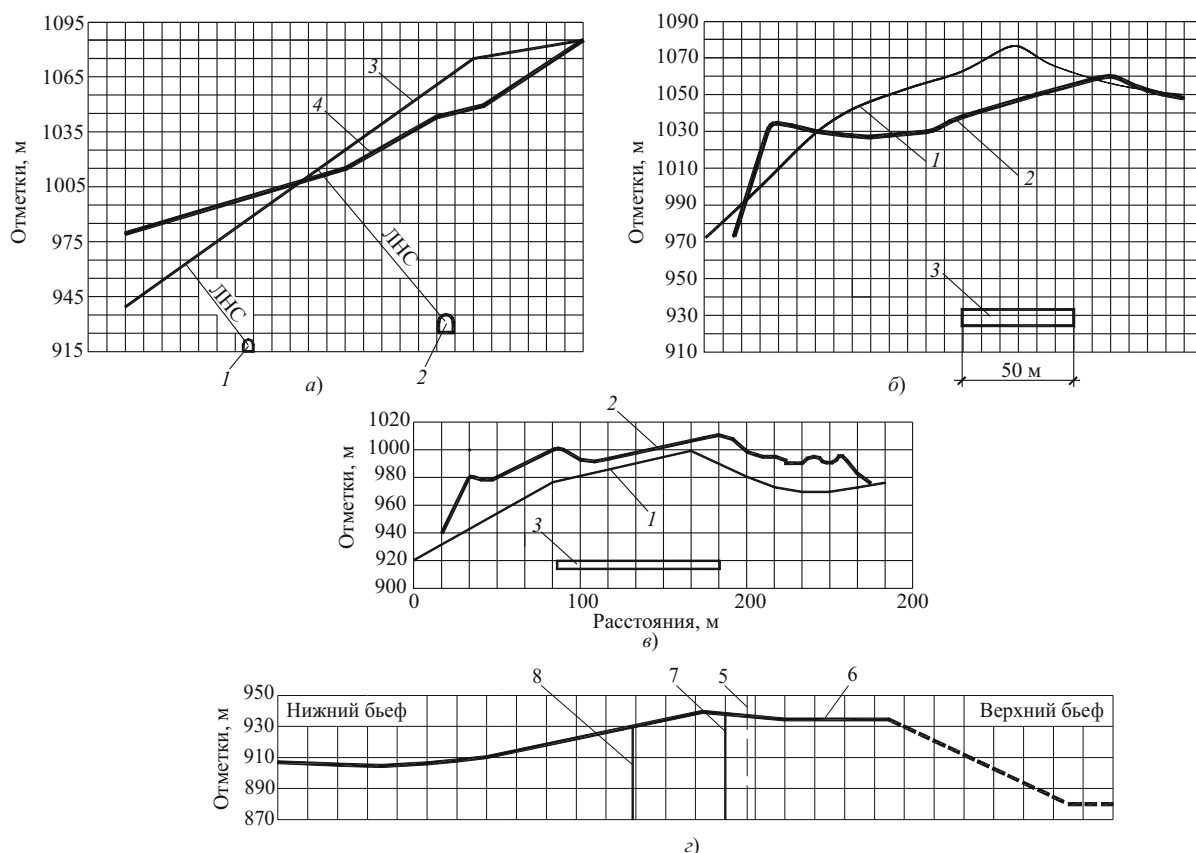


Рис. 4. Разрезы:

a — по линии средин зарядов; *б* — по оси заряда № 2 (основного); *в* — по оси заряда № 1; *г* — по руслу р. Нарын; 1 — заряд № 1; 2 — заряд № 2 (основной); 3 — поверхность до взрыва; 4 — поверхность после взрыва; 5 — проектная ось гребня плотины; 6 — поверхность перемычки, образованной КМВ; 7 — нормаль к заряду № 2 (основному); 8 — нормаль к заряду № 1

му взрыву и не сопоставимо с уровнем, ожидаемым от взрыва основного заряда. Длительность фазы максимального давления 0,4 с, тогда как для УВВ она теоретически стремится к нулю. Измерения на расстоянии 1,5 км в направлении “прямой видимости” участка КМВ с фланга зарядов фиксируют значимые амплитуды давления — до 0,075 кПа — только ко времени подъёма куполов над зарядами и прорыва их струями ПД. Время формирования пикового давления составило не менее 0,08 с, что также исключает ударный и подтверждает акустический характер воздушных возмущений при КМВ.

Выход ПД в атмосферу, создающий в области потенциально ударного воздействия относительно маломощную акустическую волну, имеет фиксированную видеонаблюдениями локализацию по месту и времени проявления.

Обе эти особенности эффекта КМВ на поверхности свидетельствуют об исчерпании энергии ПД на работе внутри разрушаемого массива. При этом расход части энергии на преодоление нагрузки от налегающих пород оказывается практически равнозначным потенциальной энергии их сопротивления разрушению и перемещению. Судя по анализируемым данным, при отказе от заряда, предназначавшегося для разгрузки нижнего массива, использованный ВМ не обеспечил необходимой энергии для активного сброса, который должен был бы сопровождаться интенсивным высвобождением энергии ПД в атмосферу: в случае данного КМВ, в частности, один из индикаторов такого сброса УВВ не фиксируется.

Анализ формирования и движения горной массы по видеосъёмке и геодезическая документация навала. Видеосъёмка поверхности очага КМВ в процессе его развития показала справедливость выводов из анализа материалов сейсмических и акустических наблюдений. Последовательные серии кадров, в том числе приведённых в [5], полученные при фланговой и фронтальной к рядам зарядов съёмках с обоих берегов р. Нарын, обнаруживают следующее:

отсутствует массовый сброс пород по всей продолжительности действия КМВ, вплоть до выброса ПД;

отмечается оползание — сдвиг, включающий подвигание породной массы взрывом и обрушение (осыпание) грунта в период последствия в русло реки с образованием перемычки. На фоне оползания по контуру его основания выделяются участки прорыва ПД (предположительно) с пылевыми и породными выносами;

в процессе формирования купола выпора через 0,25 с от начала КМВ на поверхности над нижним рядом зарядов устанавливается первое видимое смещение, достигающее максимума к 0,6 – 0,8 с,

при этом наибольшая скорость движения купола по объёмному вектору ограничена значением 12 м/с. Движение поверхности в куполе является несимметричным двузнаковым с “выпором” в волне сжатия и опусканием (возвратом в массив) в волне разгрузки, с преобладанием вертикальной составляющей над участком первого ряда и с перемежающимися максимумами по составляющим во времени — над вторым рядом зарядов. Максимальная скорость смещения поверхности купола над основным зарядом превышает 30 м/с;

породная масса над нижним рядом остаётся перед массивом над основным зарядом в виде упора всё время до финального — на 4,5 с от начала КМВ — прорыва продуктов взрыва. При этом, учитывая, что за время 1 – 1,2 с в куполе подпорного участка происходит движение из массива (рис. 3) — взвешивание волной сжатия объёма разрушенных пород, а затем возвратное движение, принятый интервал времени замедления взрыва основного заряда оказывается излишне большим. Целесообразно, по-видимому, было бы принять этот интервал в границах времени взвешивания — движения во внешнюю сторону (0,5 – 1 с). Суперпозиция однознакового движения от первого и второго взрывов могла бы увеличить суммарное смещение пород, способствуя усилению сдвиговых тенденций. Интервал замедления по ППР — 2 с и реализованный — 1,7 с исключают эти условия, потенциально позволявшие до некоторой степени скорректировать результаты КМВ.

Фактические результаты КМВ применительно к проектным целям сооружения плотины рассматриваются по данным топографической съёмки навала пород, выполненной до его механизированного наращивания.

Из рис. 1 видно, что высота перемычки, образованной КМВ, ниже проектной высоты плотины у левого берега (противолежащего участку взрыва) на 40 м, у середины русла — на 20 – 25 м против прогноза по актуализированному проекту. На правом берегу перемычка превышает ожидаемые проектные отметки;

поверхность навала в поперечном сечении имеет характерные оползневые очертания, что согласуется с отслеживаемым по видеонаблюдениям процессом его формирования. Рис. 4, а – в демонстрирует выполаживание исходного естественного рельефа склона вследствие понижения поверхности над местом положения основного заряда и поднятия над зарядами первого ряда. Это свидетельствует о перемещении (сдвиге) по склону разрушенных взрывами пород от верхнего (основного) заряда транзитом через участок первого взрыва в сторону русла. Уменьшение наклона, сформированное этим движением (средний угол наклона око-

ло 25 – 30° даже меньше угла естественного откоса несвязных грунтов) подтверждает силовое участие взрыва верхнего заряда в подвижке породной массы с возможным надвигом на передовой упор над нижним рядом зарядов;

разрез перемычки вдоль русла (рис. 4, з) согласуется с представлениями о формирующем влиянии взрыва на её геометрию: положения в плане проектной оси гребня плотины и вершины навала практически совпадают;

участок максимума объёма навала коррелирует с выходом на поверхность воронки дробления пород взрывом, причём оси симметрии основного заряда и гребня перемычки совмещены. Однако гребень перемычки оказывается значительно смещённым в сторону верхнего бьефа от проецируемого на плоскость разреза центра первого ряда зарядов. Последний факт отражает снижение влияния взрыва зарядов на размещение материала в перемычке.

В целом геодезическая документация результатов КМВ суммирует выше отмеченные его эффекты, подтверждая предложенную интерпретацию прямых и косвенных признаков отклонений от проектных условий сооружения плотины взрывом.

Обобщение результатов анализа. Из совокупности материалов по взрывонабросным объектам, исследований и наблюдений, выполненных при производстве КМВ на Камбаратинской ГЭС-2, может быть сделано заключение, позволяющее акцентировать положительный методологический итог.

Отечественная и зарубежная практика сооружения взрывом плотин заданных параметров и характеристик [6] указывает на высокие потенциал и перспективность применения такой строительной технологии, включая крупномасштабные взрывы с направленным сбросом пород. Обсуждаемый случай не противоречит обоснованным оценкам эффективности способа [7].

Анализ организационных, инженерно-геологических проблем актуализации проекта КМВ даёт основание признать условия проектирования и производства КМВ особо сложными, требующими системного обеспечения проектных решений экспертным научно-техническим и изыскательским их сопровождением. Процесс актуализации проекта не в полной мере отвечал подобному требованию. *В частности, основанием замены проектного ВМ гранулитом РП-1 явилась производственно-организационная целесообразность, не согласованная с дополнительными рисками (в данной ситуации возобладала односторонне утилитарные прагматические соображения), тогда как научное обоснование оказалось вторичным и недостаточным, а оценка распределения энергии взрыва и, соответственно, проблемы эффективной работоспособности РП-1 в целях и условиях КМВ практически не*

была осуществлена. Также не получил должной доказательной базы отказ от передового ряда зарядов в пользу увеличения массы ВМ оставленного единственным ряда зарядов прируслового массива.

Относительно организационно-производственных требований, при их изолированном несистемном рассмотрении, предложенные меры могли бы аттестоваться как рациональные (положительный результат КМВ — образование перемычки при обеспечении безопасности охраняемых объектов и недопущении “заваливания” горной массой водопроводящих каналов), если бы они не противоречили требованиям надёжного достижения цели — сооружения плотины проектных параметров. Такие меры могли быть приемлемыми для варианта комбинированного сооружения взрывом плотины, защищённой от возможности размыва последующим механизированным наращиванием навала (при контроле плотности укладки породной массы) и противофильтрационными устройствами. Однако проект КМВ этот вариант строительства не предусмотрел. Между тем, именно двухэтапное (комбинированное) сооружение плотины представляется наиболее надёжным для обеспечения её фильтрационной прочности, что косвенно подтверждается успешными действиями строителей в этом направлении сразу после взрыва.

По данным сейсмометрических наблюдений и регистрации воздушных волн проявления КМВ вблизи участка его производства соответствуют признакам взрыва рыхления с пригрузкой, в частности подавляющей ударную воздушную волну и массовый разброс камней.

Видеонаблюдения за КМВ и его последствиями не обнаруживают признаков сброса пород взрывом: перемычка образуется в основном сдвижением разрыхлённых КМВ пород и прилегающих грунтов в процессе КМВ и в период его последствий. Формирующийся в волне сжатия над зарядами купол приводит к перемещению во внешнюю сторону, взвешиванию породной массы за время, ограниченное 1 – 1,2 с от начала взрыва. Этот период, наиболее благоприятный для выбора интервала замедления между срабатыванием зарядов первого и второго рядов, не был использован.

Геодезическая исполнительная съёмка поверхности участка КМВ и навала пород в русле непосредственно после производства взрыва подтверждает оползневой характер навала и прилегающей толщи пород. Выположенный рельеф бортового навала является следствием взрывного перемещения части объёма разрушенных пород.

Основным уроком и методологическим результатом опыта на Камбаратинской ГЭС-2 является подтверждение актуальности принципа обязательного комплексного системно-связного разре-

шения проблематики сооружения инженерных объектов взрывами. В этом процессе научно-техническое сопровождение суть объективно необходимая составляющая обеспечения надёжности качества проектных решений, равноценная их технологическому содержанию. К сожалению это не вписывается в устоявшуюся практику эмпирического и оперативно-утилитарного проектирования, где задачи обоснования вторичны, а то и не востребованы. Нормализовать положение мог бы экспертный научно-технический аудит проектных процесса и продукции, в том числе и принудительный в случаях, определяемых как наиболее ответственные.

Выводы

1. Получен важный практический опыт проектирования и возведения грунтовой плотины методом направленного взрыва, который можно использовать в дальнейшем.

К сожалению, образованная КМВ плотина получила высоту меньше проектной. Причиной этого явилась совокупность неоптимальных решений, принятых при “актуализации” проекта и в процессе выполнения работ, а именно: выбор ВМ, не обладающего достаточной энергетической эффективностью в данных условиях; отказ от одного из зарядов и завышение времени замедления взрыва второго заряда, приведших к оползанию прирусловых грунтов и образованной взрывом горной массы вместо её сброса.

2. Обеспечение надёжности качества проектирования таких ответственных работ, как сооружение инженерных объектов взрывами, возможно только при наличии обязательного комплексного научно-технического его сопровождения.

3. При возведении плотин взрывным методом необходимо учитывать риски возникновения нештатной ситуации и предусматривать в проекте возможность оперативного проведения работ по наращиванию верхней части сооружения с целью предотвращения перелива воды через гребень образованного сооружения при быстром повышении её уровня в ВБ.

Список литературы

1. Андреев С. Г., Бабкин А. В., Баум Ф. А. и др. Физика взрыва. Под ред. Л. П. Орленко. — М.: Физматлит, 2004.
2. Родин Г. Сейсмология ядерных взрывов. — М.: Мир, 1974.
3. Шуйфер М. И. и др. Исследования сейсмобезопасных условий возведения плотины Камбаратинской ГЭС-2 // Гидротехническое строительство. 2009. № 12.
4. Азаркович А. Е., Шуйфер М. И., Тихомиров А. П. Взрывные работы вблизи охраняемых объектов. — М.: Недра, 1984.
5. Шуйфер М. И., Аргал Э. С. Создание плотины Камбаратинской ГЭС-2 крупномасштабным взрывом: некоторые результаты наблюдений // Гидротехническое строительство. 2011. № 4.
6. Гидротехнические сооружения. Под ред. Л. Н. Рассказова. Учебник для вузов. — М.: Изд-во Ассоциации строительных вузов, 2008. Ч. 1. С. 472 – 484.
7. Michael Shuifer, Edgar Argal. Some results of observations of the construction of huge blustrockfilled dam of Kambaratinskaya HP-2. HydroVision Russia 2011: Conference proceedings. — <http://pennwell.websds.net/2011/Moscow>.

Канкунская ГЭС на р. Тимптон в Республике Саха (Якутия): вариант грунтовой плотины с ядром из укатанного бетона

Корчевский В. Ф., гл. инженер (ООО “Гидроспецпроект”),

Малышев А. М., гл. инженер проекта (ЗАО “КПИИ Гидроэнергопроект”),

Количко А. В., гл. геолог, кандидат геол.-минер. наук
(ЗАО “КПИИ Гидроэнергопроект”),

Орехов В. В., вед. научн. сотрудник, доктор техн. наук (ООО “МИГГ”)

Рассматриваются различные типы водоподпорного сооружения Канкунской ГЭС, предлагается вариант компоновки гидроузла с грунтовой плотиной и новой конструкцией ее противофильтрационного элемента.

Ключевые слова: вечная мерзлота, плотина, водосборные сооружения, технология строительства.

Выбор состава, компоновки и конструкции основных сооружений Канкунской ГЭС определяется рельефными, инженерно-геологическими и строительно-хозяйственными условиями створного участка, а также высотой водоподпорного сооружения, режимом регулирования стока в водохранилище, величиной расчетных паводковых расходов и т.д. Особое значение имеет конструкция плотины, которой будет отдано предпочтение, исходя из требований к ее надежности и экономичности. В данном случае наиболее существенными факторами, влияющими на выбор типа плотины, являются климатические условия района строительства и вечная мерзлота в основании сооружения.

Тип плотины. Сразу следует отметить, что аналогов плотины высотой 250 м в зонах распространения вечной мерзлоты не существует. Максимальная высота построенных в таких районах России грунтовых плотин — 130 м (Колымская ГЭС), бетонных — 57 м (Мамаканская ГЭС). В количественном отношении предпочтение отдается грунтовым плотинам, что связано с менее жесткими требованиями, которые они предъявляют к основанию сооружения.

Наиболее существенным вопросом при проектировании плотины из местных строительных материалов является выбор конструкции ее противофильтрационного элемента. В качестве такового обычно рассматриваются ядро или экран из суглинистого грунта, экран или диафрагма из железобетона и асфальтобетона, а также различные виды инъекционных завес.

Возможность использования экрана или ядра из суглинистого грунта можно исключить из рассмотрения в связи с тем, что месторождения этих материалов не были обнаружены на приемлемом расстоянии от створа.

Что же касается железобетонных экранов, получивших в последнее время широкое распространение в странах, где отсутствуют резкие перепады температуры воздуха, нет явлений ледообразования в верхнем бьефе и других воздействий, способ-

ных привести к недопустимым деформациям экрана, то целесообразность их применения для плотины Канкунской ГЭС, расположенной в районе с суровыми климатическими условиями (перепад температур от +30°С летом до –56°С зимой), представляется весьма сомнительной.

По мере повышения высоты плотины увеличивается опасность разрушения экрана из-за неравномерности осадок ее тела. Эта опасность существенно возрастает в условиях Канкунской плотины, упорная призма которой, возводимая из смерзшегося грунта, в процессе эксплуатации будет разморожена, что приведет к дополнительным неравномерным ее деформациям.

Диафрагмы из железобетона или асфальтобетона, инъекционные завесы, а также их комбинации до настоящего времени применялись в плотинах высотой не более 100 м.

Использование таких диафрагм при строительстве плотины, высота которой по сравнению с имеющимися аналогами увеличена более чем в 2 раза, неприемлемо без существенного изменения их конструкции, поскольку величина деформации вмещающего грунта может значительно превысить размер противофильтрационного элемента, что приведет к его разрушению.

Из-за неравномерности осадочных деформаций при растеплении пород в основании бортовых примыканий плотины и в русловой, уже растепленной ее части могут возникнуть трещины как в диафрагме, так и в инъекционном ядре.

Качество инъецирования каменной наброски в таких масштабах практически невозможно проконтролировать, а необходимость остановки земляных работ на время выполнения очередного этапа электроотогрева промороженной насыпи и последующего ее инъецирования значительно увеличивает сроки возведения плотины.

Общим недостатком таких конструкций являются отсутствие контроля за работой сооружения и невозможность его восстановления и ремонта в случае необходимости.

Конструкция грунтовой плотины с ядром из укатанного бетона была разработана ЗАО “КПИИ “Гидроэнергопроект” совместно с ООО “Гидро-спецпроект”. При ее проектировании были учтены все особенности работы сооружения в природных условиях местного района, а также предусмотрена возможность контроля и ремонта сооружения в процессе его эксплуатации. Расчеты напряженно-деформированного состояния системы “плотина — основание”, выполненные в ООО “Международный институт геомеханики и гидросооружений”, подтвердили работоспособность и высокую надежность предложенной конструкции.

Бетонная массивная контрфорсная плотина, не имея никаких экономических преимуществ по сравнению с грунтовой плотиной, отличается от нее более сложной технологией возведения, большей потребностью в привозных материалах (цемент, металл) и, самое главное, повышенными требованиями к основанию сооружения.

В дальнейшем все эти факторы, несомненно, будут способствовать увеличению стоимости и сроков строительства.

По данным Технического комитета ICOLD [1] общая статистика отказов плотин из-за ошибок в изысканиях составляет 45 %. В этом отношении более предпочтительными являются грунтовые плотины, менее чувствительные к изменениям свойств пород в основании, что особенно актуально при строительстве сооружений в районах вечной мерзлоты. Устойчивость грунтовой плотины предложенной конструкции так же, как и обычной плотины с ядром из суглинка, обеспечивается упорными призмами. Выбор ее в качестве водоподпорного сооружения Канкунской ГЭС не нарушает сложившуюся традицию плотиностроения в районах вечной мерзлоты, тогда как сооружение не имеющей аналогов в этих природных условиях высокой бетонной плотины представляется уникальным экспериментом.

Створ гидроузла. Для строительства Канкунской ГЭС выбран створный участок, отличающийся наименьшим объемом насыпи плотины и наиболее приближенный к объектам инфраструктуры, расположенным вдоль подъездной автодороги, прокладываемой со стороны верхнего бьефа.

Наличие ниже выбранного створного участка излучины реки на левом берегу и ручья Терпеливый — на правом позволяет уменьшить объем работ и стоимость строительства глубинных и поверхностных водосборных сооружений гидроузла.

Дно долины в створе плотины покрывают отложения галечника и песка мощностью 3 – 5 м. Рыхлые образования подстилает толща суглинков с линзами песков ледникового происхождения мощностью до 18 м. На склонах фрагментарно распространены щебенисто-глыбовые образования. В основании склонов их мощность достигает 10 м. Ко-

ренные породы представлены гранитогнейсами с включением массивов гранитов, характеризующихся низкой и средней степенью трещиноватости.

Сейсмичность территории по шкале MSK-64 для периода повторяемости до 1000 лет — 7 баллов, для периода повторяемости 5000 лет — 8 баллов.

Ось плотины приурочена к месту выклинивания правобережной (в верхнем бьефе) и левобережной (в нижнем бьефе) аллювиальных террас, что обеспечивает снижение объема наиболее дорогостоящих материалов противофильтрационного ядра плотины. Оси плотины придана небольшая арочность с целью снижения растягивающих вертикальных напряжений в верховой грани бетонного ядра за счет перераспределения их между арочным и консольным направлениями.

Участок створа принадлежит области вечномерзлых пород, глубина которой в дне долины достигает 300 – 400 м. Физико-геологические процессы, характерные для этой географической области, особенно активно протекают в приповерхностной части массива — зоне переменных температур, мощность которой в основании склона 3 – 5 м, и на отметках гребня плотины увеличивается до 18 – 20 м.

Массив в этой зоне разуплотнен, льдистость достигает 13 %, трещины расширены до 5 – 10 см и в верхней части зоны заполнены дресвяно-суглинистым материалом.

Эта часть скального массива, квалифицируемая как зона выветривания, относится к инженерно-геологической зоне 1. При растепления массива, которое произойдет в течение 5 – 7 лет после наполнения водохранилища, в несколько раз снизятся его деформационные характеристики и на 2 – 3 порядка увеличится водопроницаемость.

Ниже выделяется инженерно-геологическая зона 2, формирование которой обусловлено разгрузкой естественных напряжений в процессе формирования долины реки. Мощность зоны в основании склона — 40 – 50 м, на отметках гребня плотины — 70 – 80 м. Естественные трещины в этой зоне имеют относительно небольшое раскрытие: льдистость не превышает 3 %. После растепления деформационные свойства массива изменятся несущественно, водопроницаемость увеличится в 3 – 5 раз.

Значения упругопрочностных и фильтрационных свойств растепленного массива в зонах экзогенного изменения рассчитаны с учетом их соотношения на объектах-аналогах [2] и представлены в табл. 1. За основу принимались значения модуля деформации неизмененных пород в инженерно-геологической зоне 3, установленные по геофизическим данным и результатам гидравлического опробования растепленного массива в русле реки.

При этом учитывалось изменение водопроницаемости пород после растепления массива [3].

Компоновка гидроузла. Во всех рассмотренных вариантах компоновки приняты одни и те же водосбросные сооружения: строительные туннели и глубинные туннельные водосбросы, расположенные на левом берегу, а также поверхностный водосброс на правом берегу. Расположение напорно-станционного узла (НСУ) рассмотрено вариантно — на правом и на левом берегах.

В обоих вариантах НСУ приняты подземные помещения машинного зала ГЭС и главных трансформаторов, обеспечивающие наиболее благоприятные условия их строительства и эксплуатации при низких отрицательных температурах воздуха. При этом учитывалось, что использование наземного здания ГЭС связано с:

увеличением протяженности напорных водоводов и, как следствие, объемов дорогостоящей металлической облицовки;

повышением инерционности водоводов, что осложняет обеспечение гарантий регулирования гидроагрегатов из-за невозможности устройства уравнительных резервуаров по рельефным условиям.

При относительно небольшой разнице в объемах работ между вариантами НСУ в левобережном варианте имеет место высокая концентрация большепролетных выработок, что отрицательно скажется на напряженном состоянии скального массива и увеличит продолжительность возведения сооружений ГЭС. Поэтому для дальнейшей разработки был принят правобережный вариант расположения НСУ. Компоновка основных сооружений гидроузла приведена на рис. 1.

Конструкция плотины. Вместо обычно применяемой в грунтовых плотинах относительно тонкой и поэтому легко деформируемой противофильтрационной диафрагмы из железобетона или асфальтобетона в данном случае принято расширенное до 25 м бетонное ядро, выполняемое, с целью снижения стоимости сооружения, из малоцементных бетонных смесей (RCC) с использованием прогрессивной технологии послойного возведения (рис. 2).

Фильтрационная прочность конструкции обеспечивается тонким экраном из асфальтобетона,

примыкающим к бетонному ядру с верховой стороны. Состав асфальтобетона изменяется с высотой и подбирается в зависимости от действующих на данном уровне напряжений. Возможно также использование для этой цели защитной оболочки из обогащенного цементным раствором укатанного бетона (GEVR), по аналогии с плотиной гидроузла Шон-Ла во Вьетнаме [4].

Между бетонным ядром и упорными призмами из каменной наброски предусмотрены двухслойные переходные (защитные) зоны из галечника и мелкого камня мощностью 10 м. Они обеспечивают более благоприятный в отношении сейсмических воздействий характер изменения плотностей: от бетонного ядра ($2,3 \text{ т/м}^3$) к переходным зонам ($2,1 \text{ т/м}^3$) и упорным призмам ($1,9 \text{ т/м}^3$). Возведение бетонного ядра и экрана, а также отсыпка и уплотнение переходных зон производятся только в летний период года.

Пониженная относительно каменной наброски деформируемость материала защитных зон снижает нагрузку на бетонное ядро плотины, возникающую от зависания упорных призм в процессе осадки, и исключает проскальзывание их непосредственно по контакту с бетонным ядром или асфальтобетонным экраном.

Бетонное ядро разрезано системой вертикальных деформационных швов и горизонтальных швов-надрезов. Кроме того, оно отделено от бетонной подушки (седла) периметральным швом (рис. 3), что позволяет уменьшить опасность возникновения растягивающих напряжений от сейсмических воздействий, которые могли бы привести к нарушению цементационной завесы, а также сгладить влияние на бетонное ядро плотины местных неровностей скальной поверхности по опорному контуру.

Вертикальные швы предусматриваются с целью исключения возможности возникновения в ядре неконтролируемых трещин при неравномерной осадке основания в уже растепленной русловой его части и в замороженных зонах бортовых примыканий после их растепления в процессе эксплуатации. Раскрытие горизонтальных швов-надрезов

Т а б л и ц а 1

Инженерно-геологические зоны	$E_{\text{деф}}$, МПа	$E_{\text{дин}}$, МПа	K_{σ} , МПа/см	$\text{tg}\varphi^*$	C , МПа	f_p	K_{ϕ} , см/с
Выветривания	800	2500	7	0,70	0,15	2	$5 \cdot 10^{-3}$
Разгрузки	4500	10 000	37	0,85	0,20	3 – 5	$1 \cdot 10^{-3}$
Неизменный массив	9000	16 600	74	0,95	0,40	7 – 8	$1 \cdot 10^{-5}$

* Соппротивление сдвигу по поверхности трещин $\text{tg}\varphi = 0,6$, $C = 0,01$ МПа, по зонам дробления разломов (глинке и брекчии трения) $\text{tg}\varphi = 0,3$, $C = 0,02$ МПа.

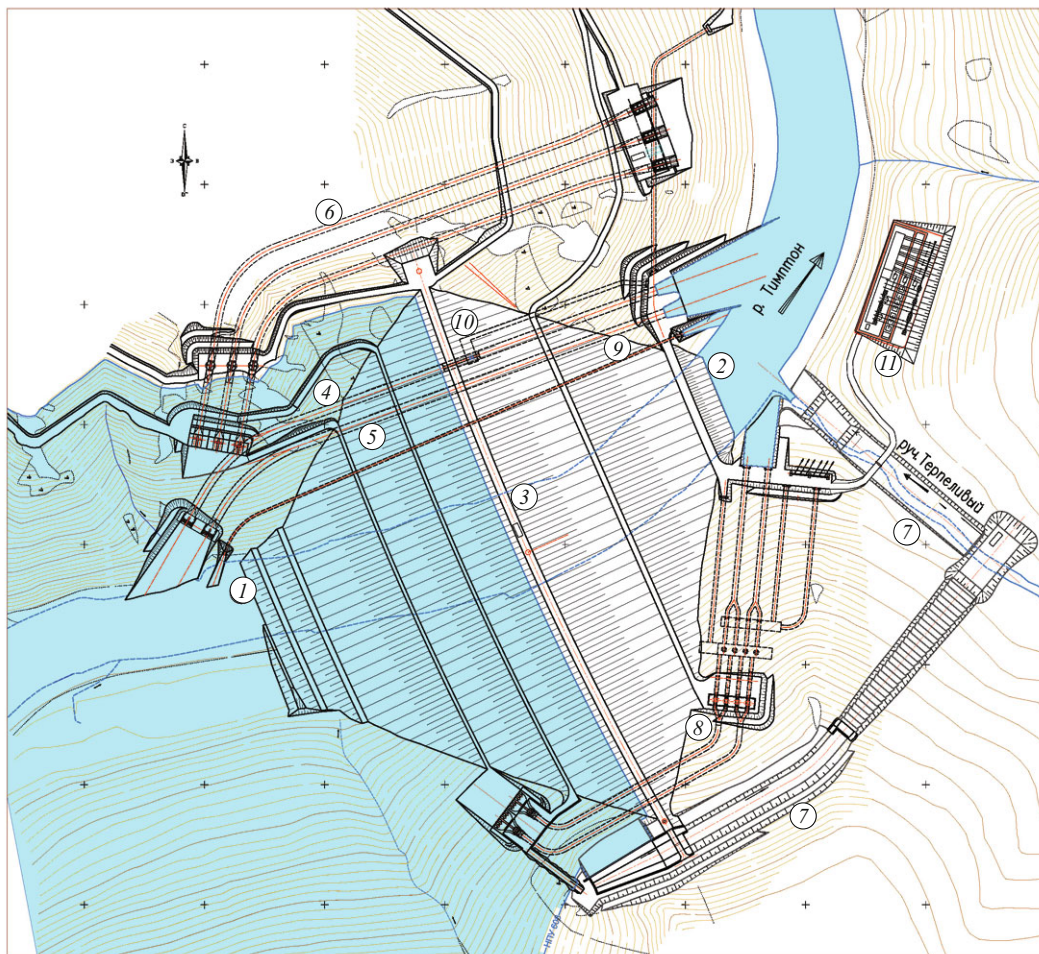


Рис. 1. Компонновка гидроузла: 1 — верховая перемычка; 2 — низовая перемычка; 3 — плотина; 4, 5 — строительные туннели; 6 — туннельный водосброс; 7 — поверхностный водосброс; 8 — напорно-станционный узел (НСУ); 9 — меженный туннель; 10 — аварийный водовыпуск; 11 — площадка РУ

снимает растягивающие напряжения в верхней грани бетонного ядра.

Горизонтальные швы-надрезы приурочены к сезонным остановкам бетонных работ в зимний период. Глубина швов-надрезов составляет 10 м. Надрез заканчивается в основании инспекционной галереи, которая служит своеобразным декомпенсатором, ограничивающим раскрытие шва в сторону нижнего бьефа. Со стороны верхней грани, в деформационных швах и швах-надрезах предусматривается специальная конструкция уплотнения из асфальтобетона.

Нижняя фундаментная часть ядра возводится из вибрированного бетона и заглубляется в породы инженерно-геологической зоны 2, поскольку укрепительная цементация пород зоны выветривания, где большинство трещин заполнено терригенным материалом, неэффективна. Из-под основания упорных призм в пределах русловой и пойменной их частей убираются отложения галечника и суглинки.

В основании ядра производится укрепительная цементация пород, нарушенных в результате техногенных воздействий. Двухрядная противофильтра-

Т а б л и ц а 2

Элементы плотины	$\rho, \text{т/м}^3$	Грунты							
		талые				мерзлые			
		$E_{\text{деф}}, \text{МПа}$	μ_c	$E_{\text{упр}}, \text{МПа}$	μ_d	$E_{\text{деф}}, \text{МПа}$	μ_c	$E_{\text{упр}}, \text{МПа}$	μ_d
Упорные призмы:									
растепленная зона	1,90	55	0,20	600	0,25	—	—	—	—
криогенное ядро	2,20	—	—	—	—	1400	0,32	3500	0,35
Переходные зоны	2,10	60	0,22	700	0,35	1000	0,35	2300	0,40

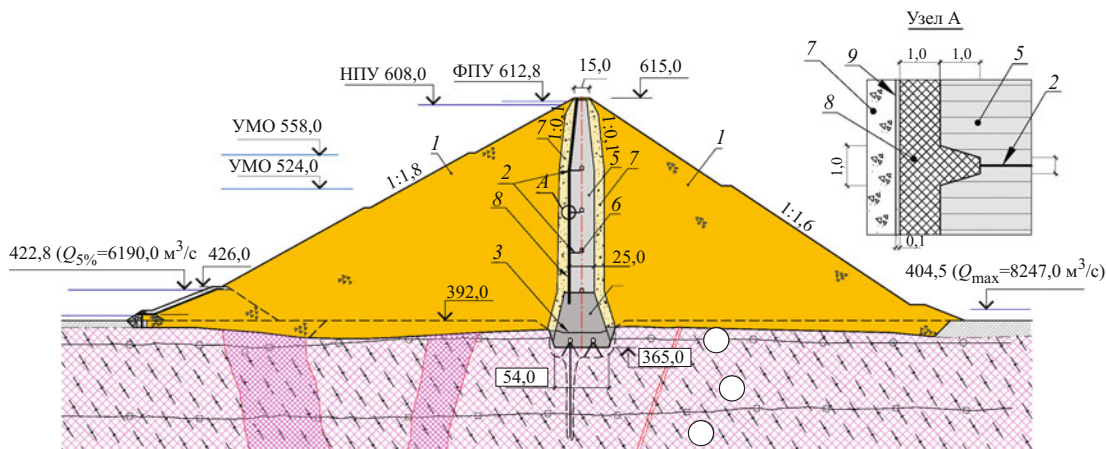


Рис. 2. Плотина, поперечный разрез: 1 — упорные призмы; 2 — швы надрезы; 3 — периметральный шов; 4 — вибрированный бетон; 5 — укатанный бетон; 6 — инспекционная галерея; 7 — переходные зоны; 8 — асфальтобетонный экран; 9 — сборная железобетонная опалубка

ционная завеса выполняется на глубину 80 м в пределах русла реки и на 100 м в бортовых примыканиях на отметках НПУ.

Инспекционные галереи, располагающиеся в бетонном ядре на пяти ярусах, обеспечивают возможность контроля и ремонта сооружения в процессе эксплуатации.

Исследования напряженно-деформированного состояния (НДС) конечно-элементной модели системы «плотина — основание» проводились в плоской постановке для поперечного сечения в русле реки, что является консервативным приемом. Расчеты выполнялись с учетом наиболее важных факторов, влияющих на НДС плотины: этапности ее возведения, наполнения водохранилища и формирования температурного режима.

Для описания деформируемости замороженных грунтов и швов использовалась идеально-упруго-пластическая модель, для размороженных грунтов и асфальтобетона — математическая модель, сформированная в рамках теории пластического течения с упрочнением, для бетона — линейная модель деформирования.

Температурный режим плотины формируется в процессе ее возведения и наполнения водохранилища, а также в течение длительного времени после окончания строительства. В период строительства температура отдельных слоев плотины определяется временем их укладки — зимой или летом. В дальнейшем распределение температуры по слоям выравнивается, стремясь к среднегодовой ее величине на поверхности почвы — 10,4°C.

Значения деформационных свойств материала отдельных элементов плотины приведены в табл. 2. Они приняты на основании результатов исследований в объемном напряженном состоянии грунтов-аналогов и использовались при математическом моделировании НДС в виде «паспортов прочности».

Угол внутреннего трения талых грунтов упорных призм $\varphi = 38^\circ$, для переходных зон $\varphi = 35^\circ$, сцепление в обоих случаях $C = 0$.

После окончания строительства и наполнения водохранилища НДС плотины обуславливается гидростатическим давлением воды, а также неравномерностью зависания и проскальзывания растепленной верховой и замороженной низовой упорных призм относительно мало сжимаемых переходных зон плотины.

Расчеты показывают, что смещение бетонного ядра в сторону нижнего бьефа вызывает раскрытие периметрального шва и нижнего шва-надреза на отметках 380,0 и 420,0 м. Максимальные вертикальные растягивающие — 127 т/м² и сжимающие — 1560 т/м² напряжения будут иметь место в нижней части ядра, выполняемого из вибрированного бетона.

Т а б л и ц а 3

Метод расчета отдельных элементов плотины	Коэффициент запаса устойчивости	
	статический	с учетом сейсма
Круглоцилиндрические поверхности скольжения:		
верховая упорная призма	1,6	1,54
низовая упорная призма	1,42	1,36
Наклонные силы взаимодействия:		
верховая упорная призма	1,30	1,25
низовая упорная призма	2,04	1,97
Плоский сдвиг бетонного ядра:		
по контакту бетон — скала	2,08	1,97
по скальному массиву (зона 2)	1,75	1,66

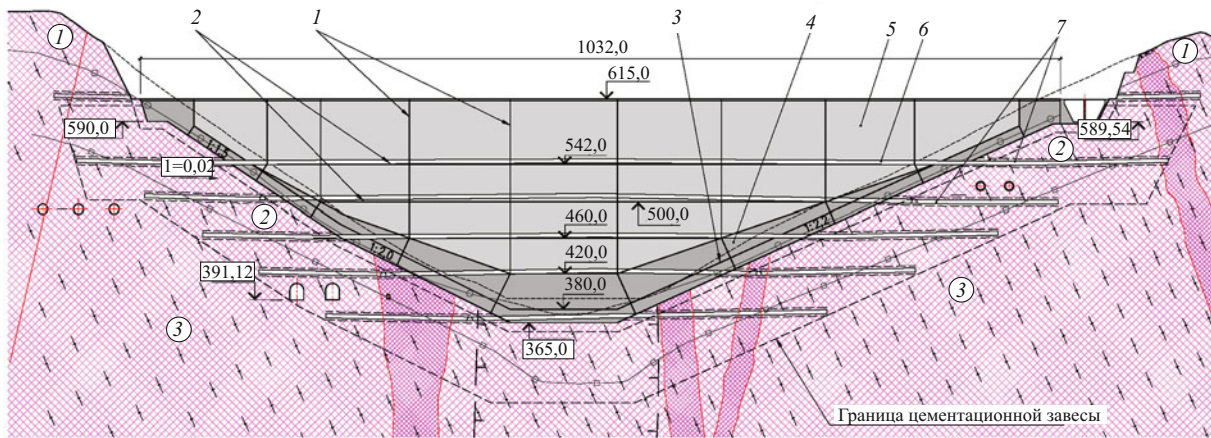


Рис. 3. Продольный разрез по бетонному ядру плотины: 1 — деформационные швы; 2 — швы надрезы; 3 — периметральный шов; 4 — вибрированный бетон; 5 — укатанный бетон; 6 — инспекционные галереи; 7 — цементационные штольни

В процессе эксплуатации, после частичного размораживания криогенного ядра в низовой упорной призме, происходят раскрытие верхнего шва-надреза на отметке 542,0 м и дополнительное раскрытие нижних швов, в результате чего в нижней части ядра плотины исчезают растягивающие напряжения и возрастают сжимающие — до 1750 т/м^2 . Максимальное раскрытие швов-надрезов составляет 0,015 – 0,027 м. Максимальные значения смещений материала упорных призм: горизонтальных — 0,9 м, вертикальных — 3,3 м.

Асфальтобетон обладает определенной текучестью, поэтому на него не передаются растягивающие напряжения бетонного ядра. В то же время под

воздействием гидростатической нагрузки, давления грунта и собственного веса в нем возникают сжимающие напряжения. В условиях, когда напряжения обжатия превышают предел текучести (предел длительной прочности) асфальтобетона, случайные трещины (швы) закрываются и омоноличиваются [5]. При соответствующем подборе состава асфальтобетонного экрана нарушение его сплошности, в том числе и на участках раскрытия горизонтальных швов-надрезов в бетонном ядре, не прогнозируется.

На всех этапах расчета не наблюдалось прогрессирующего развития пластических деформаций, а нелинейные решения имели хорошую сходи-

Т а б л и ц а 4

Показатели	Эксплуатация			
	временная		постоянная	
Расчетный период эксплуатации, лет	1	2	100	
Расчетные случаи	–	–	Основной	Поверочный
Вероятность превышения макс. расходов, %	1,0	0,5	0,1	0,01+ГП
Расчетные максимальные расходы, $\text{м}^3/\text{с}$:				
весеннее половодье	7000	7500	8790	11 900
дождевой паводок	7260	8040	10 100	15 700
Расход через водосбросные сооружения, $\text{м}^3/\text{с}$:				
глубинные водосбросные туннели	5133	5523	5641	5702
поверхностный траншейный водосброс	–	–	575	2545
Итого	5133	5523	6216	8247
Уровни воды, м:				
НПУ	536,0	546,5	608,0	608,0
ФПУ*	538,9	548,6	609,9	612,8
в нижнем бьефе	402,3	402,8	403,0	404,4

* Без участия гидроагрегатов ГЭС.

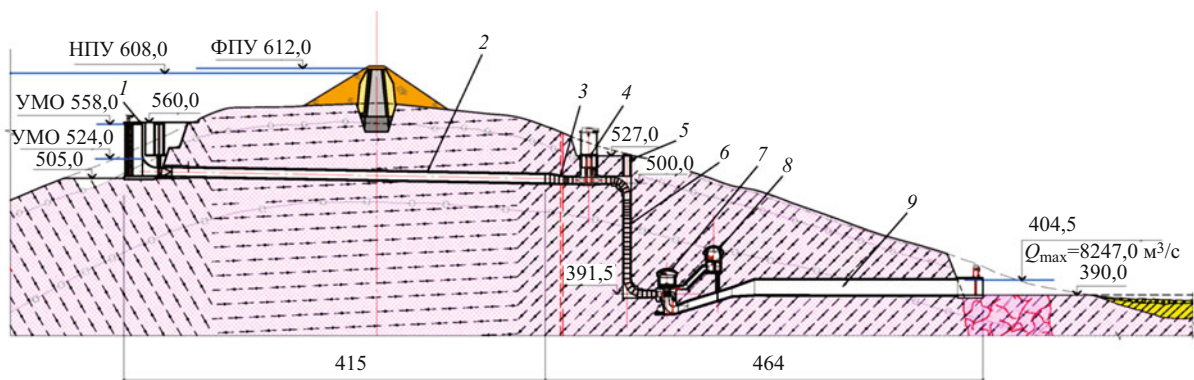


Рис. 4. Разрез по НСУ: 1 — водоприемник ГЭС; 2 — подводящий туннель; 3 — развилка; 4 — помещение затворов турбинных водоводов; 5 — шахта монтажа облицовок турбинного водовода; 6 — турбинный водовод; 7 — подземное здание ГЭС; 8 — помещение трансформаторов; 9 — отводящий туннель

мость, что позволяет сделать вывод об устойчивости плотины как в период строительства, так и в процессе ее эксплуатации. Величина общего коэффициента запаса статической устойчивости плотины не менее 2.

Устойчивость упорных призм определялась методом круглоцилиндрических поверхностей скольжения (программа “SLOPE”, Delft University of Technology, 2001) и наклонных сил взаимодействия (СНиП 2.06.05-84* “Плотины из грунтовых материалов”).

При расчете устойчивости ядра плотины на сдвиг рассматривалась возможность его смещения как по контакту бетон — скала, так и по скальным породам инженерно-геологической зоны 2. Минимальные значения коэффициентов запаса устойчивости приведены в табл. 3.

Строительные туннели. Пропуск расчетного расхода реки в период строительства $Q_{5\%} = 6190 \text{ м}^3/\text{с}$ производится через 2 туннеля корытообразного сечения $14,0 \times 17,0 \text{ м}$ с полуциркулярным сводом, на входных оголовках которых предусмотрены пазы для установки плоских затворов. Режим течения в туннелях безнапорный. Максимальная высота верховой ограждающей перемычки с отметкой гребня $426,0 \text{ м}$ составляет 50 м .

Глубинный туннельный водосброс состоит из трех ниток напорных туннелей диаметром 11 м каждый. Выходные порталы туннелей оборудуются плоскими аварийно-ремонтными и сегментными рабочими затворами. Входные порталы снабжены пазы для установки шандорных заграждений. Ремонтные плоские затворы размещаются в камере и управляются из шахты с оголовком на отметке гребня плотины.

Сечение проточной части аварийно-ремонтных и рабочих затворов на выходных порталах водосброса в период временной эксплуатации составляет $2 \times 4,5 \times 8,5 \text{ м}$.

С переходом на постоянную эксплуатацию проточная часть сужается до размеров $2 \times 4,5 \times 5,5 \text{ м}$ для того, чтобы не увеличить давление на затворы

при повышении расчетного напора с 80 до 140 м и одновременно ограничить скорость потока в туннеле до 20 м/с .

Концевые участки туннелей на длине 115 м имеют металлическую облицовку, предотвращающую обводнение склона. Сопряжение сбросного потока с нижним бьефом осуществляется по типу отброшенной струи. Гашение энергии производится в естественной воронке размыва.

Поверхностный водосброс включает автоматический водослив траншейного типа с порогом на отметке НПУ и шириной водосливного фронта 120 м ; канал, переходящий в ступенчатый быстроток; бассейн гашения и отводящий канал с водобойным колодезём, расположенные в логе ручья Терпеливый. Сопряжение потока с нижним бьефом осуществляется в водобойном колодезе отводящего канала надвинутым прыжком.

Бетонная облицовка предусматривается только в пределах траншейного водослива и на участке сопряжения водосброса с телом плотины. Далее на участке канала до ступенчатого быстротока ско-

Т а б л и ц а 5

Наименование работ	Количество
Открытая выемка, тыс. м ³	7435,0
Подземная выломка, тыс. м ³	1704,4
Насыпь, тыс. м ³	40210,0
Открытый бетон и ж/бетон, тыс. м ³	4380,0
Асфальтобетон, тыс. м ³	120,0
Подземный бетон обделок, тыс. м ³	502,7
Цементация, тыс. м	258,8
Дренаж, тыс. м	23,0
Арматура и армоконструкции, т	41100,0
Металлическая облицовка, т	8570,0

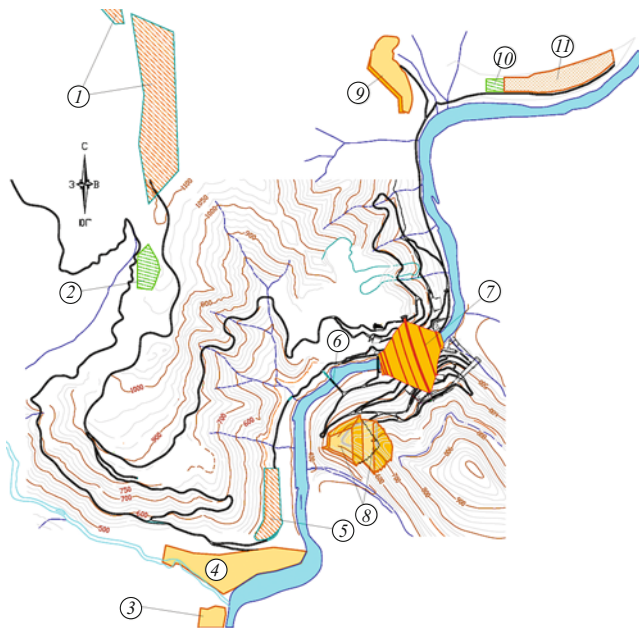


Рис. 5. Ситуационный план строительства: 1 — производственные базы; 2 — бетонное хозяйство первой очереди; 3 — карьер песка месторождения № 2; 4 — карьер ПГГ месторождения № 5; 5 — пионерная производственная база; 6 — мост; 7 — плотина; 8 — карьеры камня № 1 и № 1а; 9 — карьер камня № 3; 10 — бетонное хозяйство второй очереди; 11 — дробильно-сортировочное хозяйство и склад грунтовых материалов

рость потока не превышает допустимую по условиям размыва скального русла. Отказ от бетонного крепления остальных сооружений водосброса обусловлен редкой повторяемостью пропускаемых через него расходов (не чаще 1 раза в 1000 лет), а также отсутствием влияния возможных повреждений на работу основных сооружений ГЭС. При этом имеется в виду, что ремонт поврежденных участков водосброса может быть выполнен после прохождения паводка.

Схема пропуска паводков предусматривает использование трансформирующей способности водохранилища уже при пропуске расходов основного расчетного случая (табл. 4). Такая схема пропуска паводков использовалась и для других, уже построенных, гидроузлов. Например, для гидроузла Коусар на р. Хейрабад в Исламской Республике Иран, а также на Колымской ГЭС, для которой эти решения были приняты уже на рабочей стадии.

Следует отметить, что более полное использование трансформирующей способности водохранилища при пропуске расчетных паводков снижает стоимость строительства и улучшает условия эксплуатации гидроузла, поскольку уменьшаются величина русловых деформаций в нижнем бьефе и вероятность образования бара с подпором ГЭС.

Напорно-станционный узел включает (рис. 4): водоприемник, оборудованный сороудерживающими решетками и плоскими ремонтными затворами: два подводящих туннеля диаметром 8,5 м, разветвляющихся на четыре, облицованных металлом

турбинных водовода диаметром 6 м каждый, оборудованных в голове плоскими аварийно-ремонтными и рабочими затворами;

подземное здание станции с четырьмя гидроагрегатами суммарной установленной мощностью 1200 МВт, а также подземное помещение главных трансформаторов и узла управления затворами отсасывающих труб;

два безнапорных отводящих туннеля корытообразного сечения $11,0 \times 13,0$ м, оборудованные на выходе пазами для установки шандорного загораживания;

транспортный и кабельный туннели.

Площадка ОРУ 220 и 500 кВ связана с пунктом перехода, расположенным в конце кабельного туннеля, воздушными перекидками.

Конструкция водоприемника, в том числе и выбранное положение его порога, определяется выбранной величиной полезной емкости водохранилища. Принятая на стадии «Обоснования инвестиций» полезная емкость $5,0 \text{ км}^3$ обеспечивает выравнивание стока по сезонам года [6]. В то же время, согласно прогнозу, зимнее электропотребление Республики Саха превышает летнее почти в 1,5 раза.

Варианты регулирования стока с превышением зимней энергоотдачи над летней, а также варианты многолетнего регулирования стока, имея в виду использование повышенных гарантированных расходов, в том числе и на Нижнетимптонской ГЭС с напором 120 м, не рассматривались.

Оптимальная величина полезной емкости Канкунской ГЭС, вероятно, должна быть выбрана на основе сравнения всех возможных вариантов регулирования стока, исходя из максимума суммарной гарантированной выработки электроэнергии обеих ГЭС. При этом нельзя исключить вариант, когда уровень водохранилища Нижнетимптонской ГЭС постоянно находится на отметке НПУ, а регулирование стока в компенсирующем режиме производится в водохранилище Канкунской ГЭС. На основании результатов этих исследований должна быть уточнена и установленная мощность ГЭС.

В связи с такой неопределенностью конструкция водоприемника была разработана для случая максимально возможной сработки водохранилища, вплоть до 40 % от максимального напора. При этом предполагалось, что полезная емкость водохранилища может использоваться поэтапно. На первом этапе она составляет 10 км^3 (УМО 558,0 м), на втором этапе, после ввода Нижнетимптонской ГЭС, — 14 км^3 (УМО 524,0 м).

Доступ к оголовку водоприемника для очистки сороудерживающих решеток и установки ремонтных затворов осуществляется по берме верхового откоса плотины, а также с помощью бремсберга только в периоды сработки водохранилища до (или ниже) отметки 558,0 м.

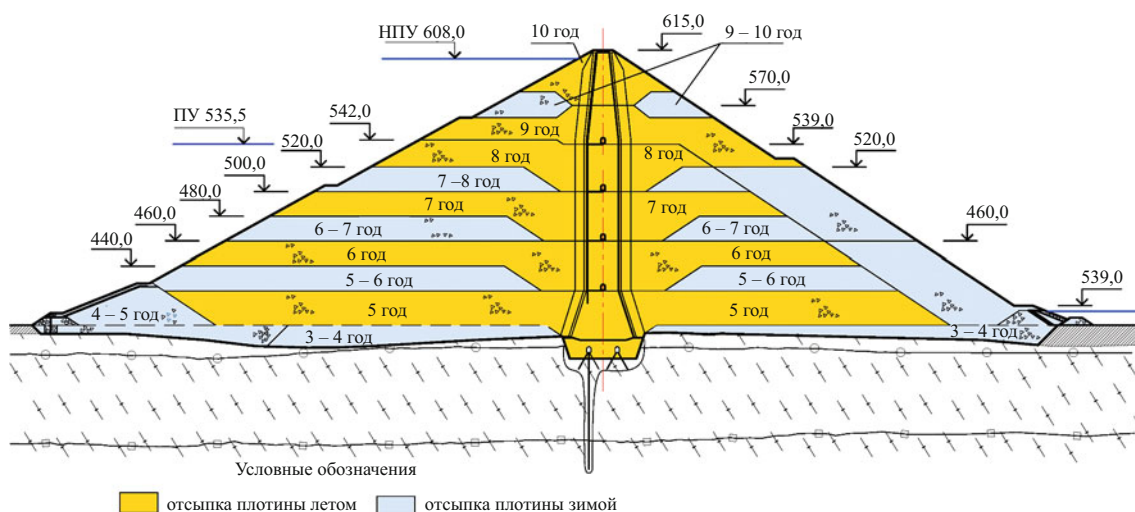


Рис. 6. Схема возведения плотины по годам строительства

Учитывая увеличенную продолжительность межочистных периодов, принятая скорость воды на решетках водоприемника не превышает 0,4 м/с, а допустимый перепад напора при их засорении составляет 12,0 м, по аналогии с ГЭС Тери (Индия).

Расчеты подземных помещений машинного зала ГЭС и главных трансформаторов показали, что для условий формирования естественных напряжений весом вышележащих пород $\sigma_z = \sigma_h$, $\sigma_x = \sigma_y = \xi \gamma h$, с учетом параметров сети трещин, взаимное влияние этих выработок друг на друга отсутствует. Наибольший потенциально неустойчивый массив формируется в своде машинного зала ГЭС. Конвергенция стен незначительна и составляет 23,3 мм. Конструкция крепления свода подземных помещений, принятая с учетом опыта строительства аналогичных сооружений Колымской ГЭС [7], — анкерно-породный свод.

Аварийный водовыпуск обеспечивает возможность глубокого опорожнения водохранилища в критических ситуациях, а также регулирование интенсивности подъема или снижения уровней водохранилища при его первоначальном наполнении или аварийной сработке.

Аварийный водовыпуск располагается в центральной части бетонной пробки строительного туннеля № 1 и представляет собой короткую (63,5 м) трубу прямоугольного сечения (4,0 × 5,0 м) в металлической облицовке, оборудованную на выходе плоскими ремонтным и рабочим затворами. Расход водовыпуска при уровне воды в водохранилище на отметке 500,0 м составляет 650 м³/с. Время опорожнения водохранилища до отметки 423,0 м — 50 суток.

Технология строительства и производство работ наиболее детально рассмотрены для главного сооружения гидроузла — грунтовой плотины, которая, по существу, обуславливает общую продолжительность строительства, темпы роста на-

порного фронта и сроки пуска гидроагрегатов ГЭС. При определении объемов работ по водосбросным сооружениям и напорно-станционному узлу были учтены необходимые для их строительства подходы выработки и транспортные коммуникации. Объемы основных общестроительных работ по гидроузлу приведены в табл. 5.

Ситуационный план. Основные объекты инфраструктуры строительства размещаются на левом берегу в верхнем бьефе гидроузла, вдоль подъездной автодороги протяженностью около 100 км, связывающей перевалочную базу у железнодорожной станции Таежная с основными сооружениями ГЭС.

Автодороги и мосты, линии электропередач и связи, производственные базы, временный поселок строителей, объекты водо-, тепло- и воздухообеспечения, очистные сооружения выполняются в течение двух лет подготовительного периода строительства. Проектируемые для нужд строительства ЛЭП-220 кВ и линия дальней связи после ввода ГЭС в эксплуатацию будут использованы для выдачи ее мощности в энергосистему республики.

Поставка цемента может быть осуществлена от завода ОАО ПО “Якутцемент” в пос. Мохсогollox. Также может быть использован цемент китайского производства государственной корпорации “Jian Cai”, поставляемый в порты Татарского пролива. Металлопрокат и армоконструкции могут быть получены от электрометаллургического завода ОАО “Амурметалл” в г. Комсомольск-на-Амуре, зола-унос — из отвалов Нерюнгринской ГРЭС.

Для возведения сооружений гидроузла используются пять карьеров местных строительных материалов. Для отсыпки упорных призм плотины — карьеры камня № 1 и № 1а на правом берегу; для приготовления инертных материалов бетона и переходных зон плотины — карьеры: песка — № 2, камня — № 3 и песчано-гравийного грунта — № 5,

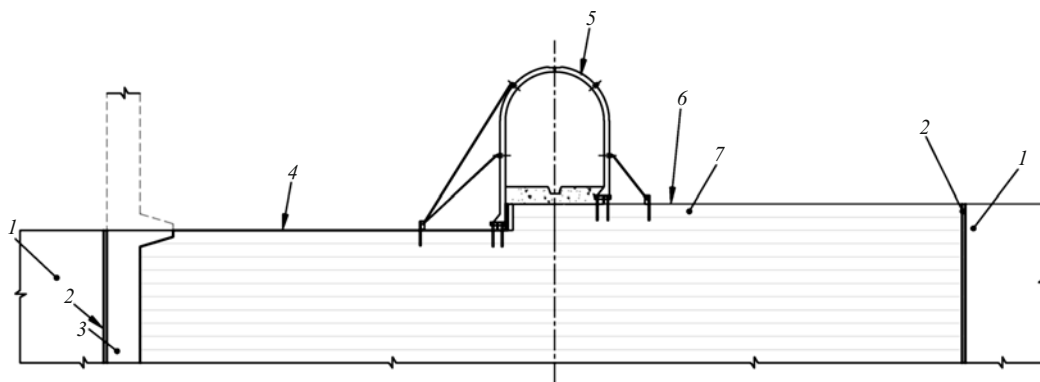


Рис. 7. Технология выполнения швов-надрезов и инспекционных галерей в бетонном ядре плотины: 1 — переходная зона; 2 — сборная железобетонная опалубка; 3 — асфальтобетонный экран; 4 — шов-надрез; 5 — сборная железобетонная опалубка инспекционной галереи; 6 — строительный шов; 7 — укатанный бетон

расположенные на левом берегу (рис. 5). Бетонный и асфальтобетонный заводы, дробильно-сортировочное хозяйство, а также площадка для складирования песка и песчано-гравийного грунта размещаются в нижнем бьефе гидроузла, на левобережной террасе.

Подача карьерного камня в упорные призмы плотины с правого берега, бетона и асфальтобетона в ее противофильтрационное ядро с левого берега обеспечивается сетью внутриплощадочных дорог общей протяженностью 40 км. Средняя дальность возки материалов:

- от карьеров № 1 и № 1а к плотине — 3,5 км;
- от карьеров № 2 и № 5 к месту складирования — 8 км;
- от карьера № 3 к дробильно-сортировочному хозяйству — 2 км;
- от бетонного завода к плотине — 4 км.

До переключения расходов реки в строительные туннели проезд на правый берег для круглогодичного ведения работ осуществляется по временному мосту в верхнем бьефе, а затем по гребню ограждающих перемычек.

Подготовка основания плотины. Начиная с третьего года строительства выполняется разработка котлована под бортовые примыкания бетонного ядра плотины, для чего на каждом берегу устраиваются подъезды с шагом по высоте около 40 м: на левом берегу — со стороны нижнего бьефа, а на правом — с верхнего. В дальнейшем они используются для отсыпки упорных призм плотины и подачи бетона в ее противофильтрационное ядро.

В пределах пойменной террасы и русла реки из-под основания плотины производится уборка аллювиального галечника и подстилающих его глинистых отложений. Эти работы выполняются в зимний период 3–4-го года строительства под защитой небольших (до 5 м) временных ограждающих перемычек с отводом воды в меженный туннель корытообразного сечения $4,0 \times 5,0$ м.

Временные перемычки разрушаются паводком четвертого года строительства. Для того, чтобы кот-

лован плотины не был занесен наносами, к началу паводка он засыпается карьерным камнем, а также грунтом из подземных выработок до отметок естественного русла реки. После прохождения паводка производится повторное перекрытие реки и возводятся постоянные ограждающие перемычки. Тело верховой ограждающей перемычки отсыпается из каменной наброски. Ее противофильтрационным элементом служит экран из полимерной пленки, сопрягающийся со скальным основанием буробетонной “стеной в грунте”, максимальной глубиной 23 м.

В это же время разрабатывается русловая часть котлована бетонного ядра плотины. К началу половодья пятого года строительства расходы реки переключаются в строительные туннели № 1 и № 2.

Возведение плотины. Работы по отсыпке упорных призм плотины ведутся круглогодично, тогда как возведение бетонного ядра и примыкающих к нему экрана из асфальтобетона и переходных зон производится только в летний сезон, ограниченный шестью месяцами условно теплого периода. К концу лета отметки верха упорных призм и бетонного ядра выравниваются (рис. 6).

Бетонные работы. Объем бетонного ядра плотины составляет более 75 %, а укатанного бетона — 50 % от общего объема бетонных работ по гидроузлу. Объемы укатанного и вибрированного бетона в ядре находятся в соотношении 2:1. Общая производительность бетонного хозяйства составляет $360 \text{ м}^3/\text{ч}$.

Перед началом каждого летнего сезона у соответствующего транспортного подъезда к левобережному примыканию ядра плотины устраивается площадка с металлической эстакадой и приемным бункером, из которого бетонная смесь по бетоновозам разгружается во внутриблочные бетоновозы (или фронтальные погрузчики) и перемещается по поверхности ядра к карте бетонирования. Разравнивание смеси слоями по 0,4 м производится бульдозером, уплотнение укатанного бетона — дорожными виброкатками, вибрированного бетона — па-

ПРИНЦИПИАЛЬНЫЙ КАЛЕНДАРНЫЙ ГРАФИК СТРОИТЕЛЬСТВА КАНКУНСКОЙ ГЭС

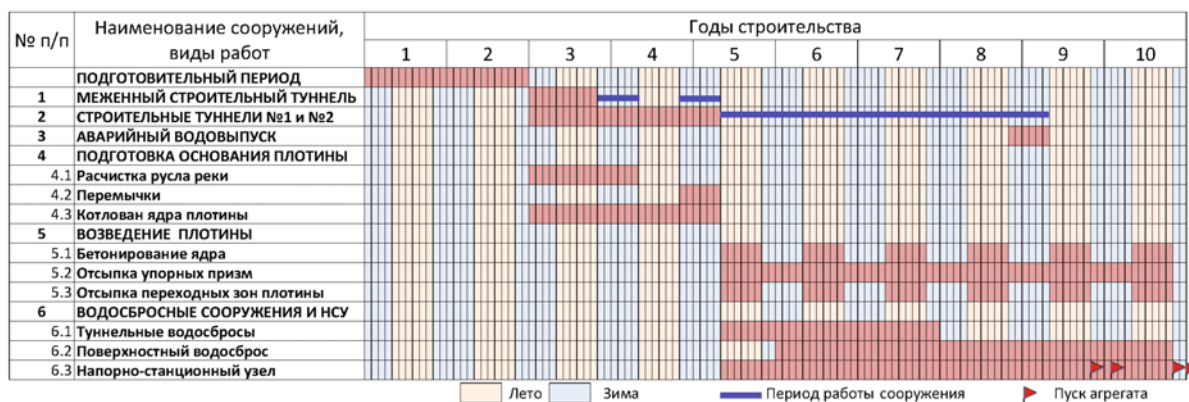


Рис. 8. Принципиальный календарный график строительства гидроузла

кетом глубинных вибраторов с манипулятором, смонтированных на базе бульдозера. Вертикальные деформационные швы выполняются самоходным вибронарезчиком швов.

Сборная железобетонная опалубка инспекционных галерей монтируется зимой, до начала летних бетонных работ. Поверхность бетона в пределах шва-надреза покрывается битумом, а с низовой стороны выполняется комплекс работ по подготовке к бетонированию холодного строительного шва. Конструкции из сборного железобетона используются также для формирования низовой грани бетонного ядра и верховой грани асфальтобетонного экрана (рис. 7).

Регулирование температурного режима фундаментных блоков из вибрированного бетона осуществляется поверхностным поливом водой. Охлаждение тонких блоков из укатанного бетона происходит без использования воды.

Земляные работы. Верховая и низовая упорные призмы плотины возводятся из скальной горной массы, полученной буровзрывным способом в карьере камня, который по высоте разбит на две части: № 1 и № 1а. Это дает возможность сократить протяженность автодорог при транспортировке материала с верхних ярусов карьера на нижние карты отсыпки и наоборот. Проезд землевозного транспорта в нижний бьеф возможен зимой через бетонное ядро, а летом — через котлован ядра по дорогам вышележащего яруса.

В данных климатических условиях большое значение имеет технология начального уплотнения материалов плотины. Отсыпка каменной наброски с целью повышения производительности работ большими слоями (до 20 м), как это имело место при строительстве плотины Виллойской ГЭС I-II, приводит к увеличению ее пористости [7], интенсификации процессов температурно-влажностной конвекции и, как следствие, к развитию криогенного ядра в низовой упорной призме.

Принятая технология предусматривает разравнивание горной массы бульдозерами слоями по 1,0 – 1,5 м и уплотнение ее вибрационными катками с гладким вальцом. Высота слоя отсыпки, вес катка и количество его проходов по одному месту для зимних и летних условий уточняются опытными работами в период строительства.

Переходные зоны плотины отсыпаются из галечников, удаляемых из-под основания плотины, а также из материала подземной выломки, складированной в кавальеры.

Из общего объема открытой и подземной выемки скального грунта до 80 % (5500 тыс. м³) может быть использовано для отсыпки в тело плотины.

Средняя интенсивность отсыпки упорных призм составляет 600 тыс. м³/мес, укладки бетона в ядро — 120 тыс. м³/мес. Достижению такой производительности будет способствовать разделение по берегам транспортных потоков большегрузных карьерных автосамосвалов и бетоновозов, а также короткое плечо возки карьерного камня и бетонной смеси.

Цементационные работы и дренаж. Для производства укрепительной цементации в бортовых примыканиях бетонного ядра предусматривается опережающее возведение прискальных бетонных блоков. Двухрядная цементационная завеса выполняется из цементационных штолен, расположенных в шести уровнях, включая уровень гребня плотины. Цементационные работы производятся с предварительным электроотогревом скального массива из специальных скважин. Цементация растепленного массива в русловой части выполняется из двух нижних галерей ядра без предварительного его отогрева. Цементационные штольни на обоих берегах имеют выходы на дневную поверхность через подходные выработки, используемые также для дренажа склонов.

Продолжительность строительства гидроузла 10 лет (включая подготовительный период) обусловлена сроком возведения плотины, поскольку

остальные его объекты не находятся на критическом пути. Принципиальный календарный график строительства приведен на рис. 8.

Стоимость основных объектов строительства Канкунской ГЭС в варианте с грунтовой плотиной (глава 2 СРС без учета оборудования), определенная по ФЕР-2001 с использованием аналогов стоимости для отдельных видов работ и пересчитанная в текущие цены первого квартала 2011 г., составляет 90,0 млрд. руб.

Первоначальное наполнение водохранилища. Соотношение объемов стока половодья и межени р. Тимптон составляет соответственно 95 и 5 %, в связи с чем наполнение водохранилища может производиться только путем изъятия стока в летний период года. При расчете первоначального наполнения водохранилища использована модель маловодного (1985/86) года 90 % обеспеченности с объемом годового стока 7,51 км³. В качестве исходного положения принята максимальная величина годового изъятия стока 5,0 км³, равная, выбранной на стадии “Обоснования инвестиций” регулирующей емкости водохранилища.

Наполнение водохранилища начинается с мая девятого года строительства. Отметка временного НПУ 536,0 м достигается в конце сентября. В это же время производится пуск первого, а к концу года — второго гидроагрегата. Пуск третьего и четвертого гидроагрегатов планируется осуществить в конце сентября и декабря десятого года строительства при уровне водохранилища на отметке 572,5 м. Время выхода ГЭС на проектный режим работы будет зависеть от фактической водности последующих лет.

Выводы

1. Грунтовая плотина, в отличие от бетонной, характеризуется простой технологией возведения, максимальным использованием местных строительных материалов и минимальной потребностью в привозных (цемент, металл и т.п.), что наилучшим образом отвечает строительно-хозяйственным условиям района, удаленного от промышленно-освоенных территорий. Стоимость основных объектов строительства (глава 2 без стоимости оборудования) в варианте гидроузла с грунтовой плотиной на 25 – 30 % ниже, а срок строительства на 2 года короче, чем в варианте гидроузла с бетонной плотиной.

2. Грунтовая плотина предъявляет к породам основания менее жесткие требования, чем бетонная, что представляется крайне важным в условиях района распространения вечномерзлых пород, прочностные и деформационные свойства которых, в процессе эксплуатации гидроузла могут существенно изменяться.

3. Расчетные исследования НДС плотины, выполненные в плоской постановке, как правило, показывают завышенные значения напряжений и заниженные показатели устойчивости, поскольку в данном случае не учитывается пространственность работы сооружения в условиях узкого створа, а также арочность бетонного ядра плотины. Тем не менее они подтвердили жизнеспособность грунтовой плотины предложенной конструкции. В дальнейшем следует выполнить исследование НДС плотины в объемной постановке с учетом эффекта “бегущей волны” при расчете ее сейсмоустойчивости [9].

Список литературы

1. ICOLD “Bulletin 99. Dam Failures-Statistical Analysis. Paris, 1995.
2. Количко А. В. Применение метода инженерно-геологических аналогий для обоснования проектов гидротехнических сооружений // Геозкология. 2004. № 2.
3. Кроник Я. А., Оникиенко Т. С. Влияние процессов переформирования берегов на эксплуатацию северных водохранилищ (на примере Хантайского водохранилища) // Труды Гидропроекта. 1982. Вып. 82.
4. Паремуд С. П., Волыничков А. Н. Прогрессивные решения технического проекта гидроузла Шон-Ла во Вьетнаме // Гидротехническое строительство. 2011. № 4. С. 54 – 62.
5. СТО 17330282.27.140.002-2008. Гидротехнические сооружения ГЭС и ГАЭС. Условия создания. Нормы и требования. Приложение Б.14 (Рекомендуемое). Особенности расчета асфальтобетонных диафрагм и их влияние на работу плотин.
6. Заирова В. А., Орищук Р. Н., Созинов А. Д., Радченко С. В. Основные предпосылки реализации проекта строительства Канкунской ГЭС // Гидротехническое строительство. 2010. № 2. С. 2 – 7.
7. Фриштер И. Ю., Когодовский О. А. Аварии на сооружениях Колымской ГЭС в период строительства и временной эксплуатации // Гидротехническое строительство. 1995. № 12. С. 16 – 26.
8. Овдиенко Н. А. Опыт эксплуатации плотины Виллойской ГЭС I-II на р. Виллой // Гидротехническое строительство. 1995. № 2. С. 33 – 36.
9. Рассказов Л. Н., Бестужева А. С., Неуен Фьонг Лам. Учет “бегущей волны” в пространственных задачах сейсмоустойчивости грунтовых плотин // Гидротехническое строительство. 2010. № 11. С. 47 – 53.

Анализ переформирования абразионных берегов Горьковского водохранилища за период эксплуатации 1957 – 2010 гг. с прогнозом на следующее десятилетие

Соболь С. В., доктор техн. наук, Соболь И. С., кандидат техн. наук, Иконников Л. Б., кандидат геогр. наук, Хохлов Д. Н., инженер (ГОУ ВПО “Нижегородский государственный архитектурно-строительный университет”)

Изложены результаты инструментальных наблюдений обвальнo-осыпных абразионных берегов озерной части Горьковского водохранилища на р. Волге за период эксплуатации 1957 – 2010 гг. Дана оценка возможных берегопереформирований до 2020 г.

Ключевые слова: Горьковское водохранилище, абразионные берега, переформирование.

Горьковское водохранилище на р. Волге, заполненное в 1957 г., имеет сложную конфигурацию. Сверху, от г. Рыбинска до устья р. Елнать (337 км) протянулась его русловая часть, ниже до плотины Нижегородской ГЭС (90 км), разместилось озеровидное расширение. Площадь водохранилища — 1591 км², его озерной части — 1008 км², из них 75 % с глубинами менее 10 м.

В котловине водохранилища основной слой современных аллювиальных отложений толщиной 7 – 15 м сложен мелкими песками, переходящими к низу в средние и крупные. На отдельных участках залегают древнеаллювиальные пески, а вся песчаная толща подстилается породами татарского яруса, представленными плотными глинами с прослоями мергелей, мощностью более 100 м.

Нормальный подпорный уровень водохранилища — 84,0 м БС, уровень мертвого объема — 82,0 м. Колебания уровня в безледный сезон за счет регулирования стока составляют 0,2 – 0,4 м.

Преобладающими ветрами над водохранилищем в безледный период являются северные и западные, наименьшую повторяемость имеют восточные ветры. Средняя месячная скорость ветра изменяется от 3,4 м/с (июль) до 4,7 м/с (октябрь). В озерной части наибольшие высоты волн наблюдаются при ветрах северных и южных направлений повторяемостью менее 1 %, дующих со скоростью 16 – 20 м/с вдоль водохранилища. Максимальная высота волн (2,3 м) отмечена на судовом ходу у г. Чкаловска при северном ветре (24 м/с). Расчеты показывают, что у левого (пойменного) берега в срав-

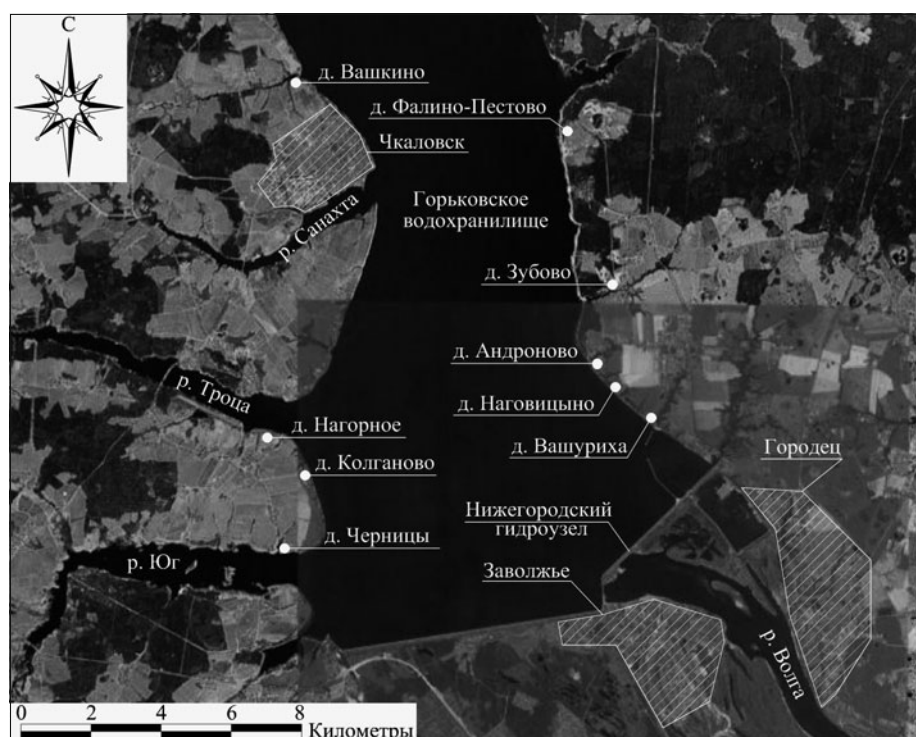


Рис. 1. Карта-схема расположения участков наблюдения за переформированием берегов Горьковского водохранилища



а)



б)

Рис. 2. Участок наблюдений № 1 между деревнями Вашуриха и Андроново:

а — схема расположения створов (космический снимок 2007 г.); б — общий вид берега на участке (от створа 6ГМО до створа 33А)

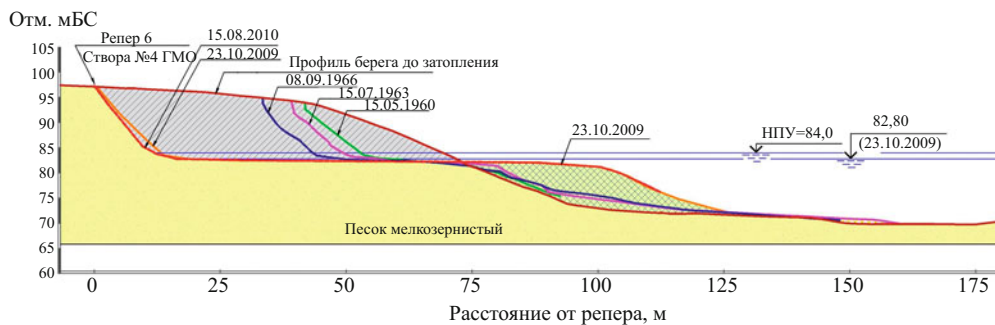


Рис. 3. Общий вид (2009 г.) и профили берега на участке № 1 в створе 4ГМО

нении с правым активностью волнения значительно сильнее (табл. 1).

Замерзание водохранилища раньше всего происходит у пос. Сокольское. Средняя дата начала ле-

достава в озерной части — 22 ноября, очищения ото льда — 3 мая.

Длина береговой линии водохранилища по данным Верхне-Волжского бассейнового водного уп-

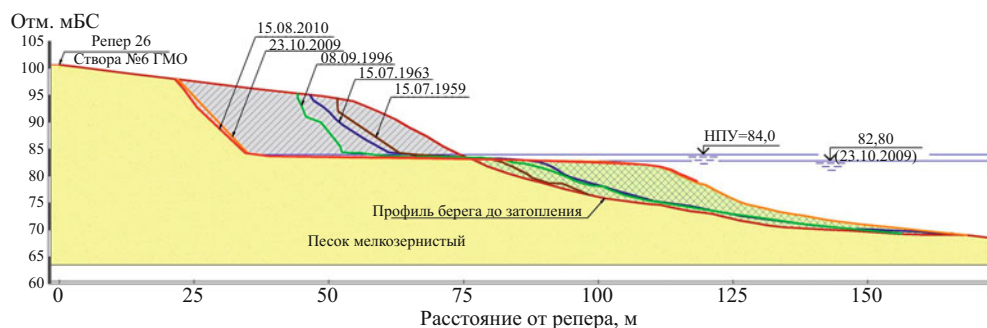


Рис. 4. Общий вид (2009 г.) и профили берега на участке № 1 в створе 6ГМО

равления составляет 2168 км, из них берегов: абразионных — 631 км, в том числе в рыхлых аллювиальных, флювиогляциальных, моренных отложениях — 449 км, в плотных глинах, глинистых брекчиях, полускальных породах — 182 км; аккумулятивных — 10 км; нейтральных, биогенных — 947 км; формируемых русловыми процессами — 580 км [1].

По левобережью озерной части распространены песчаные обвально-осыпные абразионные берега высотой до 15 м. На правобережье преобладают более высокие обвально-осыпные абразионные берега, сложенные пермскими глинами; они отличаются меньшими длинами прибрежных отмелей, но большей крутизной береговых обрывов. Здесь же имеются участки оползнево-абразионных берегов, сложенных как правило, несколькими слоями пород и чередующихся с берегами других типов. Для русловой части водохранилища характерны нейтральные и формируемые русловыми процессами берега.

Все абразионные берега водохранилища находятся в III стадии развития, проявляющейся на мысах и выпуклых дугах импульсивным переформированием, а на вогнутых участках — приближением к стадии динамического равновесия.

Инструментальные наблюдения процесса переформирования абразионных берегов озерной части Горьковского водохранилища были начаты предприятием «Противокарстовая и береговая защита»

ПНИИИС в 1957 г. по групповым и одиночным створам [2], продолжались с сокращением до 1985 г., а затем были прекращены. С 2008 г. наблюдения экспедиционным порядком возобновлены ННГАСУ [3]. При этом за предшествующий период часть створных участков была утрачена из-за интенсивного освоения береговой территории, многие реперные столбики исчезли. Объектом исследований остались четыре участка с сохранившимися створами (рис. 1) и материалами наблюдений прошлых лет.

При съемке надводных частей профилей использовался электронный тахеометр «SOKKIA SET 630 R», промеры подводных частей велись однолучевым эхолотом «NaviSound 110» с маломерного судна, координатная привязка осуществлялась приемником «Торсон GB 1000» через GNSS (Глобальная навигационная спутниковая система). Увязка эхолота и GNSS-приемника, а также накопление и обработка данных проводились при помощи портативной ЭВМ [4]. В тех случаях, когда не удавалось явным образом зафиксировать положение створа вследствие утраты грунтовых реперов, осуществлялась его пространственная привязка с помощью средств высокоточной геодезии, GNSS-приемника и сохранившихся материалов магистральных теодолитных ходов. Грунты, слагающие берег, идентифицировались по материалам прошлых лет.

Участок № 1 (рис. 2), прямолинейный в плане, расположен на левом берегу водохранилища между

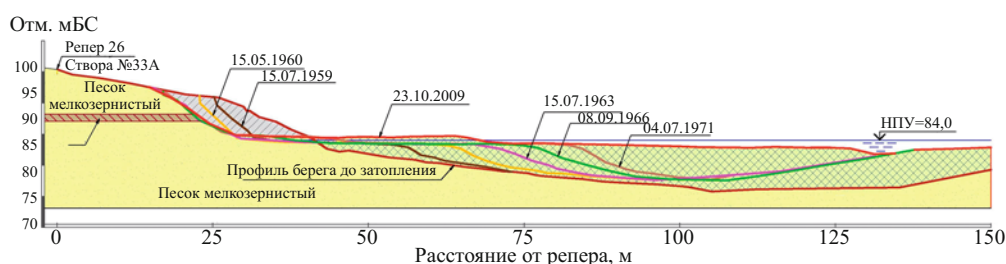


Рис. 5. Аккумулятивный мыс у левобережного прохода в аванпорт Нижегородского гидроузла:

а — космический снимок-план 2007 г.; б — профили берега в створе 33А, показанном штриховой линией на плане

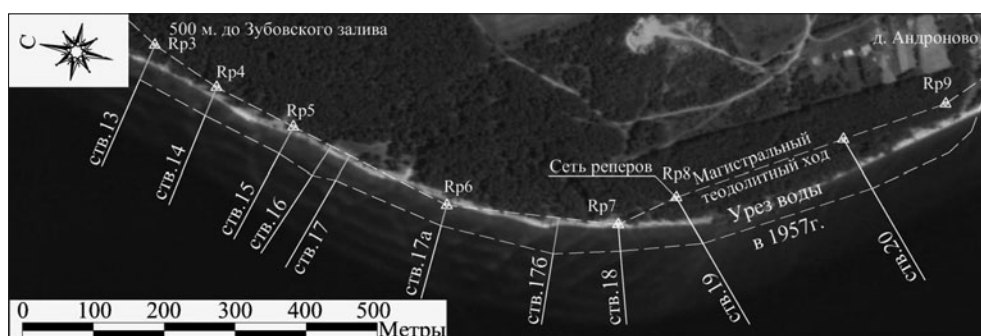


Рис. 6. Схема расположения створов на участке наблюдений № 2 между д. Андроново и Zubовским заливом (космический снимок 2007 г.)

деревнями Андроново и Вашуриха вблизи аванпорта Нижегородского гидроузла. Берег представляет

II надпойменную террасу р. Волги, до отметок 87,0 – 88,0 м сложенную мелкими песками с прослоями супесей. Высота современного надводного берегового уступа от 6 до 15 м. Инструментальные измерения на участке № 1 выполнены в шести восстановленных створах: 3, 4, 6, 7 ГМО и № 32, 33А. Характерная для участка качественная и количественная картина абразии представлена по створам 4 и 6 на рис. 3, 4.

Т а б л и ц а 1

Энергия волнения на Горьковском водохранилище за безледный период возле участков наблюдений за берегами

Берег	Участок наблюдений (см. рис. 2, 6, 8, 10)	Створ	Средняя многолетняя энергия волнения по данным о ветре береговых метеостанций, кДж/(год · м пог.)
Левый	1	4	$1215 \cdot 10^6$
	2	17	$1127 \cdot 10^6$
Правый	3	9	$451 \cdot 10^6$
		22	$823 \cdot 10^6$
	4	9	$529 \cdot 10^6$

За время эксплуатации водохранилища берег на мысовидных выступах участка отступил в среднем на 60 м, заливы в балках отчленились от акватории пересыпями, произошло выравнивание в плане береговой линии, ее общая длина на участке при НПУ сократилась от 3350 м в 1957 г. до 2750 м в 2010 г. На юго-восточной оконечности участка в районе волновой тени мола аванпорта Нижегородского гидроузла образовался аккумулятивный мыс (рис. 5).

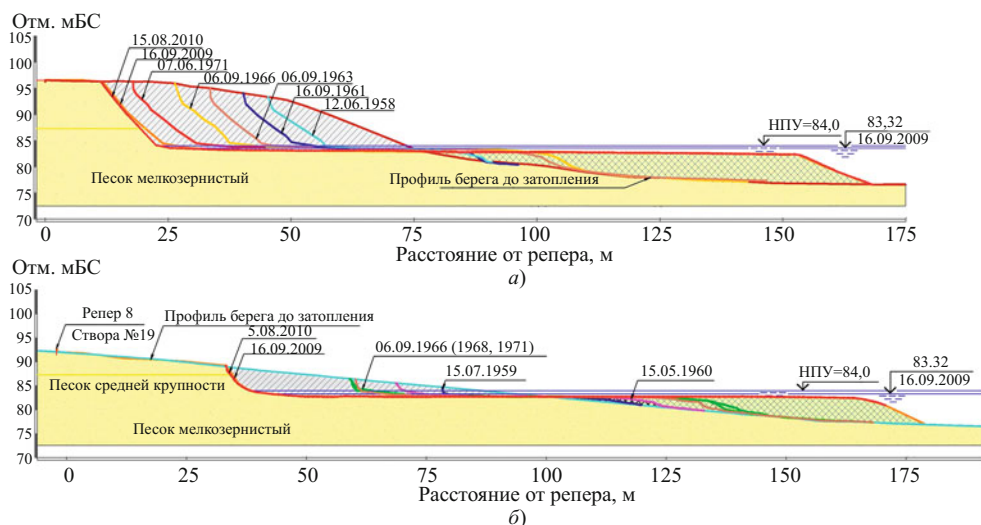


Рис. 7. Профили берега на участке № 2 в створах № 17 (а) и № 19 (б)

Т а б л и ц а 2

Наблюдаемые параметры обвално-осыпных абразионных берегов Горьковского водохранилища по состоянию на осень 2010 г.

Участок, берег	№ 1, левый					№ 2, левый			№ 3, правый		№ 4, правый		
	Створ	3	4	6	7	32	15	17	19	9	22	8	9
Грунт берега	Песок мелко- и среднезернистый					Песок мелко- и среднезернистый			Глины с прослоями песков		Глина		
Смещение берегового уступа, м	61,3	69,1	52,8	59,6	48,7	50,5	62,3	52,9	60,5	56,0	44,4	38,3	31,6
Высота берегового уступа над НПУ, м	13,1	13,1	13,9	13,5	14,5	12,0	12,3	5,2	13,5	5,4	9,0	17,2	9,82
Длина береговой отмели, м	76	89	79	74,8	71,5	117,5	132	129	116,5	118,5	67	104	32,5
В том числе: абразионная часть/аккумулятивная часть	51/25	61/28	42/37	48,5/26,3	35/36,5	38/79,5	54,5/77,5	62,5/66,5	65,5/51	64,5/54	48/19	42/62	14/18,5
Объем разрушения берега, м ³ /пог. м	494	647	418	565	360	240	493	182	479	212	187	134	78
Объем аккумуляции, м ³ /пог. м	176	262	313	203	231	286	315	221	219	29	0	244	35
Коэффициент аккумуляции	0,36	0,41	0,75	0,36	–	1,19	0,64	1,21	0,46	0,14	0	1,82	0,45
Средний уклон береговой отмели	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,02	0,01	0,004	0,01	0,016	0,04	0,02	0,07
Скорость отступления берега в 2009/10 г., м/год	0,4	0,7	0,5	0,6	–	0,3	0,2	0,6	1	0,4	0,2	0,7	0

Участок № 2 криволинеен в плане, расположен на левом берегу между д. Андроново и Zubовским заливом (рис. 6) и также соответствует II надпойменной террасе р. Волги, сложенной мелкими и

средними песками с высотой берегового обрыва от 5 до 10 м над НПУ. На данном участке инструментально наблюдаются три створа: 15, 17, 19. По створам 17 и 19 результаты представлены на рис. 7.

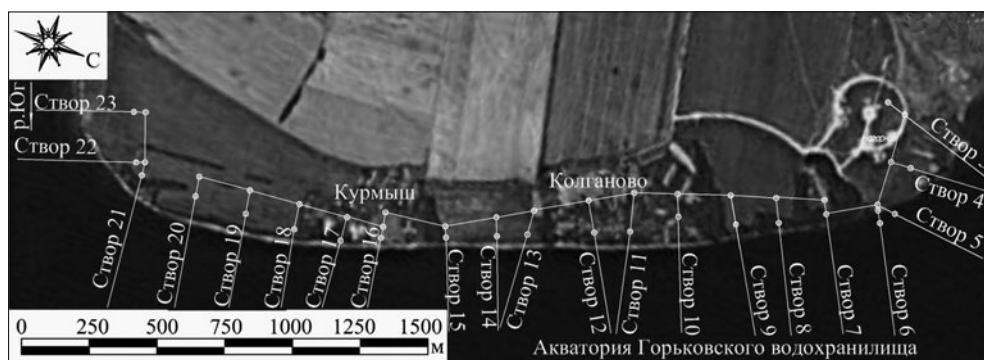


Рис. 8. Схема расположения створов на участке наблюдений № 3 между деревнями Черницы и Нагорное

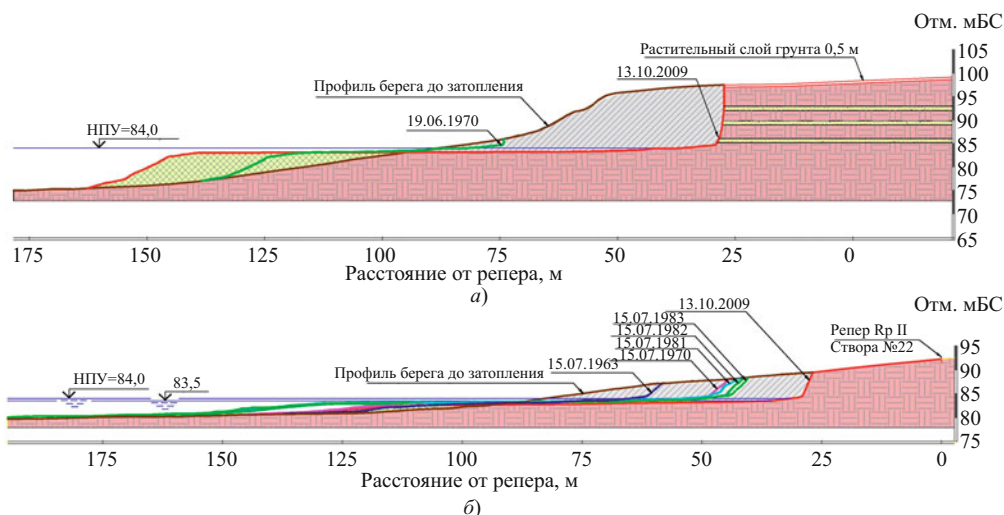


Рис. 9. Профили берега на участке № 3 в створе № 9 (а) и № 22 (б)

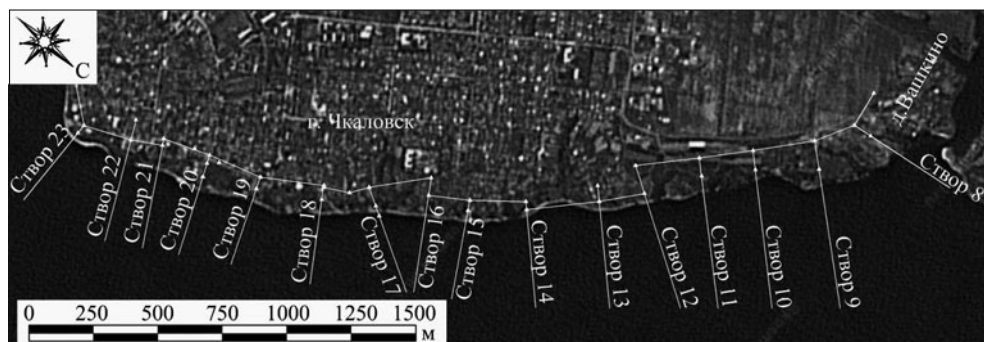


Рис. 10. Схема расположения створов на участке наблюдений № 4 в границах от г. Чкаловска до д. Вашкино

За время эксплуатации с 1957 г. отступление берега на участке № 2 составило в среднем 56 м, длина береговой линии по урезу НПУ первоначально составляла 1765 м, в 2010 г. — 1720 м.

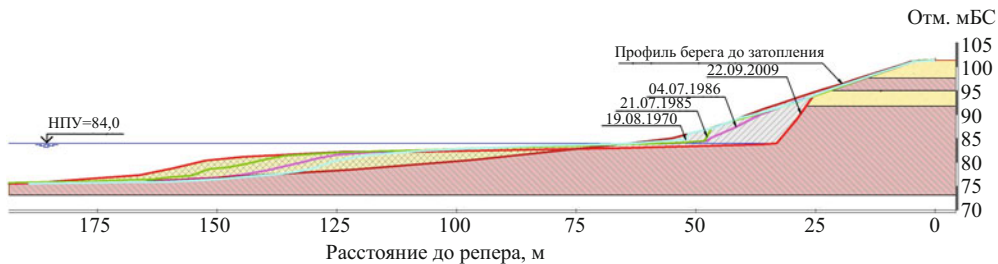
Участок № 3 от д. Черницы до д. Нагорное, располагается по правому берегу водохранилища между устьями р. Юг и р. Троща (рис. 8). Ближе к рекам берег представляет собой I надпойменную террасу, сложенную песчано-суглинистым материалом, высотой над НПУ от 5 до 9 м. Прямолинейный участок берега около д. Колганово сложен плотны-

ми глинами пермского возраста с прослоями песка. Береговой обрыв на участке имеет высоту до 15 м. На рис. 9 представлены профили берега в створе 9 и 22. В настоящее время на участке № 3 общей длиной около 4000 м наблюдаются 3500 м обвальнo-осыпных абразионных и 500 м аккумулятивных берегов.

Участок № 4 (рис. 10) расположен на правом берегу водохранилища от г. Чкаловска до д. Вашкино. Побережье представляет собой коренной склон долины р. Волги, возвышающийся над НПУ водо-



а)



б)

Рис. 11. Берег на участке № 4 в створе 9:

а — вид берегового откоса; б — профили берега

хранилища на 10–23 м. Склон сложен песчано-глинистыми породами пермского возраста, покрытыми толщей четвертичных отложений. Наблюдения восстановлены по створам 8, 9, 22. Створ 9 (рис. 11) расположен у входа в залив в 400 м от д. Вашкино, рядом с берегоукреплением насосной станции. Высота бровки берегового обрыва над НПУ — 17,2 м, длина береговой отмели — 104 м, отмель покрыта крупным валунным камнем.

В табл. 2 сделано обобщение параметров абразионных берегов водохранилища в исследованных створах по состоянию на 2010 г., на рис. 12 приведены кривые отступления бровки надводных береговых уступов и нарастания длин береговых отмелей в процессе берегопереформирования 1957–2010 гг.

К 2010 г. наибольшее смещение берегового уступа составило 69,1 м (створ 4). Наибольшей длины достигли прибрежные отмели напротив невысоких песчаных берегов (132 м в створе 17). Наименьшую длину имеют отмели у берегов, сложенных преимущественно глинистыми породами (67 м в створе 8). А в створе 22 в начале 1970-х гг. берег был укреплен и переформирование его прекратилось. С ростом береговых отмелей отчетливо прослеживается наступление III стадии развития, в которой абразионные берега Горьковского водохранилища пребывают с 1970-х гг. В 2009/10 г. скорость их переработки в исследованных створах составила от 0,2 до 1,0 м/год, в то время как за период 1957–2010 гг. средняя скорость была от 0,7 до

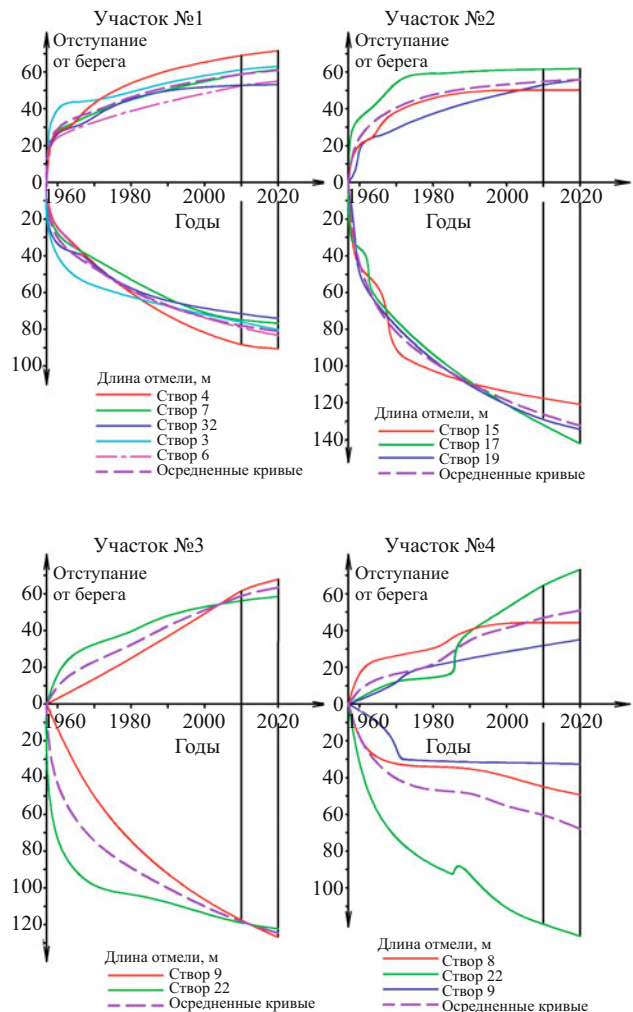


Рис. 12. Отступление бровки уступа и нарастание длины отмели обвално-осыпных абразионных берегов Горьковского водохранилища за 1957–2010 гг. и до 2020 г.

1,3 м/год. Уклоны береговых отмелей приблизились к волноустойчивым, которые для средних и мелких песков оцениваются величиной 0,01 – 0,005 [5]. Объемы аккумуляции в некоторых створах (15, 19, 9) стали превалировать над объемами абразии. Однако вдольбереговой транспорт наносов на выпуклых участках берегов, как видно по коэффициентам аккумуляции, не позволяет сложиться динамическому равновесию и абразия будет, хотя и с малой интенсивностью, импульсивно продолжаться.

Методом Е. Г. Качугина [5, 6], поставленным на компьютер, выполнен вариантный прогноз, показавший удовлетворительные результаты в сравнении с натурными данными, и осредненные кривые на рис. 12 продлены до 2020 г. На предстоящее 10-летие можно ожидать переформирования исследованных абразионных берегов озеровидной части Горьковского водохранилища со средней интенсивностью 0,10 – 0,47 м/год.

Описанными долгосрочными инструментальными измерениями охвачены наиболее характерные участки перестройки абразионных берегов водохранилища. ФГУ “Управление эксплуатации Горьковского водохранилища” следит за смещением береговой бровки на застроенных территориях. Подвергающимся значительному разрушению называются берега в п. Юркино (0,75 м/год) и д. Фалино-Пестово (0,8 м/год) по левой стороне, также в д. Юшково (1,4 м/год), д. Гребенихе (0,3 м/год), г. Пучеже (0,5 м/год), д. Хмелеватово (2 м/год) по правой стороне водохранилища. Современная средняя скорость отступления абразионных берегов по водохранилищу в целом составляет 0,19 – 0,3 м/год [1]. Эти величины близки данным проведенных измерений.

Имея в виду 631 км протяженности абразионных берегов и диапазон ожидаемых скоростей их

переформирования (0,10 – 0,47 м/год), можно полагать, что риск потери земель по берегам Горьковского водохранилища за счет абразии после 53 лет его эксплуатации составит 6,3 – 29,7 га/год. Это на порядок меньше публикуемых прогнозных величин (200 га/год) [7].

Выводы

Горьковское водохранилище относится к многочисленной группе крупных искусственных водоемов, созданных на равнинных реках. Приведенные результаты натурных наблюдений за его абразионными берегами вскрывают процесс их динамики за долгосрочный период. Исследования в этом направлении будут способствовать дальнейшей разработке теории развития берегов водохранилищ и повышению точности прогнозов.

Список литературы

1. *Водохранилища* Верхней Волги / Авторский коллектив: руководитель В. С. Дементьев. — Н. Новгород: Верхне-Волжское БВУ, 2008. — 156 с.
2. *Иконников Л. Б.* Формирование берегов водохранилища. — М.: Наука, 1972.
3. *Соболь С. В., Иконников Л. Б., Соболь И. С., Хохлов Д. Н.* Возобновление долгосрочных инструментальных наблюдений за переформированием абразионных берегов Горьковского водохранилища // Приволжский научный журнал. 2010. № 2. С. 40 – 47.
4. *Соболь И. С., Красильников В. М., Хохлов Д. Н.* Современные методы съемки подводного рельефа водохранилищ // Приволжский научный журнал. 2010. № 2. С. 34 – 40.
5. *Методические рекомендации по прогнозированию переформирования берегов водохранилищ.* П 30 – 75 / ВНИИГ. — Л.: ВНИИГ, 1975.
6. *Рекомендации по оценке и прогнозу размыва берегов равнинных рек и водохранилищ для строительства / ПНИИИС.* — М.: Стройиздат, 1987.
7. *Малик Л. К.* Факторы риска повреждения гидротехнических сооружений. Проблемы безопасности. — М.: Наука, 2005.

Управление водными ресурсами Московского региона для устойчивого водообеспечения в маловодных условиях

Клёпов В. И., кандидат техн. наук (Институт водных проблем РАН)

Приведены результаты исследования, направленные на развитие и совершенствование методики построения правил управления и изучения функционирования водно-ресурсных систем для обоснования обеспеченности их гарантированной водоотдачи на примере водообеспечения Московского региона.

Ключевые слова: речной сток, маловодные гидрологические условия, управление водно-ресурсной системой, величина и обеспеченность гарантированной водоотдачи.

В нашей стране созданы и функционируют такие водно-ресурсные системы (ВРС), как каскад гидроузлов на р.р. Волга, Кама, Ангара, Енисей. Эксплуатируются ВРС для водообеспечения больших регионов, например, Уральского и Московского в бассейне Верхней Волги. Такие ВРС создаются для удовлетворения потребностей многих водопользователей различных отраслей народного хозяйства: питьевого водоснабжения, коммунального хозяйства и промышленности, сельского хозяйства, энергетики, речного транспорта, рыбного хозяйства и других. ВРС представляют собой сложные природно-технические системы, важнейшей технологической характеристикой которых является гарантированная водоотдача и ее надежность — расчетная обеспеченность.

При разработке правил управления режимом работы водно-ресурсных систем критерии качества управления должны учитывать стохастический характер будущего притока воды. В качестве такого критерия, как в проектной практике, так и в условиях эксплуатации используется показатель обеспеченности удовлетворения заявленных требований к гарантированной водоотдаче водохранилищ. Этим показателем определяются как параметры ВРС, так и правила наполнения и сработки водохранилищ. Принцип экономического обоснования расчетной обеспеченности основан на сопоставлении ущербов, возникающих у водопользователя вследствие ограничения водоотдачи, и затрат, необходимых для сокращения этих ограничений. Общепризнанной методики оценки ущербов от недодачи воды компонентам ВРС в настоящее время нет. Поэтому всесторонний анализ гарантированной отдачи систем водохранилищ с привлечением различных критериев обеспеченности имеет большое значение и в том числе для определения практических рекомендаций по функционированию и развитию ВРС.

Одной из основных особенностей функционирования ВРС, существенно отличающая их от других народнохозяйственных систем, является непрерывное колебание их основного ресурса — речного стока. От характера изменчивости речного стока зависит гарантированная отдача ВРС, т.е. количество воды, предоставляемое пользователям в требуемом режиме. Этот процесс носит вероятностный харак-

тер. Поэтому прогнозирование стока также может быть осуществлено в вероятностной форме, когда каждой величине ожидаемого притока ставится в соответствие вероятность ее появления или определенная обеспеченность (вероятность превышения).

При моделировании соотношения величины и обеспеченности гарантированной водоотдачи водохранилищ, наряду со структурой ВРС и параметрами ее элементов, задаются следующие входные параметры:

- гидрологическая информация в виде календарных последовательностей стока, привязанных к характерным створам ВРС;

- информация о потерях стока на дополнительное испарение с водной поверхности, на фильтрацию, на ледообразование;

- информация о водопользователях, представленная в виде характеристик водопотребления и водоотведения, а также необходимых попусков в нижние бьефы гидроузлов;

- морфометрические характеристики водохранилищ и гидравлические характеристики нижних бьефов гидроузлов.

Исходными данными должны быть заданы также различные варианты правил управления ВРС: от простейших правил — удовлетворять всех водопользователей, если есть запас воды в водохранилищах, до сложных правил - обеспечивающих максимально возможную гарантированную отдачу системы.

В качестве объекта исследования нами рассматривается система водообеспечения Московского региона, которая с самого начала её создания была ориентирована на поверхностный сток. К настоящему времени ВРС Московского региона объединяет девять действующих водохранилищ различной степени регулирования речного стока, шесть малых водохранилищ, объединенных в водораздельный бьеф канала им. Москвы. Кроме водохранилищ в состав ВРС входят также участки рек, каналы, насосные станции, другие вспомогательные гидротехнические сооружения. Основные параметры водохранилищ, регулирующих речной сток в бассейне Верхней Волги, приведены в табл. 1.

Водные ресурсы бассейна Верхней Волги, используемые для водообеспечения Московского ре-

гиона, включают сток р. Волги от истока до створа Ивановского водохранилища, сток правого притока р. Волга — р. Вазуза, сток р. Москва и ее основных притоков р.р. Истра, Руза и Озерна в створе Рублевского водохранилища. Реки данного бассейна питаются преимущественно талыми водами и дождевыми осадками. Роль подземных вод в водообеспечении в целом незначительна. Суммарная площадь водосбора водно-ресурсной системы на верхнем участке Волги составляет 44500 км², среднесуточный расход воды в створе Ивановского гидроузла равен 255 м³/с.

В качестве исходной гидрологической информации приняты восстановленные (ретрансформированные) по методике Гидропроекта ряды расходов воды. Для расчетов использованы 90-летние ряды стока с 1914 по 2004 г. в створах гидроузлов с внутригодовым распределением по месячным интервалам за межень (июнь — февраль) и по декадным интервалам за половодье (март — июнь).

В ВРС Московского региона выделяются три подсистемы, каждая из которых функционирует в соответствии со своими правилами управления. К числу подсистем относятся Верхневолжская, Москворецкая и Вазузская водохозяйственные системы.

Верхневолжская водохозяйственная система (ВВС). Подсистема объединяет Верхневолжское водохранилище (бейшлот), Ивановское водохранилище и систему канала имени Москвы — водораздельный бьеф. В состав водораздельного бьефа канала им. Москвы входят шесть небольших водохранилищ: Икшинское, Пестовское, Пяловское, Акуловское (Учинское), Клязьминское и Химкинское.

Москворецкая водохозяйственная система (МВС). В подсистему входят Истринское, Можай-

ское, Рузское и Озернинское водохранилища, расположенные в верхнем течении р. Москва и ее притоках. Водохранилищами подсистемы практически полностью зарегулирован сток верхней части водосбора р. Москва.

Вазузская гидротехническая система (ВГС) состоит из трех водохранилищ — Вазузского, Яузского и Верхнерузского, расположенных в бассейне правого притока Волги - р. Вазуза, а также других вспомогательных гидротехнических сооружений — каналов, насосных станций и т.д., предназначенных для подачи воды из ВГС в бассейн р. Москвы.

Известно, что с помощью водохранилищ, накапливающих воду в периоды обилия ее в реке и расходующих эти запасы во время маловодья, можно повысить минимальный расход воды. В особо маловодные периоды поддержание нормальной водоотдачи оказывается нередко затруднительным и экономически нецелесообразным. Поэтому возникает необходимость определить размеры допустимых и целесообразных отступлений от режима нормальной водоотдачи и соответственного сокращения количества потребляемой воды. Для рассматриваемой задачи наибольший интерес представляют маловодные годы и их группировки, когда имеет место дефицит водных ресурсов. Для выявления таких лет проведено сопоставление изменяющегося из года в год и от месяца к месяцу притока воды к водохранилищам системы и значений гарантированной водоотдачи. Сопоставление выполнено по определенной схеме, характерной для каждой из трех подсистем ВРС водообеспечения Московского региона.

В качестве примера в табл. 2 приведены годовые и суммарные значения дефицита гарантированной водоотдачи для лет расчетного ряда примени-

Т а б л и ц а 1

Основные параметры водохранилищ

Водохранилище	Отметка, м		Объем, млн. м ³		Площадь зеркала при НПУ, км ²
	НПУ	УМО	полный	полезный	
Верхневолжское	206,5	203,0	562	487	181
Иваньковское	124,0	119,5	1120	813	327
Можайское	183,0	170,0	235	221	31,0
Рузское	182,5	169,0	220	216	32,7
Озернинское	182,5	169,0	144	140	23,1
Истринское	170,0	159,0	183	172	33,6
Вазузское	180,25	170,5	539	428	106
Яузское	215,0	212,0	290	130	51
Верхнерузское	208,75	202,25	22	21	9,4

Распределение дефицита гарантированной водоотдачи по годам

Годы	Дефицит гарантированной водоотдачи (млн. м ³) для разных значений водоотдачи, м ³ /с							
	27	28	29	30	31	32	33	34
1921	0	0	0	0	80	180	230	251
1922	0	70	150	230	230	230	230	230
1940	0	0	0	0	0	0	0	23
1964	0	0	0	0	0	0	00	6
1965	0	0	0	0	0	0	40	64
1967	0	0	0	0	0	0	0	6
1996	0	0	0	0	0	0	10	32
Сумма дефицита	0	70	150	230	310	410	510	612

тельно к четырем водохранилищам Москворецкой водной системы. Под гарантированной водоотдачей водохранилищ МВС понимается такое количество воды, которое может быть подано в замыкающий створ с учетом бокового притока, формирующегося на водосборной территории от гидроузлов подсистемы до замыкающего створа — Рублевский водозабор. Поэтому собственная водоотдача водо-

охранилищ несколько меньше на величину бокового притока соответствующей обеспеченности. Определение гарантированной водоотдачи подсистемы проведено в интервале средних годовых значений от 27 м³/с до 34 м³/с с шагом 1 м³/с.

Суммарный дефицит гарантированной водоотдачи водно-ресурсной системы Московского региона определен как сумма дефицитов гарантированной водоотдачи рассмотренных выше трех подсистем. Распределение дефицита водоотдачи по отдельным годам многолетнего периода при раздельном регулировании для всех трех подсистем водохранилищ не совпадает. Очевидно, что часть дефицита гарантированной водоотдачи каждой из подсистем может быть уменьшена при их совместном управлении. Произойдет это, прежде всего, в годы, когда дефицит относительно невелик и не затрагивает одновременно все водохранилища системы. В табл. 3 представлены показатели дефицита гарантированной водоотдачи в виде числа перебойных месяцев.

Как следует из таблицы, в системе водообеспечения Московского региона дефицит гарантированной водоотдачи имел место в разной степени в тринадцати годах расчетного гидрологического ряда. Из выявленных лет с недостатком воды дефицит гарантированной водоотдачи для подсистемы ВВС имел место в десяти годах, для подсистемы МВС — в семи годах, для подсистемы ВГС — в девяти годах. В пяти годах периода — 1921, 1922, 1940, 1965 и 1996 дефицит гарантированной водоотдачи проявляется во всех трех подсистемах одновременно. Дефицит воды только для подсистемы ВВС наступает в четырех годах — 1939, 1945, 1952 и 1964. Дефицит гарантированной водоотдачи только для подсистемы ВГС обнаружен в одном году — 1923. Дефицит гарантированной водоотдачи для подсистем

Т а б л и ц а 3

Распределение дефицита гарантированной водоотдачи для подсистем

Число перебойных месяцев в дефицитном году	Подсистема водохранилищ			
	ВВС	МВС	ВГС	Система в целом
1921	4	3	5	5
1922	3	3	3	3
1923	0	0	1	1
1939	1	0	0	1
1940	3	1	2	3
1945	1	0	0	1
1952	1	0	0	1
1960	0	1	1	1
1964	2	0	0	2
1965	3	1	2	3
1967	0	1	1	1
1969	1	0	1	1
1996	1	1	1	1

темы МВС проявляется только в сочетании с другими подсистемами.

Очевидно, что часть дефицита гарантированной водоотдачи каждой из подсистем может быть уменьшена при их совместном управлении. Произойдет это, прежде всего, в годы, когда дефицит относительно невелик и не затрагивает одновременно все водохранилища системы. Например, это может быть, безусловно выполнено (при максимальных значениях гарантированной водоотдачи в исследованных диапазонах) для подсистемы ВВС в годы: 1939 — с дефицитом гарантированной водоотдачи 70 млн. м³, 1952 — с дефицитом гарантированной водоотдачи 90 млн. м³, 1969 — с дефицитом гарантированной водоотдачи 10 млн. м³; для подсистемы МВС в годы: 1949 — с дефицитом гарантированной водоотдачи 23 млн. м³, 1964 — с дефицитом гарантированной водоотдачи 6 млн. м³, 1967 — с дефицитом гарантированной водоотдачи 6 млн. м³; для подсистемы ВГС в 1923 г. — с дефицитом гарантированной водоотдачи 10 млн. м³. Следовательно, обеспеченность гарантированной водоотдачи водохранилищ водно-ресурсной системы может быть увеличена по сравнению с обеспеченностью суммы гарантированной водоотдачи отдельных подсистем.

При изучении соотношения величины и обеспеченности гарантированной водоотдачи водно-ресурсной системы рассматриваются разные стороны интегрального критерия надежности гарантированной водоотдачи, а именно:

расчетная обеспеченность по числу бесперебойных лет,

расчетная обеспеченность по длительности бесперебойного периода,

расчетная обеспеченность по объему доставленной пользователю воды,

расчетная обеспеченность по регулярности работы системы в гарантированных условиях.

Очевидно, что в практике водохозяйственного проектирования следует использовать все рассмотренные выше показатели обеспеченности, каждая из которых освещает разные стороны величины гарантированной водоотдачи. Соответственно той или иной отрасли хозяйства одни показатели могут соответствовать в большей степени, чем другие. Например, отрасли водоснабжения в наибольшей мере соответствует расчетная обеспеченность по объему доставленной пользователю воды, для судоходства — расчетная обеспеченность по длительности бесперебойного периода. На практике для большинства компонентов водно-ресурсной системы характерно использование параметра расчетной обеспеченности по числу бесперебойных лет.

Показатель надежности или расчетной обеспеченности дифференцируется по трем категориям водопользователей: требующих практически бесперебойного удовлетворения водой (95 – 99 % по числу бесперебойных лет); допускающих возможность более или менее частых отклонений от нормального водопользования (обеспеченность 85 – 90 %); стремящихся к наиболее полному использованию

Т а б л и ц а 4

Расчёт объема и обеспеченности гарантированной водоотдачи двух компонентов водохозяйственного комплекса

A, м ³ /с		Для гарантированной водоотдачи, м ³ /с				Для пусков, м ³ /с			
		N, лет	P1, %	K, месяцы	P2, %	N, лет	P1, %	K, месяцы	P2, %
78	63	0	100	0	100	1	97,3	9	99,7
	15	15	78,4	134	94,9				
82	66	0	100	0	100	2	95,9	15	99,4
	16	18	74,3	155	94,1				
86	69	0	100	0	100	4	93,2	23	99,1
	17	23	67,7	219	91,7				
90	72	0	100	0	100	6	90,5	36	98,6
	18	23	67,7	237	91,0				
94	75	1	97,3	2	99,9	7	89,2	58	97,8
	19	25	64,9	278	89,4				
98	78	2	95,9	7	99,7	10	85,1	65	97,5
	20	28	60,8	331	87,4				

располагаемых водных ресурсов, в том числе, к использованию избытков стока (обеспеченность 75 – 80 %). Четкого распределения водопользователей по указанным категориям нет. Рекомендации по отнесению конкретного водопользователя к той или иной категории можно дать лишь весьма условно.

К *первой категории* обычно относятся коммунальное водоснабжение, крупные гидроэлектростанции с многолетним регулированием стока, теплоэнергетика, а также промышленные предприятия с существенным ущербом от нарушения нормальной вододачи.

К *второй* — речной транспорт, небольшие по удельному весу в энергосистеме гидроэлектростанции, некоторые водоемкие промышленные потребители, перерывы в водоподаче у которых не приводят к большим потерям в выпуске продукции и, наконец, сельское хозяйство в аридных зонах, где орошение является основным источником влаги.

Водопользователи третьей категории это сельское хозяйство в зонах неустойчивого увлажнения, рыбохозяйственные предприятия и обводнительные попуски.

При обосновании надёжности функционирования водно-ресурсной системы, предназначенной для водообеспечения крупного региона, кроме наиболее изученных экономических показателей возможного ущерба у водопользователей при недостатке воды могут быть выделены и другие виды ущерба. Например, социальный, моральный и экологический (природоохранный) виды ущерба.

Удовлетворение нужд населения питьевой водой. Эта категория водопользования не может быть подвергнута технико-экономической оценке в целях отыскания оптимальной величины расчётной обеспеченности. Ущерб от ограничения питьевого водоснабжения не могут в данном случае иметь экономического смысла даже в условиях рыночных отношений.

Промышленное водопользование поддается технико-экономической оптимизации показателя надёжности бесперебойной вододачи. Однако в настоящее время в нашем распоряжении нет основных экономических характеристик, позволяющих получать строгие решения. Сегодня можно говорить лишь о тенденциях в изменениях требований к надёжности водообеспечения промышленного производства в целом.

Наиболее отчётливо проблема надёжности проявляется сейчас в отношении *обводнительных попусков*. Отсутствие нормативов надёжности для этого вида водопользования приводит к тому, что эти попуски являются замыкающими водохозяйственный баланс водопользователями. Рекомендуется ввести для обводнительных попусков двухступенный норматив обеспеченности, один из которых относился бы к величине обязательного во всех усло-

виях водности обводнительного попуска в требуемом по экологическим или санитарным условиям режиме, и второй — для условий нормальной водности.

В табл. 4 представлен один из фрагментов расчёта величины и обеспеченности гарантированной водоотдачи двух компонентов водохозяйственного комплекса — вододачи в Московский регион (промышленное и коммунально-бытовое водоснабжение) и попуска в нижний бьеф Ивановского гидроузла. Например, гарантированная водоотдача водно-ресурсной системы Верхней Волги в размере 98 м³/с (первая колонка таблицы, последняя строка) делится на две составляющие — 78 м³/с (водоподача) и 20 м³/с (попуск).

Как показывают результаты расчетов, принятые правила управления позволили обеспечить определённый уровень снижения гарантированной водоотдачи в маловодные годы. В данном фрагменте допустимое снижение водоотдачи не должно превышать 20 % от величины гарантированной вододачи в Москву, а попуск в нижний бьеф Ивановского гидроузла не может быть меньше 5 м³/с. Как показали результаты расчета, разработанные правила управления позволяют поддерживать указанные выше условия для вододачи в Москву в пределах 90 м³/с. При дальнейшем увеличении водоотдачи это условие выполнить затруднительно.

Выводы

1. В условиях развивающихся рыночных отношений, когда экономический и экологический виды ущерба от нарушения нормальной вододачи потребителям возрастают, требования к надёжности бесперебойного водоснабжения неизбежно будут повышаться. Решение проблемы надёжности гарантированной водоотдачи действующих водно-ресурсных систем может быть достигнуто либо путём увеличения регулирующего объема водохранилищ, либо за счёт привлечения новых источников водных ресурсов. И тот и другой способы повышения надёжности затратны и экологически не безопасны.

2. В качестве альтернативы предлагается получить дополнительный прирост водоотдачи посредством рационализации правил совместного функционирования водохранилищ в системе на основе гидролого-водохозяйственного обоснования критерия расчётной обеспеченности гарантированной водоотдачи.

3. Проанализированы различные варианты функционирования водно-ресурсной системы Московского региона и исследована водохозяйственная обстановка за пределами расчётной обеспеченности в условиях недостатка водных ресурсов для различного сочетания водохранилищ в системе.

Натурные наблюдения по Богучанской ГЭС¹

В настоящее время измерение относительных деформаций и температуры в поверхностной об-

ласти основания производится практически во всех 34 секциях бетонной плотины.

Температура основания. Натурные наблюдения выявили следующие особенности температурных воздействий на Богучанской ГЭС. Отрицательные температуры основания фиксируются в пределах 2-метровой приконтактной области основания с бетоном плотины. Температуры этой области основания с некоторым запаздыванием следуют за температурами наружного воздуха, их величина определяется высотой столба бетона над основанием плотины (рис. 1). Отмечено характерно для 2-метровой области основания левобережных глухих секций 6 – 8. С ростом высоты бетонных блоков секций № 6 и № 7 плотины температура в поверхностной области основания возрастает (рис. 2). Скачок деформаций 1,28 мм (рис. 3) с нарушением

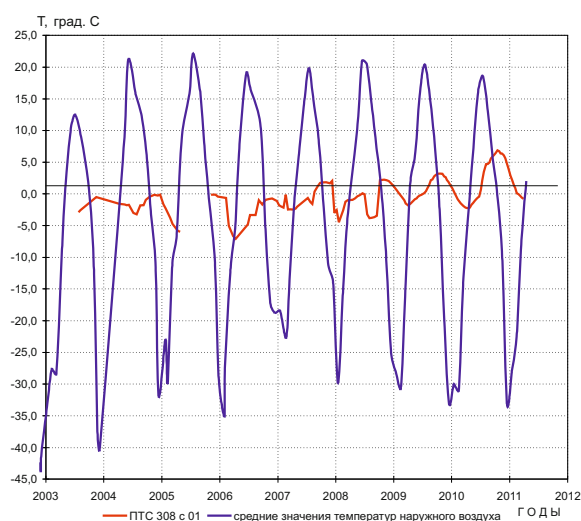
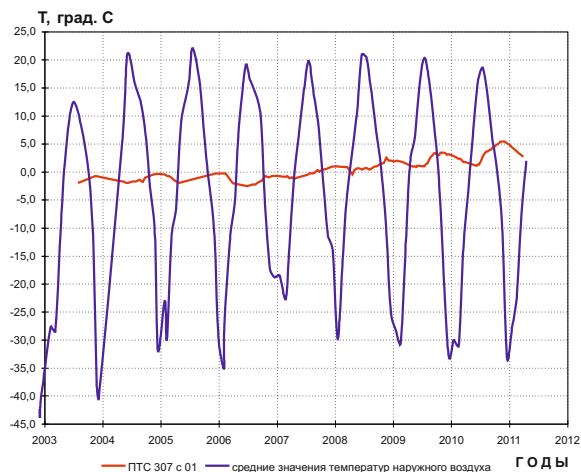
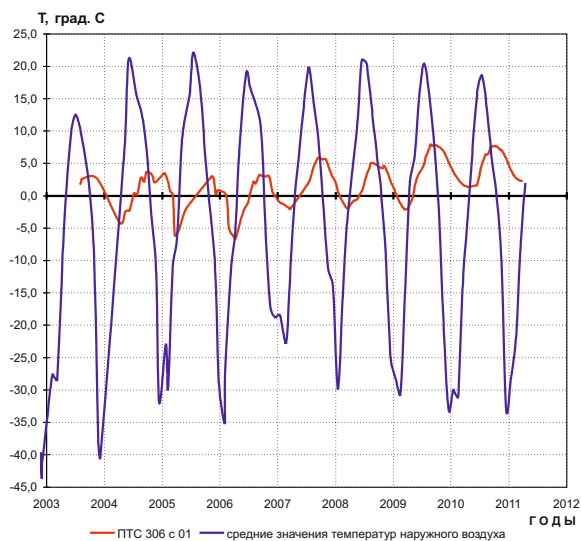


Рис. 1.

¹ Дополнения к ст. Э. С. Калустяна “Безопасность плотин на примере диагностики основания Богучанской ГЭС” // Гидротехническое строительство. 2011. № 5.

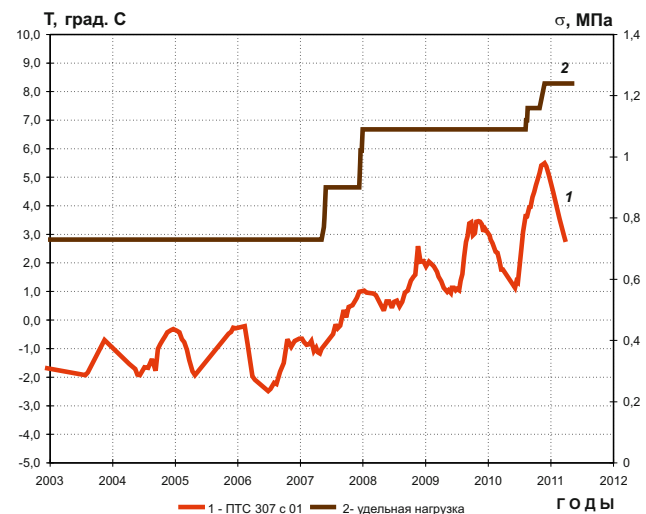
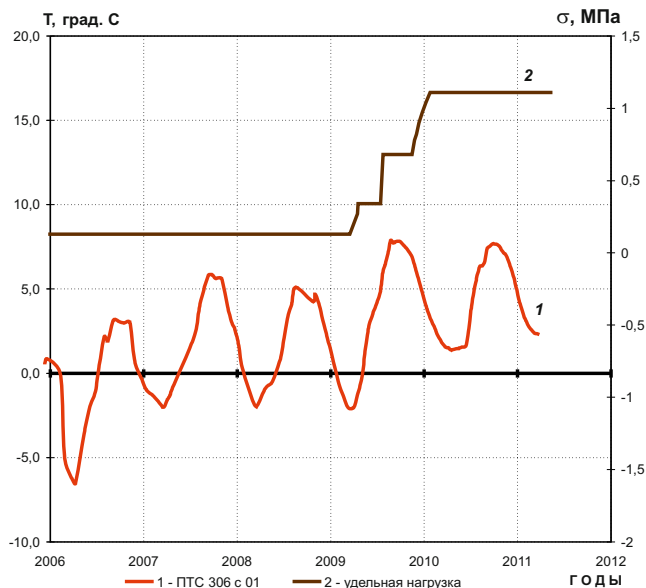


Рис. 2.

сплошности скалы отмечен при температурном перепаде в 11,52 °С за тот же период в 2001 – 2002 гг.

Деформации основания секции 21 — IV. На стр. 31 статьи за 2011 г., № 5 (левый столбец, строки 10 – 13) отмечалось разуплотнение основания секции 21 — IV с начала измерения деформаций в 2007 г. Подобный характер деформаций скального основания отмечен впервые за всё время наблюдений за деформациями приконтактной области бетонной плотины Богучанской ГЭС. Схема размещения КИА показана на рис. 4, а, график деформаций основания в секции 21 — IV с момента установки приборов в 2007 г. — на рис. 4, б. Из приведенных данных следует, что разуплотнение основания фиксировалось с момента установки приборов в 2007 г. Начиная с августа 2010 г. (рис. 4, б) при превышении весом уложенного бетона в водосбросе № 2 разгрузки основания приборы фиксируют деформации сжатия. По ближайшим к низовой грани плотины приборам (221 с 05в; 06в на рис. 4, а) начало сжатия отмечено в августе 2010 г., по более удаленному прибору (221 с 03в) сжатие фиксируется с декабря 2010 г.

Калустян Э. С., доктор техн. наук, Вавилова В. К., кандидат техн. наук (Филиал ОАО “Институт Гидропроект” – “ЦСГНЭО”)

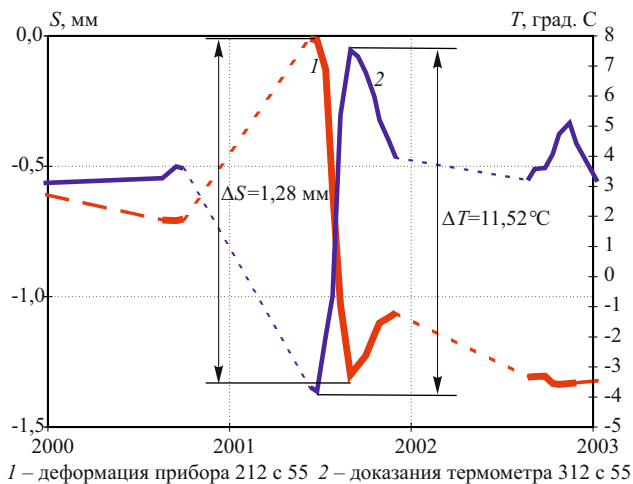
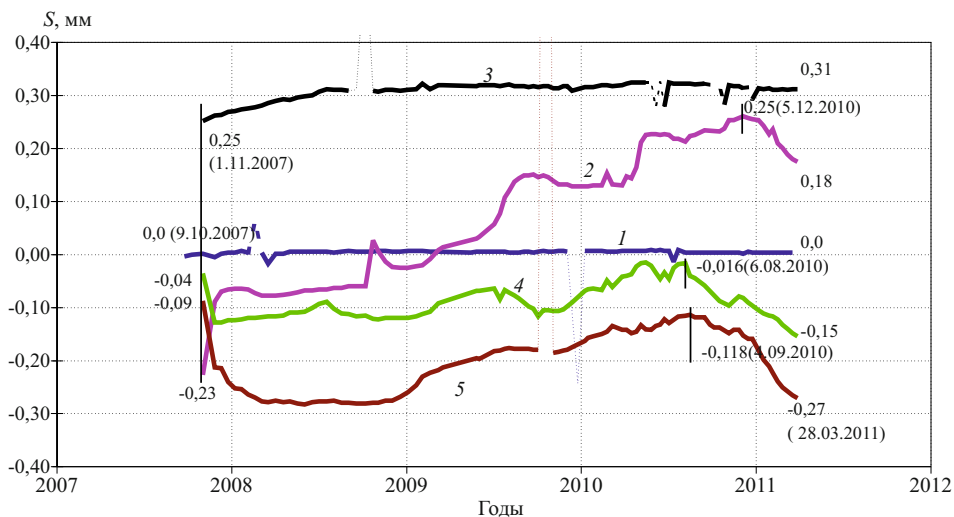
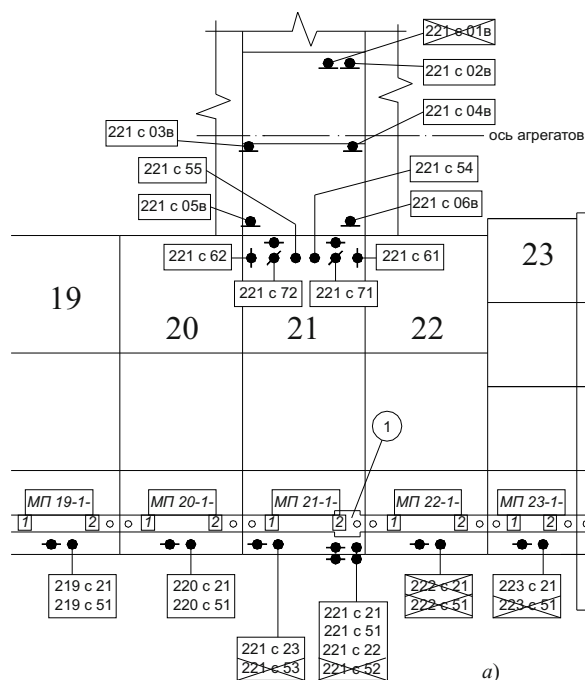


Рис. 3.



1 - деформации прибора 221 с 02в (отм. 111,6 м) 2 - деформации прибора 221 с 03в (отм. 118,4 м) 3 - деформации прибора 221 с 04в (отм. 118,4 м) 4 - деформации прибора 221 с 05в (отм. 124,8 м) 5 - деформации прибора 221 с 06в (отм. 124,8 м)

Рис. 4.

Оценка расходов воды при прорыве существующих и потенциально возможных естественных перекрытий в бассейне р. Вахш выше намечаемой Рогунской ГЭС

Жиркевич А. Н., инженер (ОАО “Институт Гидропроект”),

Бесстрашнов В. М., инженер (ЦСГНЭО),

Шилина Е. Н., инженер (ОАО “Институт Гидропроект”),

Стром А. Л., канд. геол.-мин. наук (ЦСГНЭО)

На основании комплексного анализа геолого-геоморфологических и гляциологических данных в верхней части бассейна р. Вахш (выше водохранилища строящейся Рогунской ГЭС) выделены участки, где в будущем возможно образование оползневых или ледниковых перекрытий крупных речных долин, при прорыве которых могут возникнуть достаточно мощные прорывные паводки. Определены возможная эффективная высота оползневых или ледниковых запруд и максимальный объем озер, которые могут быть образованы плотинами такой высоты. Рассмотрены возможные сценарии развития паводков и оценена степень их влияния на основные сооружения Рогунской ГЭС.

Ключевые слова: бассейн р. Вахш, оползневые и ледниковые перекрытия крупных речных долин, прорывные паводки, оценка расходов воды, Рогунская ГЭС, влияние паводков на основные сооружения.

Увеличивающееся в последние десятилетия количество техногенных и природных катастроф выдвигает перед проектировщиками и строителями ответственных гидротехнических объектов повышенные требования к обеспечению их безопасности. Для создания надежных и безопасных гидротехнических сооружений важнейшее значение имеет определение пиковых расходов, учитываемых при проектировании. Традиционно они устанавливаются на основании данных многолетних гидрологических и метеорологических наблюдений. При этом, однако, возникает вопрос, в какой мере на эти оценки может повлиять прорыв озер различного генезиса, когда за короткое время высвобождается значительное количество воды.

Этот вопрос возник, в частности, в связи с проектированием Рогунской ГЭС на р. Вахш в Таджикистане. В настоящее время в бассейне Вахша есть несколько небольших естественных водоемов (ледниковые и каровые озера; озера, подпруженные ледниками и оползнями; озера, приуроченные к тыловым швам грандиозных оползней на северном склоне хребта Петра Первого). Все они не превышают первых сотен метров в диаметре и при глубине до нескольких десятков метров имеют объем не более 3 – 5 млн. м³. Очевидно, что даже при мгновенном прорыве таких озер, что, строго говоря, невозможно, возникающий паводок не представит какой-либо опасности для основных сооружений Рогунской ГЭС.

Тем не менее по результатам комплексного анализа геолого-геоморфологических и гляциологических данных были выделены участки, где в будущем возможно образование оползневых или ледниковых перекрытий крупных речных долин, при прорыве которых могут возникнуть достаточно мощные прорывные паводки (рис. 1). Определены

возможная эффективная высота оползневых или ледниковых запруд и максимальный объем озер, которые могут быть образованы плотинами такой высоты. На основании этих данных и с учетом расстояния до водохранилища и плотины Рогунской ГЭС и морфологии речных долин рассмотрены возможные сценарии развития паводков и оценена степень их влияния на основные сооружения Рогунской ГЭС.

Общие сведения о бассейне р. Вахи. Бассейн р. Вахш, в средней части которого строится Рогунская ГЭС, находится в наиболее высокой части Средней Азии в пределах Памиро-Алайской горной системы и ограничен хребтами: с востока Сарыкольским, с юга — Заалайским, Академии Наук, Дарвазским, Вахшским, с запада — Коктау и Каратау, с севера — Алайским и Каратегинским. Здесь, в верховьях р. Вахш, на пересечении хребтов Петра Первого и Академии Наук расположены пик Исмоили Сомони и пик Е. Корженевской, высота которых достигает соответственно 7495 и 7105 м.

Гипсографическая кривая бассейна р. Вахш (до створа плотины Рогунской ГЭС), показывает, что основная площадь водосбора (более 80 %) расположена выше 2500 м, а территория бассейна с отметками поверхности выше 3000 м составляет 67,3 %.

Створ Рогунского гидроузла расположен в верхнем течении Вахша в 338 км от устья и в 34 км ниже слияния рек Сурхоб и Обихингоу на высоте 970 м и замыкает водосбор площадью 30 390 км² (рис. 1).

На территории водосбора р. Вахш, примыкающей к высочайшим вершинам Памиро-Алая, находятся сотни ледников, наиболее крупными из которых являются Федченко, Мушкетова и др. Общая площадь оледенения составляет примерно 5000 км². При этом некоторые из ледников — пуль-

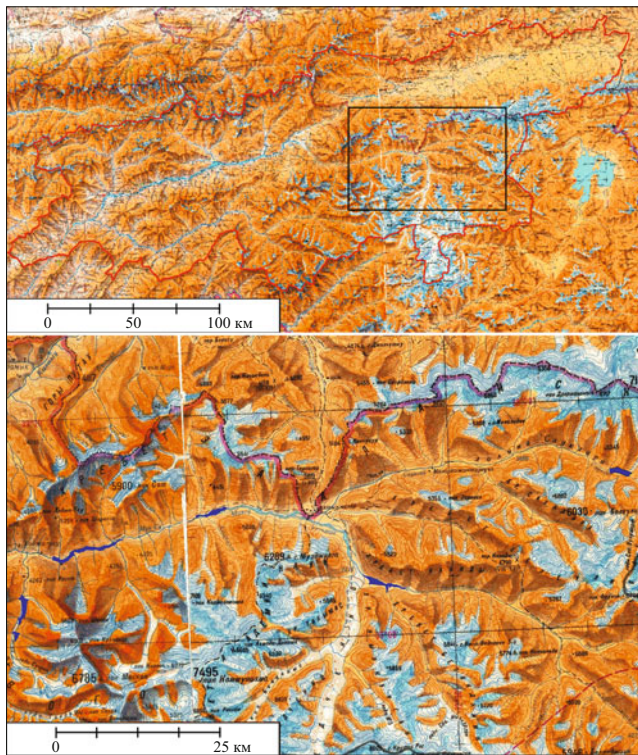


Рис. 1. Границы водосборного бассейна р. Вахш выше створа плотины Рогунской ГЭС. На врезке — участки возможных ледниковых и оползневых перекрытий в бассейне р. Муксу: 1 — перекрытие р. Баяндкиик ледником Федченко; 2 — перекрытие р. Сауксай ледником Дзержинского; 3 — перекрытие р. Муксу ледником Мушкетова; 4 — перекрытие р. Сугран ледником Бырс; 5 — перекрытие р. Муксу Хаджитаусским оползнем

сирующие, при подвижках которых может происходить перекрытие речных долин. Помимо этого, высокогорный, глубоко расчленённый рельеф создаёт условия, благоприятствующие формированию крупных оползней и обвалов, нередко сопровождающихся образованием завальных плотин.

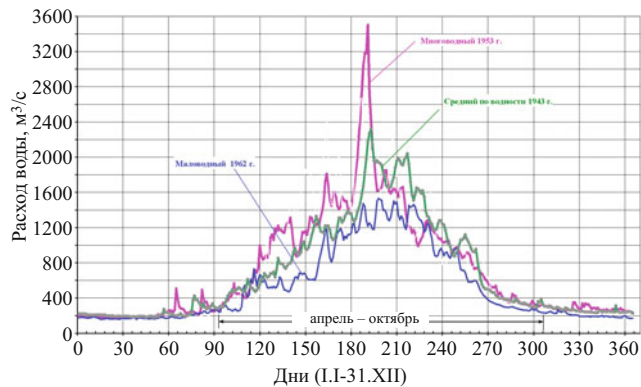


Рис. 2. Гидрографы р. Вахш в створе гидрометрической станции “Туткаул” за характерные по водности годы — 1943, 1953, 1962

Гидрологические условия в бассейне р. Вахш. По классификации В. Л. Шульца (1958) Вахш относится к рекам с ледниково-снеговым питанием. Несмотря на изменение условий питания и гидрологического режима, влияние ледников и фирновых полей настолько велико, что р. Вахш, пересекая различные высотные зоны, сохраняет тип питания верхнего течения.

Сток р. Вахш и ее составляющих формируется преимущественно талыми водами сезонных и высокогорных снегов и ледников. Характерные гидрографы р. Вахш в створе гидрометрической станции “Туткаул” показаны на рис. 2.

Половодье — главная фаза водного режима реки, влияющая на величину максимального расхода и определяющая основные водные ресурсы территории. Сроки начала и конца половодья, его продолжительность, объем и наибольшие расходы воды зависят от высотного положения водосбора рек. На р. Вахш с увеличением высоты водосбора

Т а б л и ц а 1

Основные параметры подпрудных озер при возможном перекрытии долин пульсирующими ледниками

Долина реки / ледник	Баяндкиик / Федченко	Сауксай / Дзержинского	Муксу / Мушкетова	Сугран / Бырс
Объем, км ³	0,168	0,17	0,058	0,06
Площадь, км ²	4,1	2,6	2,61	1,4
Расстояние до водохранилища, км, при (НПУ 1290 м)	205	245	155	155
(НПУ 1240 м)	215	255	165	165
Расстояние до плотины, км	265	305	215	215
Отметка гребня завала при эффективной высоте 85 м, м	3000	4050	2625	3000
Нижняя отметка, м	2915	3920	2590	2920
Протяженность перемычки, км	2,5	1	0,35	0,35

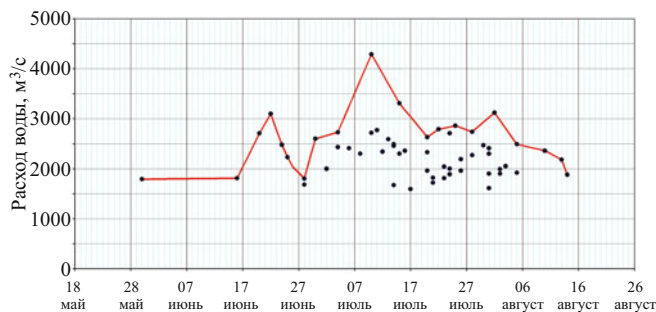


Рис. 3. Хронологический график колебаний срочных максимумов р. Вахш в створе Туткаул за период 1932 – 1972 гг. и 1988 – 2002 гг. и схематическая огибающая кривая по наибольшим наблюдаемым значениям максимальных расходов воды

продолжительность половодья и его относительный объем уменьшаются. Время наступления пика половодья обычно совпадает со временем прохождения годового максимального расхода воды.

Высокие дождевые паводки формируются обычно в феврале — мае, когда за один дождь выпадает 10 – 25 мм осадков, интенсивность которых достигает 0,025 – 0,050 мм/мин. Такие условия наблюдаются на южных склонах Вахшского хребта, на северных склонах Алайского хребта и в некоторых других районах водосбора.

Количество жидких осадков, выпадающих в бассейне реки, в период прохождения половодья незначительно и на величину максимальных расходов воды влияния не оказывает. Дождевой сток р. Вахш составляет около 2 % от годового.

Максимальные расходы рек высокогорной части бассейна Вахша формируются талыми водами сезонных снегов и ледников. В нижней части бассейна ($H_{\text{ср.взв}} < 3,000$ м) максимальные расходы воды на небольших притоках р. Вахш образуются

Т а б л и ц а 2

Основные параметры завального озера, которое может сформироваться при обрушении склона у развалин кишлака Хаджитау

Объем, км ³	0,19
Площадь, км ²	3,13
Уровень гребня при эффективной высоте завала 100 м, м	2340
Нижняя отметка, м	2240
Протяженность перемычки, км	0,6
Расстояние до водохранилища, км, при	
НПУ 1290 м	145
НПУ 1240 м	155
Расстояние до плотины, км	205

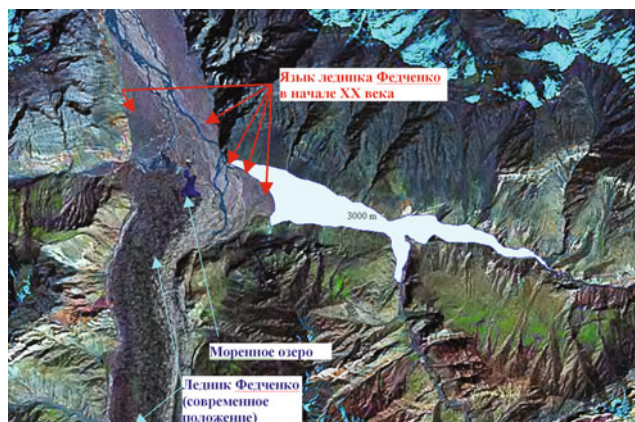


Рис. 4. Положение озера в долине Баяндкиик при ее подпрудживании ледником Федченко

за счет наложения дождевых пиков на волну половодья, сформированную талыми водами. Иногда дождевые пики здесь являются доминирующими в образовании годовых максимумов. Для самого Вахша наибольший сток приходится на июль (створ у пос. Нуробад, бывший Комсомолабад). В этом месяце, как правило, и наблюдается максимальный расход воды. В большинстве случаев максимальные расходы воды наблюдаются в конце июля, наиболее ранний максимум отмечен 30 мая 1951 г., наиболее поздний — 14 августа 1955 г. (рис. 3).

Наибольший наблюдаемый максимальный расход воды на основной реке 4290 м³/с, по опубликованным данным Таджгидромета (1971), зарегистрирован 10 июля 1953 г. на гидрометеостанции “Туткаул” (в 80 км ниже по течению створа намечаемой Рогунской ГЭС), наименьший из максимальных — 7 июля 1962 г. — 1580 м³/с. По оценкам Ташкентского Гидропроекта, сделанным при разработке технического проекта Рогунского гидроузла 1978 г., максимальный расход воды в 1953 г. не превышал 3730 м³/с.

За многолетний период отмечается тенденция уменьшения максимальных расходов воды р. Вахш к концу расчетного периода 1932 – 2002 гг., подтверждаемая данными наблюдений на гидрометрических станциях, расположенных выше створа плотины Рогунской ГЭС (р. Вахш — пос. Нуробад, р. Сурхоб — г. Гарм). Причину снижения максимальных расходов воды в створе кишлака Туткаул, очевидно, следует искать в изменении климата.

Расчетный максимальный расход воды в створе Рогунского гидроузла с вероятностью превышения 0,01 % с гарантийной поправкой, принимаемый в качестве поверочного расчетного случая для проектируемых гидротехнических сооружений, оценивается в 5700 м³/с. Поскольку Рогунский гидроузел относится к особо ответственным сооружениям, разрушение которых может привести к катастрофическим последствиям (человеческие жертвы или

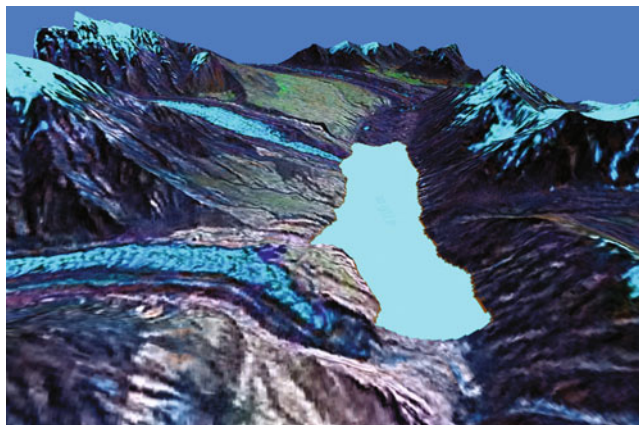


Рис. 5. 3D модель озера Саукдара, образующегося при подвиге ледника Дзержинского



Рис. 6. Древние скальные оползни в средней части долины р. Муксу (1 – 3) и положение гипотетического завального озера

крупный экономический ущерб), был выполнен расчет на пропуск вероятного максимального паводка (PMF — probable maximum flood, USA, Federal Energy ..., October 1993; иногда в русской транскрипции МВП — “максимальный вероятный паводок”). Идеология использования PMF исходит из максимизации гидрометеорологических условий в бассейне (Hydrologic Engineering Center, 1988). То есть суть метода состоит в максимизации неблагоприятных гидрологических или гидрометеорологических условий в водосборном бассейне и ставит

задачей предусмотреть (оценить) наихудшие проявления природных процессов.

Оценка вероятного (предельного) максимального паводка в условиях бассейна р. Вахш, основанная на предельной максимизации температуры воздуха при прочих равных условиях (снегозапасов за зиму, обнаженности ледников и т.д.), позволяет получить в створе Рогунского гидроузла максимальный расход воды вероятного максимального паводка (PMF), равный 7000 – 7500 м³/с.

Возможные ледниковые перекрытия речных долин. Наиболее крупные ледники со значительной

Т а б л и ц а 3

Результаты расчетов параметров прорывной волны при разрушении завальной плотины в характерных створах

Створы	Расстояние от оси завальной плотины, км	Отметки уровней воды, м, в числителе и максимальные мгновенные расходы воды, м ³ /с, в знаменателе		Время от начала прорыва, ч	
		начальные уровни воды	максимальные	начала подъема уровня	достижения максимумов уровней / расходов
Поперечный профиль 13	0,8	2210,0	2260,7/134000	0,5 мин	2/1 мин
Поперечный профиль 12	3,7	2185,0	2221,7/115000	4 мин	6/6 мин
Поперечный профиль 11	7,4	2119,4	2151,8/114000	9 мин	10/11 мин
Поперечный профиль 10	20,0	1990,0	2011,5/10600	0,6 ч	0,7/0,6 ч
Поперечный профиль 9	32,8	1891,7	1906,7/74000	1,1	1,3/1,2
Поперечный профиль 8	41,0	1819,3	1838,5/43600	1,5	1,7/1,6
Поперечный профиль 7	54,0	1739,1	1756,4/32000	2,0	2,3/2,2
Поперечный профиль 6	61,2	1698,7	1711,6/32000	2,3	2,6/2,5
Поперечный профиль 5	79,0	1599,0	1605,8/24000	3,8	4,1/4,0
Поперечный профиль 4	91,2	1524,5	1529,2/11600	5,0	5,5/5,3
Поперечный профиль 3	115,8	1421,0	1424,1/7400	8,2	9,2/9,1
Поперечный профиль 2	134	1338,6	1343,1/6600	10,7	11,5/11,4
Поперечный профиль 1	147,5	1286,9	1297,7/5700	12,2	14,3/14,2

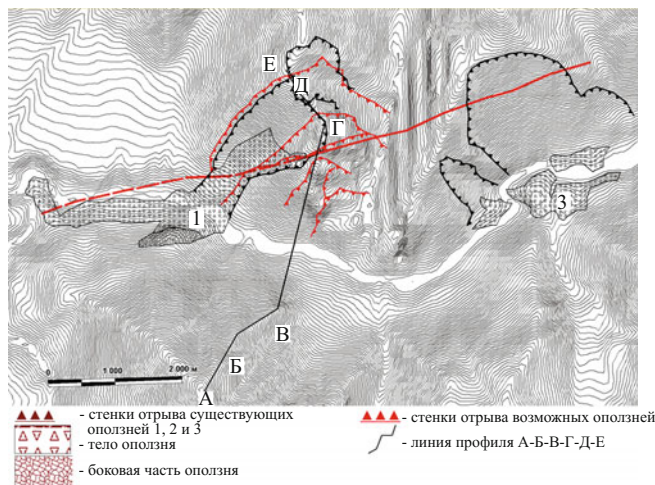


Рис. 7. Оползни 1 и 3 и оползневые заколы на потенциально неустойчивом склоне

областью питания расположены в верховьях р. Муксу, где были описаны случаи перекрытия ими крупных речных долин. Анализ данных о пульсирующих ледниках (Корженевский, 1979; Осипова и др., 1998) позволил выделить несколько участков, где при определенных условиях аналогичные явления могут произойти и в будущем. Наиболее значительные перекрытия с образованием подпрудных озер большого объема возможны в долине р. Баляндкиик при подвижке ледника Федченко (рис. 4), в долине р. Сауксай при подвижке ледника Держинского (рис. 5), при перекрытиях р. Муксу ледником Мушкетова и р. Сугран ледником Бырс (рис. 1). Параметры образующих при этом озер приведены в табл. 1.

Что касается завальных озер оползневого генезиса, то анализ космических снимков верхней части бассейна р. Вахш показал, что образование озера значительного объема может произойти в долине р. Муксу в 36 км выше ее устья, вблизи развалин кишлака Хаджитау (рис. 1). Здесь на ограниченной площади находятся следы нескольких древних скальных оползней объемом в миллионы и десятки миллионов кубометров, которые перекрывали долины р. Муксу и ее притоков (рис. 6). Максимальная высота этих завалов достигала примерно 150 м, а эффективная высота плотин могла составлять около 100 м. В настоящее время все эти завалы прорваны и промыты.

Следует отметить, что такая концентрация крупных скальных оползней разного возраста на ограниченной площади весьма характерна для горных районов (Strom, Abdrakhmatov, 2004) и что вероятность возникновения нового крупного оползня в пределах такого узла, по-видимому, выше, чем за его пределами.

Участок, на котором может сформироваться крупный скальный оползень, находится на правом

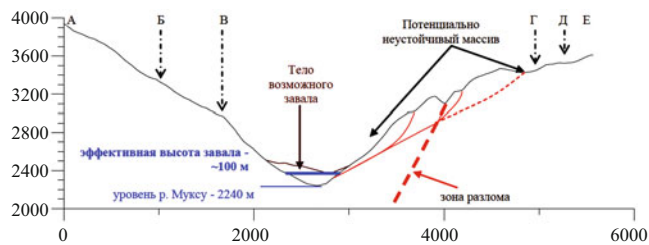


Рис. 8. Профиль по линии А-Б-В-Г-Д-Е

борту долины р. Муксу и примыкает с востока к цирку аналогичного древнего оползня (рис. 7). С учетом высоты и морфологии склона объем возможного обрушения может достигать 50 – 70 млн. м³ при глубине захвата склона до 100 – 150 м (рис. 8). Учитывая практически неизбежное распластывание тела завала, протяженность завальной плотины вдоль русла реки может быть оценена в 1300 – 1500 м (несколько шире основания оползневого цирка, которое может составлять 1000 м). В этом случае высота завала составит около 100 м при условии, что гребень завала ровный. Следует учитывать, что рельеф гребня большинства природных завалов неровный. Сделанная нами оценка высоты завала и соответственно объема завального озера, возможно, несколько завышена. Ее уточнение требует более детального анализа и полевого обследования участка.

Оценки размеров завального озера, которое может образоваться выше такой запруды (рис. 6) приведены в табл. 2. Его объем несколько превосходит объемы предполагаемых ледниковых перекрытий, поэтому анализ последствий производился именно для случая катастрофического прорыва этого озера.

Ориентировочные расчеты параметров прорывных наводков в бассейне р. Вахи. Причиной разрушения природного завала, как и обычной грунтовой плотины, могут служить размыв при переливе, нарушение устойчивости откосов, нарушение фильтрационной прочности плотины или её основания.

При выборе сценария возможного разрушения завальной плотины принят вариант сочетания всех указанных причин, что может привести к очень быстрому разрушению плотины по всему напорному фронту. Такой сценарий приводит к некоторому запасу в расчетах параметров гидродинамической аварии. Так, при большой высоте плотины время разрушения завала может составлять от нескольких часов до нескольких суток. Например, в работе (Dunning and Armitage, 2011) показано, что плотина высотой 100 – 150 м, образованная скальным оползнем, может быть полностью прорвана примерно за двое суток. Рассмотренная в указанной работе расчетная модель учитывала распределение грансостава, действительно характерное для круп-

ных оползневых тел, внутренние части которых сложены сильно раздробленным материалом, перекрытым крупноглыбовыми фациями.

Другой причиной разрушения природной плотины, представляющей реальную угрозу целостности плотины, может быть внутренняя эрозия ее тела в виде первичной трубы суффозионного выноса, при развитии (увеличении диаметра) которой возможно обрушение участка верхнего откоса и части гребня плотины с образованием прорана, борта и дно которого будут размываться, приводя к изливу воды из водохранилища, формированию прорывной волны и затоплениям в долине.

При постепенном формировании суффозионной трубы, а затем прорана в первые часы, пока разрабатывается труба, расход через которую может составлять от нескольких кубических метров в секунду до $100 \text{ м}^3/\text{с}$, уровень верхнего бьефа в образовавшемся водоёме будет практически неизменен. Его заметное понижение начинается через 8–10 ч с момента зарождения суффозионной трубы, когда расход воды через проран достигает нескольких тысяч или десятков тысяч кубических метров в секунду.

Дальнейший характер сработки природного водохранилища аналогичен таковому в варианте с мгновенным прорывом, принятым в настоящей работе.

Истечение через проран подобно истечению через водослив с широким порогом, но отличается тем, что форма водослива изменяется со временем, так как проран увеличивается по глубине и ширине. Вследствие этого характеристика свободного перелива $Q = f(h)$ через проран не может быть рассчитана заранее.

Изначально проран имеет форму трапеции или треугольника. В процессе развития прорана трапеция увеличивается в размерах и по завершении излива воды принимает конечную форму.

Вопросы образования прорана при прорыве земляных плотин подробно исследованы в работе (Прудовский А. М., 1998).

Математическая модель процесса гидродинамической аварии. Для математического моделирования продвижения волны прорыва по долине реки реализуется неявная разностная схема расчета неустановившегося движения воды в водотоках, основанная на известных уравнениях Сен-Венана (уравнение неразрывности и динамическое уравнение количества движения).

В используемой методике принят способ схематизации естественного русла, при котором оно в пределах каждой расчетной области представляется в виде последовательных призматических первичных участков. Эти участки отличаются друг от друга либо поперечными сечениями, либо осред-

ненными уклонами дна, либо коэффициентами шероховатости или одновременно по нескольким перечисленным признакам. Для характерных первичных участков задаются морфометрические и гидравлические характеристики осредненных поперечных сечений в виде зависимостей площади поперечного сечения и гидравлического показателя русла от площади поперечного сечения.

В расчетах рассматривался участок завальной плотины до зоны выклинивания водохранилища Рогунской ГЭС протяженностью 145 км, разбитый расположенными в характерных створах долины реки 13 поперечными профилями на 12 первичных расчетных участках. Для создания расчетной схемы использовались цифровая модель рельефа с шагом точек $3''$ (около 90 м), по которой получены характеристики расчетных створов и участков по длине р. Вахш от створа завальной плотины до Рогунского водохранилища.

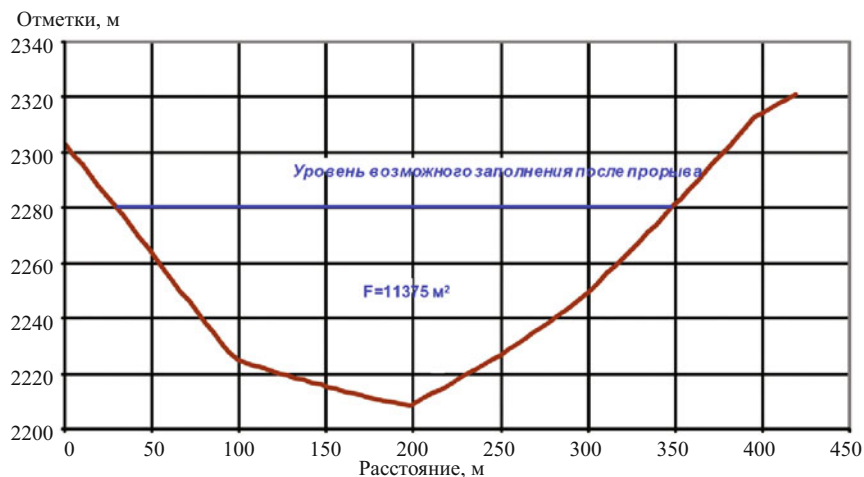
Примеры поперечных сечений в нижней части долины р. Вахш на рассматриваемом участке приведены на рис. 9. Они значительно изменяются на участке прохождения волны прорыва, постепенно расширяясь на входе в Рогунское водохранилище, что приводит к увеличению трансформации (срезке) прорывной волны.

В качестве входного верхнего граничного условия принят постоянный приточный расход на этом участке, равный $100 \text{ м}^3/\text{с}$, что ориентировочно соответствует расчетному максимальному расходу воды вероятностью превышения $p = 5\%$. На начальный момент времени (до прорыва) принято, что за счет фильтрации и частичного перелива через завальную плотину проходит этот расход воды. Отметка уровня воды в завальном озере принята равной отметке гребня плотины 2340 м. В качестве нижнего граничного условия принята расчетная кривая связи $Q = f(Z)$, в створе пп. 1. Расчетный интервал времени — 1 мин.

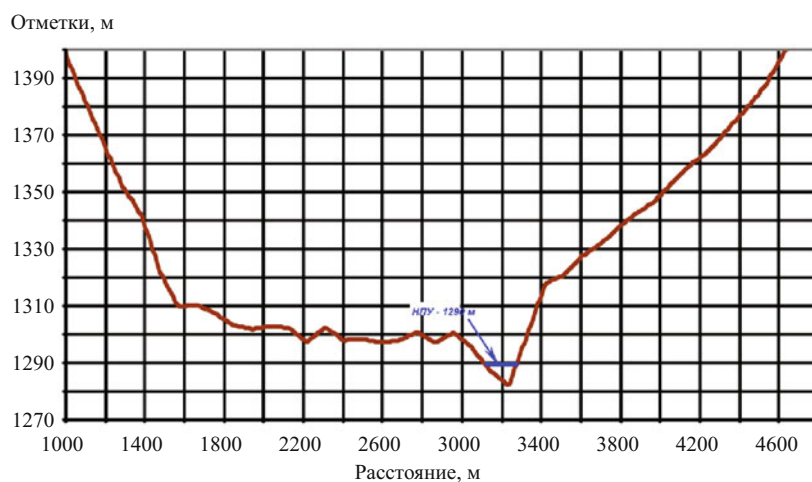
Результаты расчетов параметров волны прорыва после разрушения завальной плотины. Согласно описанной методике, расчет проводился для участка створ завальной плотины — створ входа в Рогунское водохранилище (пп. 1). В результате расчета установлено, что разрушение напорного фронта плотины (завала) происходит примерно через 20 мин. Выборочная выдача результатов в характерных створах приводится в табл. 3.

Результаты расчетов представлены также на рис. 10 в виде графиков изменения мгновенных расходов воды в нескольких характерных створах (13, 10, 7, 1).

Гидрограф прорывного паводка в створе поперечника 1 — вход в водохранилище Рогунской ГЭС показан на рис. 11. В результате расчетов установлено, что на входе в Рогунское водохранилище



Поперечник 13 – ниже завальной плотины



Поперечник 1 – на входе в водохранилище

Рис. 9. Характерные поперечные сечения нижней части долины р. Вахш на участке от плотины завала до зоны выклинивания водохранилища Рогунской ГЭС

только в результате прорывного паводка пиковый расход воды может достигать $5500 - 5700 \text{ м}^3/\text{с}$, а среднесуточный — $2350 - 2400 \text{ м}^3/\text{с}$. Объем расчетного паводка при этом увеличится примерно на 200 млн. м^3 .

По результатам оценки объемов водохранилища Рогунской ГЭС после 50 лет его эксплуатации можно установить, что в диапазоне изменения уровней водохранилища от 1270 до 1290 м рассчитанный объем помещается в слое толщиной 1,3 – 1,5 м. Таким образом, при форсировке уровня воды в водохранилище (над НПУ 1290 м) при пропуске паводка РМФ величина дополнительной форсировки, видимо, близка к точности расчета форсированного уровня воды в водохранилище с учетом наката от ветровой волны и предусматриваемого запаса при определении отметки гребня плотины.

В расчетах трансформации суммарного паводка (РМФ + волна прорывного паводка) водохранилищем с низкими отметками НПУ, например 1180 м, дополнительная (по сравнению с расчетной) форсировка уровня воды в водохранилище может дос-

тигать примерно 5,5 – 6,0 м. В этом случае, очевидно, следует дополнительно предусматривать запас, равный примерно 6 м, и учитывать эту величину дополнительной форсировки при определении отметки гребня плотины.

Выводы

Как показали проведенные исследования, в бассейне верхнего Вахша, в первую очередь в долине р. Муксу и долинах ее притоков, возможно развитие ситуации, когда вследствие обрушения склона или подвижки пульсирующего ледника образуются естественные (завальные) плотины, создающие подпрудные озера объемом до $0,19 \text{ км}^3$. Прорыв такого озера в результате разрушения завальной плотины может привести к увеличению расхода воды непосредственно ниже завала до $135 - 140 \text{ тыс. м}^3/\text{с}$. Ожидаемые пиковые (мгновенные) расходы воды на входе в Рогунское водохранилище при прорыве этих озер могут достигать $5500 - 5700 \text{ м}^3/\text{с}$. Среднесуточные расходы воды при этом составляют примерно $2300 - 2400 \text{ м}^3/\text{с}$.

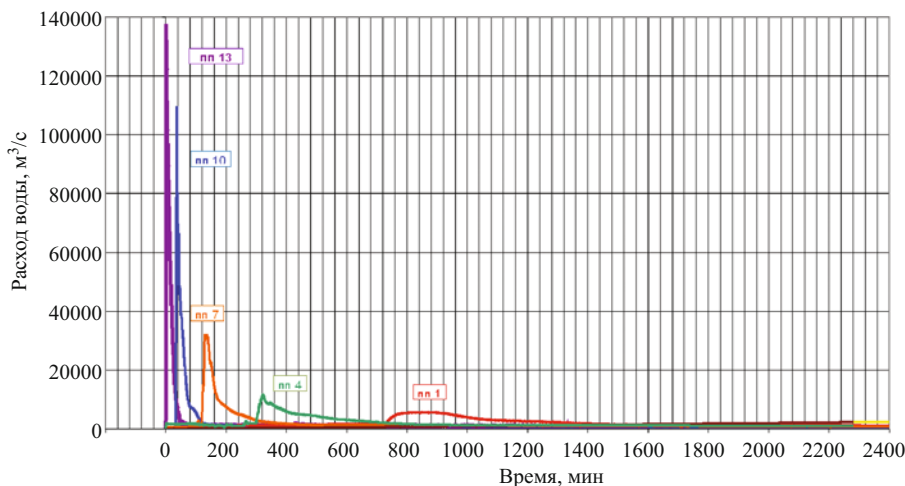


Рис. 10. Графики изменения расходов воды прорывной волны на участке от завальной плотины до входа в Рогунское водохранилище

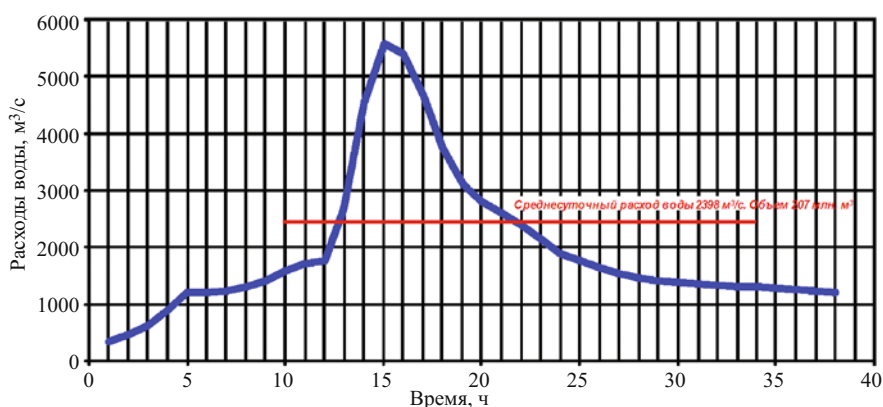


Рис. 11. Гидрограф прорывного паводка в створе поперечника 1 (вход в Рогунское водохранилище)

Трансформация суммарного паводка (PMF + прорывной паводок) Рогунским водохранилищем, возможно, не потребует, из-за малой вероятности совпадения во времени этих двух независимых событий, повышения (дополнительно по сравнению с расчетным) форсированного уровня воды. В то же время с точки зрения устойчивости сооружения к переливу при крупных прорывных паводках более высокая плотина, создающая водохранилище большего объема и с большей площадью поверхности, предпочтительна по сравнению с плотиной меньшей высоты.

Для определения возможного суммарного расхода воды, поступающего в Рогунское водохранилище, в результате формирования половодья от таяния снегов и ледников и наложения на это половодье прорывной волны паводка, возникающей при разрушении подпруженных озер в верховьях бассейна р. Вахш, необходимо исследовать вероятность совпадения “маловероятных” независимых событий: PMF (который вообще не может оцениваться с позиций статистических испытаний и эмпирических распределений вероятностей) и прорывного паводка любого происхождения в бассей-

не р. Вахша. То есть необходим анализ риска одновременного образования PMF и возникновения прорывного паводка.

При очевидной необходимости изучения любых опасных геотехнических явлений в бассейне р. Вахш следует придерживаться норм и правил, существующих в практике строительного проектирования гидротехнических сооружений. В противном случае запроектировать сооружение, учитывающее сочетание всех нагрузок, возникающих в результате одновременного возникновения природных явлений в бассейне (землетрясение, катастрофический паводок, прорывной паводок, селевые потоки и т.д.), будет невозможно.

В то же время многочисленные примеры мощных прорывных паводков, произошедших в последние десятилетия в разных регионах мира вследствие формирования и прорыва подпрудных озер (Мэдисон, 1959 г., США; Аини, 1964 г., Таджикистан; Уаскаран, 1970 г., Перу; Йигонг, 2000 г., КНР; Кашмир, 2005 г., Пакистан), показывают, что это явление необходимо учитывать при определении максимальных расходов воды в горных реках. По нашему мнению, работы по анализу возможно-

сти возникновения и прорыва природных плотин в пределах водосборных бассейнов в горных районах должны стать обязательным элементом инженерно-геологических и инженерно-гидрологических изысканий при проектировании гидротехнических сооружений, расположенных ниже по течению. Необходимость таких исследований и изысканий, очевидно, должна найти отражение в соответствующих нормативных документах.

Для своевременного выявления прорывоопасных перекрытий речных долин необходим мониторинг бассейна Верхнего Вахша, основным средством которого могла бы стать крупномасштабная периодическая космическая съемка (с разрешением на местности не хуже 10 – 20 м), позволяющая не только зафиксировать факт образования подпрудного озера того или иного генезиса, но и оценить современное динамическое состояние пульсирующих ледников, прогнозировать время и масштабы пульсаций (Котляков и др., 2006).

Мониторинг бассейна целесообразен вне зависимости от того, с какими параметрами будет построена Рогунская ГЭС, поскольку ниже по течению располагаются Нурекская, Байпазинская, Сангтудинская и Головная ГЭС, для которых резкое увеличение расходов может иметь не меньшее, если не большее, значение, чем для Рогунской ГЭС.

Список литературы

1. *Каталог ледников СССР*. Т. 14, вып. 3, части 6 (1971), 7 (1976), 8 (1979), 8А (1968), 9 (1978). — Л.: Гидрометеиздат.
2. *Корженевский Н. Л.* Геоморфология и оледенение Памиро-Алая. — Ташкент: Изд-во “ФАН”, Ташкент, 1979.
3. *Котляков В. М., Осипова Г. Б., Цветков Д. Г.* Особенности мониторинга динамически нестабильных ледников. — М.: МГИ, 2006. Вып. 100. С. 38 – 48.

4. *Осипова Г. Б., Цветков Д. Г., Щетинников А. С., Рудак М. С.* Каталог пульсирующих ледников Памира. Материалы гляциологических исследований. М., 1998. Вып. 85. С. 3 – 136.
5. *Ресурсы поверхностных вод СССР*. Т. 14; Средняя Азия. Вып. 3: Бассейн Амударьи. — Л.: Гидрометеиздат, 1971.
6. *Прудовский А. М.* Образование прорана при прорыве земляной плотины // Безопасность энергетических сооружений. — М.: Глобус, 1998. Вып. 2 – 3.
7. *Шульц В. Л.* Гидрография Средней Азии. Ташкент: САГУ, 1958. V. L.
8. *Bonnard C.* Technical and human aspects of historic rockslide dammed lakes and landslide dam breaches. In: S. G. Evans, R. L. Hermanns, A. Strom, G. Scarascia-Mugnozza, (eds.), *Natural and Artificial Rockslide Dams. Lecture Notes in Earth Sciences*, Vol. 133, 2011, Springer, 101 – 122.
9. *Costa J. E. and Schuster R. L.* The formation and failure of natural dams, *Geological Society of America Bulletin* 100, 1988, 1054 – 1068.
10. *Dunning S. A. and Armitage P. J.* The grain-size distribution of rock-avalanche dams. In: S. G. Evans, R. L. Hermanns, A. Strom, G. Scarascia-Mugnozza, (eds.), *Natural and Artificial Rockslide Dams. Lecture Notes in Earth Sciences*, Vol. 133, 2011, Springer, 479 – 498.
11. Hydrologic Engineering Center 1988. *Flood Hydrograph Package, User’s Manual*, U. S. Army Corps of Engineers, Davis, California.
12. *Lee C. F. and Dai F. C.* The Dadu River Landslide Dam, Sichuan, China. in K. Abdrakhmatov, S. G. Evans, R. Hermanns, G. Scarascia-Mugnozza and A. L. Strom (eds.), *Security of Natural and Artificial Rockslide Dams, Extended Abstracts Volume, NATO Advanced Research Workshop, Bishkek, Kyrgyzstan, 8 – 13 June, 2004*, 125 – 126.
13. *Schuster R. L. and Costa J. E.* A perspective on landslide dams, in R. L. Schuster (ed.), *Landslide Dams: Processes, Risk, and Mitigation*, American Society of Civil Engineers Geotechnical Special Publication No. 3, 1986, 1 – 20.
14. *Strom A. L., Abdrakhmatov K. E.* Clustering of large rockslides: the phenomenon and its possible causes. In: Lacerda W. A., Ehrlich M., Fontoura A. B., Sayao A. (Eds.), *Landslides: Evaluation and Stabilization*. Taylor and Francis Group, London, 2004, 317 – 320.
15. USA, Federal Energy Regulatory Commission Office of Hydropower Licensing, October 1993.

Автоматизированная система регистрации землетрясений и мониторинга технического состояния плотин гидроэлектростанций

Кузьменко А. П., кандидат техн. наук,
Майнагашев С. М., инженер (Югорский НИИ информационных технологий),
Золотухин Е. П., кандидат техн. наук (КТИ ВТ СО РАН),
Епифанов А. П., доктор техн. наук (ОАО «Красноярская ГЭС»),
Кузьмин Н. Г., ведущий инженер (ОАО «Красноярская ГЭС»),
Лазуткин А. Е., ведущий инженер (ОАО «Красноярская ГЭС»)

Для контроля технического состояния гидротехнических сооружений Красноярской ГЭС специалистами КТИ ВТ СО РАН (аппаратная часть) и Югорского НИИ информационных технологий (методическое и программное обеспечение) была разработана и установлена для опытной эксплуатации автоматизированная система регистрации землетрясений и мониторинга технического состояния плотины. Преимуществом указанной системы перед эксплуатируемыми до настоящего времени на всех российских ГЭС является совмещение в ней двух основных функций:

автоматической непрерывной регистрации колебаний плотины в режиме реального времени (по стеку) для выделения сейсмических событий (землетрясения, взрывы и т.п.) с оценкой их воздействия на плотину;

периодической (по заданному расписанию) регистрации микроколебаний плотины под воздействием динамических нагрузок от функционирующего на ГЭС оборудования и микросейсмического фона для мониторинга состояния плотины по динамическим характеристикам.

В соответствии с правилами [1] на гидротехнических сооружениях (ГТС) 1-го класса, расположенных в районах с сейсмичностью 7 баллов и выше (по шкале MSK-64), и 2-го класса, расположенных в районах с сейсмичностью 8 баллов и выше, требуется проводить специальные наблюдения и испытания. К ним относятся: инженерно-сейсмометрические наблюдения за работой сооружений и береговых примыканий (сейсмометрический мониторинг), инженерно-сейсмологические наблюдения в зоне ложа водохранилища вблизи створа сооружений и на прилегающих территориях (сейсмологический мониторинг), испытания по определению динамических характеристик этих сооружений (динамическое тестирование) с составлением динамических паспортов. Инженерно-сейсмометрические системы наблюдений на плотинах регламентируются ВСН 42-70 [2].

Согласно [3] одними из важных показателей, по которым необходимо диагностировать состояние ГТС как нормальное, потенциально опасное или

предаварийное, являются параметры динамической реакции сооружений на сейсмическое событие техногенного (взрыв) или естественного (землетрясение) происхождения, как мощного импульсного воздействия на плотину. Реакцию сооружения на сейсмическое событие обычно оценивают по абсолютным амплитудам перемещений, скоростям перемещений и ускорений, величинам деформаций и напряжений.

Главными задачами сейсмометрических наблюдений в соответствии с [2] являются:

накопление фактического материала о поведении высоких плотин и элементов каньонов при землетрясениях различного характера и интенсивности;

уточнение исходных данных для проектирования, а также проверка существующих расчетных схем и методов расчетов плотин и элементов каньонов на сейсмические воздействия;

контроль состояния плотин и предупреждение о развитии опасных деформаций для принятия необходимых мер по ликвидации последствий землетрясений и обеспечении сохранности сооружения.

При этом измерительная аппаратура и системы наблюдений должны обеспечить регистрацию колебаний плотин и элементов каньонов при землетрясениях интенсивностью от 4 до 9 баллов. По оценкам, полученным в процессе сейсмометрического обследования плотин Красноярской, Саяно-Шушенской и Зейской ГЭС [4], уровень вибраций от функционирующего оборудования достигает 2 – 3 баллов, поэтому при регистрации на плотинах можно выделить сейсмические события интенсивностью не менее 2 – 3 балла. Выделять слабые сейсмические события необходимо, чтобы иметь данные о реакции сооружения на воздействия разной интенсивности.

Система наблюдений. Выбор точек регистрации землетрясений на плотине, в соответствии с ВСН 42-70 [1], должен удовлетворять следующим требованиям:

основные точки наблюдения располагают в плотине, ее основании и береговых примыканиях;

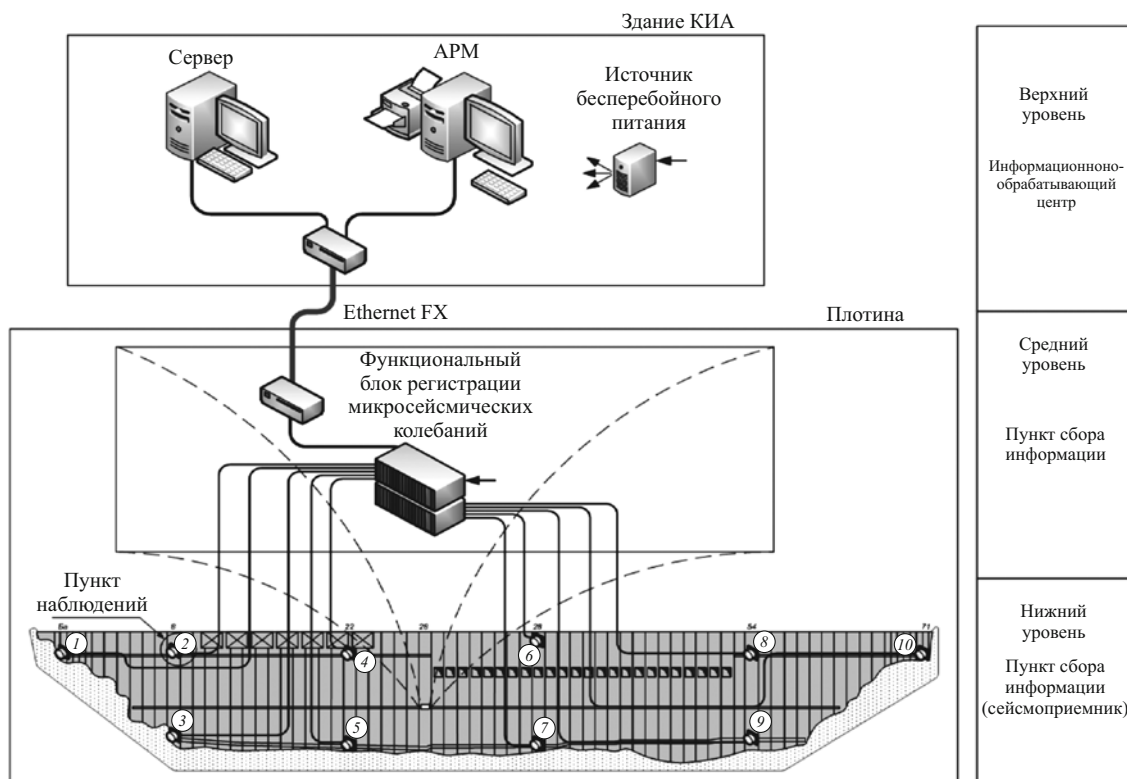


Рис. 1. Схема размещения функциональных блоков автоматизированной системы и расположения точек наблюдения на плотине Красноярской ГЭС

опорные точки наблюдения располагают так, чтобы обеспечивать регистрацию подходящих к нему неискаженных сейсмических волн.

Схема сейсмометрических наблюдений на плотине Красноярской ГЭС составлена на основании натурных инженерно-сейсмометрических наблюдений, проведенных в 2000 и 2008 гг., с учетом основных динамических характеристик колебаний плотины [4] и в соответствии с требованиями [1, 2]. Основные точки наблюдения на плотине Красноярской ГЭС расположены в типовых секциях, где установлена контрольно-измерительная аппаратура наблюдения за состоянием плотины: водосливной

(секция 22 на отм. 223 м, на отм. 132 м — опорная точка), стационарной (секция 37 на отм. 244 м, на отм. 133 м — опорная точка), глухой левобережной (секция 8 на отм. 223 м, на отм. 139 м — опорная точка) и правобережной (секция 54 на отм. 223 м, на отм. 138 м — опорная точка).

Опорные точки в бетонной гравитационной плотине Красноярской ГЭС для регистрации неискаженных сейсмических волн, подходящих к сооружению, с учетом данных сейсмометрического обследования плотины, были установлены в крайней секции глухой левобережной (секция Ба отм. 223 м) и глухой правобережной (секция 71, отм. 223 м — правобережное примыкание плотины) секциях плотины и в основании (указаны выше), где колебания плотины на частотах собственных форм на два-три порядка ниже чем на гребне плотины в центральных секциях. Наличие опорных точек в береговых примыканиях плотины и в основании позволит выделять первые вступления продольных и поперечных волн от сейсмического воздействия при землетрясении.

Точки наблюдения расположены по высоте указанных выше четырех типовых секций плотины для определения коэффициента динамического усиления колебаний плотины (отношения амплитуд колебаний гребня плотины к основанию). Причем указанное расположение точек наблюдения удовлетворяет и требованиям охвата большей части



Рис. 2. Трехкомпонентный пьезоэлектрический датчик (А1638) в пункте наблюдения

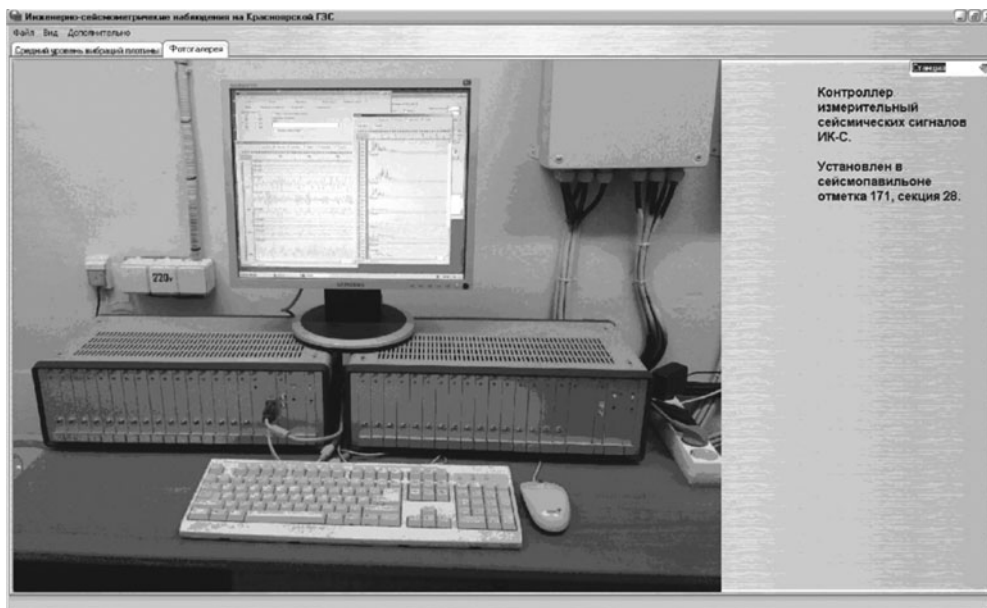


Рис. 3. Измерительный контроллер сейсмических сигналов

плотины для вычисления передаточных функций между точками наблюдения в процессе мониторинга технического состояния плотины [5]. Система наблюдений на плотине представлена на рис. 1.

Автоматизированная система регистрации землетрясений и мониторинга технического состояния. Автоматизированная система подразделяется на три уровня. Схема размещения функциональных блоков системы представлена на рис. 1. Более подробное описание системы приведено в [6].

Первый (нижний) уровень — пункты наблюдения, состоящие из трехкомпонентных пьезоэлектрических датчиков ускорения, закрепленных анкерами к бетону плотины, с сигнальными кабелями (рис. 2).

Второй уровень — пункт сбора сейсмометрической информации, представляющий собой функциональный блок сбора, оцифровки и передачи информации по оптоволоконной линии связи в информационно-обрабатывающий центр (на выделенный сервер). В пункте сбора, в сейсмопавильоне секции 28, отм. 171, установлен 32-канальный измерительный контроллер сейсмических сигналов ИК-С (рис. 3). Контроллер обеспечивает управление коэффициентами усиления предварительного и основного усилителя, полосой пропускания усилителей, частотой квантования АЦП измерительных каналов и регистрацию сейсмических сигналов.

Третий уровень — информационно-обрабатывающий центр (выделенный сервер) предназначен для регистрации и обработки сейсмических событий и мониторинга технического состояния плотины по динамическим характеристикам с записью в базу данных мониторинга и событийную базу дан-

ных (рис. 4). Сервер обеспечивает прием потока данных от ИК-С, управление контроллером, выбором режима работы и интерфейс с пользователем. Сервер расположен в помещении участка КИА и связан с клиентом и оператором системы.

Обработка сейсмических событий. Разработанная автоматизированная система позволяет производить автоматическое выделение сейсмических событий по превышению заданных по каждому каналу порогов, на множестве каналов, не меньшем чем 80 % от всех каналов. Порог устанавливается по каждому каналу отдельно путем вычисления среднеквадратичного отклонения σ , поскольку уровень сигнала в пунктах наблюдения для различных каналов отличается более чем в 10 раз. Автоматически в режиме реального времени программа мониторинга и регистрации сейсмических событий производит оценку уровня сигналов на всех 30 измерительных каналах. Для этого трассы каждого канала приводятся к ускорениям на выходе пьезоэлектрического датчика, вычисляется по ускорени-



Рис. 4. Сервер информационно-обрабатывающего центра системы

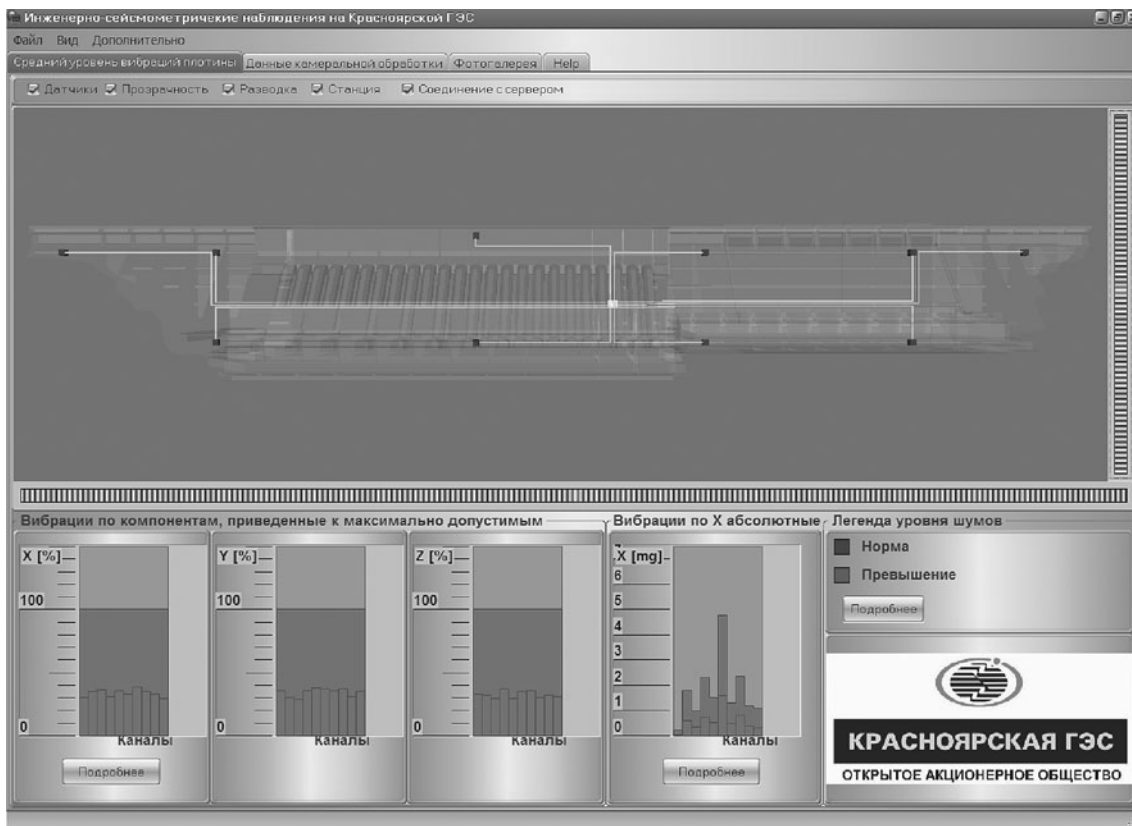


Рис. 5. Основное окно клиента

ям среднеквадратичное отклонение и фиксируется в таблице. Предварительно для каждого канала по таблице выставляется порог срабатывания $k\sigma$, пропорциональный величине ускорения. Величина k устанавливается оператором в пределах от 1,5 до 4 (стандартное значение равно 3).

При превышении порога колебаний на 80 % каналов программа осуществляет запись файла сейсмического события следующим образом: в начале файла записывается не менее 40 с предыстория события и не менее 80 с с момента появления события. Общая длина трассы файла сейсмического события приблизительно равна 120 с. При необходимости можно осуществлять непрерывную запись в течение часов или суток, поскольку система в реальном масштабе времени оцифровывает и передает на сервер непрерывно информацию по всем 30 каналам.

Файл сейсмического события автоматически записывается в событийную базу данных. Оператор с помощью специализированной программы обработки землетрясений (программа WSG — Windows Seismic Grafer разработки НПП «Геотех» и Геофизической службы РАН) обрабатывает записи сейсмических событий из событийной базы данных и определяет основные параметры сейсмического события: амплитуду ускорения (бальность), азимут и расстояние до источника сейсмического события.

Эти данные записываются в базу данных и передаются программой клиенту.

Основными параметрами оценки воздействия сейсмического события на плотину являются амплитудно-частотная характеристика воздействия (амплитуды колебаний на разных уровнях плотины в основании и береговых примыканиях) и реакция плотины на это воздействие. По амплитудам колебаний в соответствии с таблицей бальности оценивают интенсивность землетрясения в баллах в месте расположения плотины, а не в эпицентре события.

Определение глубины, координат эпицентра и механизмов движения в очаге землетрясения является основной задачей Геофизической службы РАН. Определение этих параметров не входит в задачу сейсмометрических систем, устанавливаемых на плотинах. Расстояние (удаление) до эпицентра землетрясения может быть использовано при статистической обработке множества регистрационных записей землетрясений на плотине для оценки частотного состава событий, углов выхода продольной волны и т.п. Координаты эпицентра события, зная приблизительно время события и направление на эпицентр, можно взять из каталога землетрясений, публикуемого ГС РАН в Интернете.

По регистрационным записям в основании и на гребне типовых секций плотины можно определить коэффициент динамического усиления колебаний

— передаточную функцию между записями в основании и на гребне в частотном виде или на частотах собственных колебаний плотины.

Обработка данных регистрации землетрясений позволяет оценивать воздействие на плотину землетрясений разной интенсивности и различного направления прихода сейсмической волны. При обработке сигналов от сейсмического воздействия необходимо выделять первые вступления продольных волн, определять направление на эпицентр землетрясения и, если это возможно, расстояние до эпицентра землетрясения. Для этого лучше использовать опорные точки регистрации, расположенные в основании плотины и в береговых примыканиях, где будут наблюдаться не искаженные собственными колебаниями плотины сейсмические волны. При обработке следует учитывать, что регистрация события производится в теле плотины, а не на грунте, в специальных павильонах, расположенных в районах с минимальным уровнем микросейсмических шумов естественного и техногенного происхождения, которые подбирают при установке сейсмологических станций.

Величину сейсмического воздействия следует оценивать по осредненным значениям ускорения в нескольких опорных точках наблюдения. Направление на источник сейсмического воздействия можно достаточно точно оценить по трехкомпонентным записям в нескольких опорных точках.

Расстояние до источника можно оценить только в случае выделения первых вступлений продольных и поперечных сейсмических волн, распространяющихся из очага землетрясения. Выделить поперечные волны будет достаточно сложно на фоне процесса собственных колебаний плотины на частотах собственных форм, возбуждаемых продольной волной, пришедшей в первых вступлениях. Опыт регистрации мощных импульсных воздействий при снятии нагрузки с генераторов гидроагрегатов Саяно-Шушенской ГЭС показывает, что после мощного импульсного воздействия в основании наблюдаются колебания плотины на частотах первых форм собственных колебаний. Причем колебания во времени происходят с изменением поляризации с поперечной (радиальной) на продольную и наоборот [7].

Таким образом, при импульсном воздействии на плотину наблюдается сложный колебательный процесс с перераспределением энергии колебаний между взаимно перпендикулярными компонентами. Это, естественно, усложняет задачу выделения первых вступлений поперечных волн на фоне мощных собственных колебаний плотины возбуждаемых пришедшей продольной волной от землетрясения. Разность между вступлениями продольных и поперечных волн с учетом их скоростей распространения

определяет приблизительно расстояние от плотины до источника колебаний (эпицентра землетрясения).

Реакция плотины на сейсмическое воздействие. Поскольку автоматизированная система регистрирует колебания плотины в отдельных пунктах, количество которых ограничено стоимостью системы, реально можно оценивать в пунктах наблюдения абсолютные величины перемещений, скоростей или ускорений основания, береговых примыканий и гребня плотины.

По записям колебаний основания и гребня плотины в типовых секциях необходимо вычислять коэффициент динамического усиления колебаний плотины (КДУ) в указанных секциях под воздействием сейсмических событий разной интенсивности и направлений прихода сейсмической волны. Это удобно делать по высоте типовых секций плотины: водосливной, станционной и глухой лево- и правобережной. Причем его можно оценивать как на частотах форм собственных колебаний, так и в спектральном виде в диапазоне 0,1 – 10 Гц. Аналогичным образом можно оценивать КДУ и для стационарных колебаний плотины под воздействием функционирующего на ГЭС оборудования. Коэффициент динамического усиления при стационарных колебаниях типовых секций плотины определен по результатам сейсмометрического обследования Красноярской ГЭС [8].

Кроме того, можно анализировать поляризацию колебаний и статистические характеристики колебаний плотины от воздействия землетрясений. Для разделения разных типов колебаний необходимо использовать функции корреляции колебаний между точками наблюдения.

Накопление материалов по воздействию землетрясений разной интенсивности и направлению прихода сейсмического воздействия позволит оценить уровень воздействия на плотину землетрясений, ее отклик на определенный тип воздействия и выделить по натурным наблюдениям наиболее опасные направления прихода сейсмического воздействия с учетом частотного состава, который зависит от глубины и расстояния до очага землетрясения.

Уровень вибраций плотины. Плотина и основание гидросооружения находятся в условиях длительного воздействия статических и знакопеременных нагрузок от гидростатического давления и присоединенной массы воды со стороны верхнего бьефа, действия на основание сооружения внешних микросейсмических шумов, землетрясений, взрывов и т.п. и силового воздействия на сооружение функционирующего на ГЭС оборудования.

Опыт сейсмометрического обследования плотин [9] показывает, что основным источником энер-

гии, определяющим амплитуду колебаний плотин ГЭС, являются гидроагрегаты, водоводы, спиральные камеры и отсасывающие трубы. При водосбросе добавляется силовое воздействие от падающей воды.

В соответствии с нормативными требованиями [10] необходимо осуществлять постоянные наблюдения за вибрацией основных гидротехнических сооружений Красноярской ГЭС. В состав автоматизированной системы входит клиентская программа для вычисления и визуализации уровня вибраций плотины в реальном времени (рис. 5). В режиме реального времени программа взаимодействует с сервером, где вычисляются вибрации плотины, приведенные к максимально допустимым значениям по трем взаимно ортогональным компонентам: X — направлена по потоку, Y — вдоль плотины, Z — вертикально вверх.

В основном окне клиента расположено три панели. Первая — схема плотины с указанием местоположения трехкомпонентных датчиков (сейсмопавильонов) и разводкой сигнальных кабелей. На этой панели осуществляется цветовая индикация датчиков при превышении порогов уровней шумов.

Во второй панели визуализируется (в режиме реального времени) уровень вибраций плотины по трем компонентам для десяти трехкомпонентных датчиков в виде гистограмм. Гистограммы характеризуют общий фон вибраций плотины в диапазоне 0 – 10 Гц. В третьей панели показан в реальном масштабе времени в виде гистограммы уровень вибраций по максимальной компоненте X , направленной по потоку, для 10 каналов в абсолютных единицах в mg ($10^{-3}g$, где g — ускорение свободного падения равно $9,8 \text{ м/с}^2$). Максимальная величина ускорения на гистограмме $6 \cdot 10^{-3}g$ соответствует приблизительно интенсивности колебаний плотины в 1 – 2 балла.

Кроме того, по данным мониторинга плотины — периодическим трехкомпонентным записям колебаний плотины (два раза в сутки) можно в процессе обработки этих данных оценивать статистические параметры колебаний плотины. Значениями статистических характеристик колебаний определяется характер колебаний плотины. Статистические моменты колебаний позволяют в количественной форме определить характер колебаний плотины. Под характером процесса колебаний [11] понимают тип регистрируемого сигнала (импульсный сигнал, прямоугольный, моногармонический, модулированный, нормальный случайный процесс, нелинейные искажения сигнала и т.п.).

Обычно для оценки характера колебательного процесса используют следующие статистические характеристики случайного процесса: дисперсию, коэффициент асимметрии, коэффициент эксцесса,

пик-фактор, частоту процесса и т.п. Каждый из этих параметров позволяет выделить отдельные особенности сложного колебательного процесса плотины.

Обработка данных мониторинга плотины.

Для контроля (мониторинга) технического состояния плотины используется неразрушающий инженерно-сейсмометрический метод, основанный на измерении динамических характеристик микроколебаний конструкций гидротехнических сооружений под воздействием эксплуатационных динамических нагрузок от функционирующего на ГЭС оборудования [4]. Динамические характеристики колебаний конструкций отображают состояние сооружения и его отдельных элементов в целом, интегрально. При изменении в процессе эксплуатации, под воздействием различных процессов, прочностных характеристик строительных материалов и конструкций сооружения обычно изменяются динамические характеристики его колебаний:

частоты и конфигурация (эпюры) форм собственных пространственных колебаний;

логарифмический декремент затухания на частотах форм собственных колебаний;

динамические модули упругости и сдвига пород основания и строительных материалов сооружения;

передаточные функции между основанием и точками объекта и т.п.

Периодическая регистрация микроколебаний плотины под воздействием динамических нагрузок от функционирующего в штатном режиме оборудования ГЭС и микросейсмических шумов позволяет решать следующие задачи:

определять общий уровень вибрации плотины при разных режимах работы оборудования, уровня ВБ и НДС плотины;

вычислять по регистрационным записям передаточные характеристики и определять величины частот собственных форм и логарифмических декрементов затухания колебаний в разных точках плотины;

осуществлять мониторинг технического состояния плотины с помощью наблюдений за изменением динамических характеристик в процессе эксплуатации (после создания базы фактических данных с учетом сезонных изменений этих характеристик).

По результатам двух инженерно-сейсмометрических обследований гравитационной плотины Красноярской ГЭС при максимальном и минимальном уровнях ВБ получены фактические динамические характеристики колебаний. Определены средние частоты и эпюры значимых форм собственных колебаний (в том числе для верхней галереи), логарифмические декременты затухания на частотах

форм, статистические характеристики колебаний, амплитуды изменения динамических параметров по длине и высоте плотины и т.п.

При осуществлении контроля состояния плотины Красноярской ГЭС по параметрам динамических характеристик необходимо выделять, аналогично статическим характеристикам НДС, сезонные (обратимые) и необратимые изменения параметров в процессе эксплуатации. Сезонные изменения динамических характеристик в основном обусловлены изменением уровня верхнего бьефа (УВБ) — напора на плотину и изменением температуры. Необратимые изменения частот форм собственных колебаний связаны обычно с изменением изгибно-сдвиговой жесткости сооружения в целом или его отдельных конструктивных элементов или изменением упруго-механических (прочностных, деформативных) свойств основания.

По данным мониторинга можно выявить закономерности изменения динамических параметров колебаний, в том числе и статистических характеристик колебаний в зависимости от изменения температуры окружающего воздуха, напора на плотину, режимов и количества функционирующих гидроагрегатов.

На первом этапе работы системы в течение периода от заполнения до срабатывания водохранилища определяют динамические параметры колебаний плотины (3–5 первых собственных частот поперечных колебаний плотины, декременты на частотах форм и т.п.) в зависимости от времени, УВБ и температуры.

По множеству периодических наблюдений на плотине во всех точках наблюдения оценивают доверительный интервал изменения параметров динамических характеристик, с которым сравнивают указанные параметры в процессе дальнейшей эксплуатации сооружения.

Список литературы

1. *Правила* технической эксплуатации электрических станций и сетей РФ. (Утверждены Приказом Минэнерго России № 229 от 19.06.2003. Зарегистрированы Минюстом РФ № 4799 20.06.2003).
2. *Временные* указания по организации и проведению инструментальных наблюдений за колебаниями высоких плотин при землетрясениях: ВСН 42–70 // Минэнерго СССР, ВНИИГ им Б. Е. Веденеева. — Л.: Энергия (Ленинградское отделение), 1970.
3. *Методика* определения критериев безопасности гидротехнических сооружений: РД 153–34.2–21.342–00.
4. *Барышев В. Г., Кузьменко А. П., Сабуров В. С., Брызгалов В. И., Епифанов А. П., Хамчук А. Г., Чупин Г. А.* Динамическое тестовое обследование плотин под воздействием эксплуатационных динамических нагрузок // Гидротехническое строительство. 2003. № 10. С. 26–36.
5. *Кузьменко А. П., Бортников П. Б., Сабуров В. С.* Контроль технического состояния бетонных плотин по динамическим характеристикам их колебаний // Известия ВНИИГ им Б. Е. Веденеева. 2007. Т. 248. С. 64–76.
6. *Золотухин Е. П., Кузьменко А. П.* Система контроля динамических характеристик плотин гидроэлектростанций по микросейсмическим колебаниям // Проблемы информатики. 2009. № 4. С. 1–8.
7. *Патент* РФ № 2151234. Способ определения динамических характеристик основания и тела плотины ГЭС под воздействием импульсов, возникающих при запуске гидроагрегатов // Бюллетень изобретений. 2000. № 17.
8. *Кузьменко А. П., Сабуров В. С., Епифанов А. П., Кузьмин Н. Г.* Динамические характеристики колебаний плотины Красноярской ГЭС // Гидротехническое строительство. 2010. № 2. С. 28–34.
9. Отчет по теме “Инженерно-сейсмологическое обследование плотины Красноярской ГЭС” / Кузьменко А. П., Сабуров В. С. и др. — Новосибирск: АСОМСЭ СО РАН, 2001.
10. *Рекомендации* по натурным исследованиям и постоянным наблюдениям за вибрацией гидротехнических сооружений электростанций: П 73–2000. СПб., 2000.
11. *Добрынин С. А., Фельдман М. С., Фирсов Г. И.* Методы автоматизированного исследования вибрации машин. Справочник. — М.: Машиностроение, 1987. С. 197–201.

Поздравление Израилю Львовичу Сапир

23 декабря 2011 г. исполняется 95 лет со дня рождения выдающегося заслуженного строителя Российской Федерации Израиля Львовича Сапира.

Свою трудовую деятельность Израиль Львович начал в 1939 г. после окончания гидротехнического факультета Ленинградского политехнического института им. М. И. Калинина. Во время Великой Отечественной войны он был направлен на строительство оборонительных сооружений, а затем на строительство ирригационных объектов в Киргизию. С 1946 г. И. Л. Сапир работал на кафедре гидротехнических сооружений в Ленинградском политехническом институте. В 1948 г. он переводится на строительство Верхнесвирской ГЭС главным инженером Управления строительства основных сооружений. После завершения строительства Верхнесвирской ГЭС И. Л. Сапир был назначен начальником Управления строительства основных сооружений Каховской ГЭС. В 1956 г. его назначают главным инженером строительства канала Северский Донец — Донбасс, а после завершения этого строительства в 1958 г. — главным инженером строительства Кременчугской ГЭС. В 1960 г. И. Л. Сапир стал главным инженером и первым заместителем начальника строительства Саратовской ГЭС.

В 1962 г. Израиль Львович был выдвинут на руководящую работу в Минэнерго СССР главным инженером и заместителем начальника Главвостокгидроэнергостроя. Здесь в полной мере раскрылся его талант крупного руководителя и организатора строительного производства. За 5 лет работы в главке он руководил строительством практически всех крупнейших гидроузлов Советского Союза, уделяя особое внимание строительству ГЭС, сооружаемых в сложных природно-климатических условиях Крайнего Севера, Сибири и Средней Азии, творчески и оперативно решая сложнейшие инженерные и организационные проблемы. Под его руководством в этот период осуществлялось строительство Усть-Хантайской ГЭС на вечной мерзлоте, Усть-Илимской ГЭС на р. Ангаре, Нурекской ГЭС на р. Вахше, Токтокульской ГЭС на р. Нарыне и многих других.

В 1967 г. И. Л. Сапир был назначен главным инженером и заместителем начальника Всесоюзного ордена Ленина проектно-изыскательского и научно-исследовательского института “Гидропроект” им. С. Я. Жука. В этот период деятельности раскрываются его выдающиеся способности крупного ученого и практика, обладающего видением масштабных народнохозяйственных проблем. Под его руководством и при непосредственном участии разрабатываются принципиально новые методы освоения отдаленных регионов страны с использованием созданной в процессе опережающего строительства ГЭС промышленной и социально-бытовой инфраструктуры. Характерными особенностями его работы в этот



период явились творческий инженерный поиск оптимальных решений конструкций и компоновок сооружений, оперативность и инициатива по мобилизации коллектива института на выполнение поставленных задач, использование при проектировании методов математического анализа и моделирования, применение современных и цифровых технических средств переработки больших объемов информации. Под его руководством в Гидропроекте разработаны проекты крупнейших гидроэнергетических комплексов, обоснованы решения уникальных плотин, гидроаккумулирующих электростанций.

Наряду с гидроэнергетикой Израиль Львович принимал активное участие в работах по проектированию и строительству атомных электростанций. Руководил разработкой проектов энергетических комплексов в составе ГЭС-ГАЭС-АЭС. Выдвинул идею и организовал ее реализацию по созданию на юге Украины Южно-Украинского энергетического комплекса в составе Южно-Украинской АЭС, Ташлыкской ГАЭС и Александровской ГЭС. В 1977 г. Израиль Львович был назначен главным инженером Всесоюзного объединения Минэнерго СССР “Союзатомэнергострой”, а затем — главным советским экспертом строительства АЭС “Козлодуй” в Болгарии.

Блестящая инженерная эрудиция и организаторские способности, постоянное совершенствование теоретического багажа в сочетании с богатым практическим опытом строительства, глубокое понимание новых прогрессивных решений, новаторский характер снискали И. Л. Сапир уважение и авторитет среди гидростроителей страны и за рубежом.

За выдающиеся достижения в создании энергетической базы страны Израиль Львович удостоен многих государственных наград и почетных званий Советского Союза и других государств, в том числе награжден двумя орденами Трудового Красного знамени, орденом “Знак Почета”, орденом Трудового Красного Знамени Болгарии. Ему присвоены почетные звания “Заслуженный энергетик СССР”, “Заслуженный строитель Российской Федерации”. За выдающиеся достижения в области развития народного хозяйства он неоднократно награждался золотыми, серебряными и бронзовыми медалями ВДНХ СССР.

В настоящее время Израиль Львович ведет большую работу в Совете ветеранов-энергетиков России по развитию электроэнергетики.

В день славного юбилея редколлегия и редакция журнала “Гидротехническое строительство”, вся научная и инженерная общественность энергетиков страны сердечно поздравляют Израиля Львовича Сапира и желают ему крепкого здоровья, благополучия в жизни, успехов в делах.

Поздравление Эрасту Григорьевичу Газиеву

13 декабря 2011 г. исполнилось 80 лет со дня рождения доктора технических наук Эраста Григорьевича Газиева.

В 1953 г. Э. Г. Газиев окончил гидроэнергетический факультет Московского энергетического института, а затем аспирантуру на кафедре гидротехнических сооружений. В 1958 г. в МЭИ защитил кандидатскую диссертацию, в 1980 г. в МИСИ защитил докторскую диссертацию по механике скальных массивов.

В январе 1960 г. поступил на работу в Гидроэнергопроект – Гидропроект, где занимался исследованиями гидротехнических сооружений и их скальных оснований. Был начальником отдела исследований арочных плотин в НИС Гидропроекта, а затем главным специалистом отдела скальных оснований. Участвовал в исследованиях многих плотин, включая Саратовскую, Братскую, Ингурскую и Саяно-Шушенскую.

В 1963 г. прошел стажировку в Париже в Бюро “Коин и Белье”. С 1966 по 1969 г. работал экспертом ООН в Мексике, где им были организованы научно-исследовательские лаборатории в Министерстве водных ресурсов и Министерстве общественных работ. Под его руководством были выполнены исследования ряда проектируемых в то время плотин, включая плотину Ля Амистад на р. Рио Гранде. Читал курс лекций по механике скальных массивов в Национальном университете Мексики, где были изданы в виде учебных пособий его монографии “Механика скальных пород в строительстве” и “Устойчивость скальных массивов и методы их закрепления”.

В 1969 г. по возвращении в институт “Гидропроект” Э. Г. Газиев был назначен главным специалистом в отдел скальных оснований, где им была организована лаборатория модельных исследований, в которой под его руководством были выполнены исследования распределения напряжений в слоистых средах, напряженного состояния примыкания Ингурской арочной плотины, исследования заделки правобережного разлома и его влияния на деформируемость примыкания арочной плотины, распределение напряжений под штампами в трещиноватой блочной среде, исследования устойчивости слоистых скальных склонов. Эти исследования, выполненные совместно с В. И. Речицким, послужили основой для подготовки его кандидатской диссертации, а также легли в основу опубликованных институтом “Гидропроект” в 1986 г. “Рекомендаций по расчету устойчивости скальных отко-



сов”. Э. Г. Газиев также провел большой цикл исследований по изучению прочности и деформируемости образцов горных пород в условиях объемного напряженного состояния

С 1983 по 1992 г. Э. Г. Газиев был советником Посольства СССР во Франции, где координировал сотрудничество в области водного хозяйства, строительства, охраны окружающей среды и стандартизации. Одновременно он принимал участие в заседаниях членов Французского комитета по механике скальных массивов.

В 1994 г. он был вновь приглашен в Мексику научным сотрудником в Инженерный институт, где проводил исследования и одновременно читал лекции в аспирантуре Национального автономного университета. Был членом Мексиканского комитета по механике скалы и представлял Мексику на международных конгрессах в Японии и во Франции.

В 2002 г. Э. Г. Газиев вернулся в Москву в ЦСГНЭО – филиал института “Гидропроект”, где активно включился в исследования поведения Саяно-Шушенской и Ингурской плотин, плотины Капанда (Ангола), подземного машзала Рогунского гидроузла. Под его руководством выполнены расчеты устойчивости склонов в створах Богучанской и Зарамагской ГЭС, а также на ряде зарубежных объектов.

Э. Г. Газиев опубликовал более 150 научных работ, в том числе 16 книг (на русском, испанском и сербско-хорватском языках).

Он член Международного общества по механике скальных пород и председатель Российской ассоциации геомехаников.

В 1976 г. Президиумом Верховного Совета СССР Э. Г. Газиев награжден орденом “Знак Почета”, в 1982 г. – почетным знаком “Отличник энергетики и электрификации СССР”, в 1988 г. – Почетной грамотой и Памятной медалью Верховного Совета и Совета Министров Армянской ССР за помощь армянскому народу в ликвидации последствий землетрясения 1988 г.

В 2011 г. награжден Почетным дипломом РусГидро за многолетний плодотворный труд и значительный вклад в развитие гидроэнергетической науки в России.

Сердечно поздравляем Эраста Григорьевича с юбилеем и желаем ему крепкого здоровья, долгих лет жизни и новых творческих успехов.

Поздравление Николаю Павловичу Киселеву

27 ноября 2011 г. исполнилось 60 лет со дня рождения Николая Павловича Киселева, вице-президента ассоциации “Гидропроект”, ветерана ОАО “Институт Гидропроект”, где проработал 36 лет.

Н. П. Киселев родился в Тамбовской области, в с. Малое Пичаево Моршанского района. В 1974 г. окончил Московский геолого-разведочный институт им. С. Орджоникидзе, получив квалификацию горного инженера-геофизика. В том же году он начал работать в институте “Гидропроект” им. С. Я. Жука в области инженерно-геологических исследований при проектировании и строительстве атомных, тепловых и гидравлических электростанций. За время работы в Гидропроекте Н. П. Киселев занимал должности инженера, заместителя начальника отдела скальных оснований, руководителя центральной геотехнической лаборатории. С октября 2007 г. по декабрь 2010 г. последовательно работал в должности директора, генерального директора, исполнительного директора института “Гидропроект”. Он является членом Российского национального комитета по большим плотинам.

Н. П. Киселев принимал непосредственное участие в инженерно-геологических исследованиях для проектирования и строительства энергетических объектов России, Азербайджана, Армении, Украины, Литвы, Латвии, Таджикистана: Курской, Смоленской и Балаковской АЭС, Рижской ГЭС и



Рижской ТЭЦ-2, Братской и Усть-Среднеканской ГЭС, Загорской и Круонисской ГАЭС, Сангтудинской и Рогунской ГЭС на р. Вахш, Керченского гидроузла, гидроузла Ходааферин на р. Аракс. Длительное время Н. П. Киселев работал на строительных площадках гидротехнических объектов: ГЭС Аль-Багдади (Ирак), ГЭС Мерове, Кажбар и Шерейк в Судане, ГЭС Раис-Аль Делвари в Ираке. Он провел большую работу по внедрению радиоизотопного традиционного

каротажа для исследований рыхлых грунтов на площадках строительства энергетических сооружений.

В настоящее время Н. П. Киселев руководит Дирекцией по проектированию гидротехнических сооружений ОАО “Южный инженерный центр энергетики”.

Н. П. Киселев является одним из авторов журнала “Гидротехническое строительство”. Результаты его исследований опубликованы в Трудах Гидропроекта.

Профессионализм, ответственность и компетентность позволили Н. П. Киселеву внести значительный вклад в развитие отечественной энергетики.

Редколлегия журнала “Гидротехническое строительство”, коллеги и друзья поздравляют Николая Павловича с юбилеем и желают ему здоровья, счастья и новых творческих свершений.

Оценка глубин безградиентного и градиентного слоев гиперконцентрированного селевого потока

Натишвили О. Г., академик НАН Грузии,

Тевзадзе В. И., доктор. техн. наук, профессор (Институт водного хозяйства Грузии)

Предложены расчетные зависимости для установления основных гидравлических характеристик гиперконцентрированных наносами селевых потоков — скорости, глубин безградиентного и градиентного слоев, начального сопротивления сдвигу, дающие возможность установить силу удара потока на поперечное сооружение.

Ключевые слова: гиперконцентрированный селевой поток, безградиентный слой, градиентный слой, начальное сопротивление сдвигу.

Цель настоящей работы — оценить величины градиентного и безградиентного слоев гиперконцентрированного наносами селевого потока. Известно, что упомянутые величины не поддаются непосредственному измерению ни в лабораторных, ни в натуральных условиях. Даже на лабораторных лотках, имеющих стеклянные боковые окна, из-за их загрязненности невозможно визуально замерить глубины упомянутых слоев. Существуют косвенные методы определения в форме расчетных зависимостей, но в них входит такой параметр потока, как τ_0 — постоянная часть касательного напряжения, не зависящая от скорости, которую можно определить с помощью вискозиметрии или с использованием лотковых установок, но не с требуемой точностью. Поэтому было принято решение оценить вышеупомянутые параметры гиперконцентрированного селя косвенным путем с помощью таких величин, которые с достаточной точностью поддаются измерению.

Особую опасность среди имеющихся разновидностей селей представляют именно гиперконцентрированные наносами потоки, которые включают 80 – 90 % по массе твердых включений в виде глинисто-коллоидных частиц, камней и водную компоненту в связанном состоянии 10 – 20 % по массе. Плотность таких селей достигает 1,8 – 2,3 т/м³, что и обуславливает их огромную разрушительную силу [1 – 4 и др.].

Гиперконцентрированные сели во время движения характеризуются двумя ярко выраженными областями: ядром течения (безградиентный слой), где отсутствует взаимное перемещение частиц (на прямолинейных призматических участках водотока), и придонным градиентным слоем [1, 2, 4]. Поэтому динамику подобных потоков следует рассматривать с позиции неньютоновских жидкостей [5, 6].

При воздействии подобного потока на противо-селевые сооружения решающую роль играет фронтальная часть потока, а также ядро (безградиент-

ный слой) течения, так как оно в виде стержня определенной длины воздействует на сооружение, и чем больше высота и длина этого стержня, тем сильнее удар потока о преграду.

На рисунке дается схема распределения скоростей по вертикали для указанного селевого потока. Рассматривается движение селевого потока на прямолинейном участке водотока.

Следует отметить, что модель равномерного движения гиперконцентрированного селевого потока — это некоторая вынужденная абстракция, поток в реальных условиях в основном перемещается неравномерным, волновым или лавинообразным режимом [1, 2, 3]. Решение многих задач этого явления невозможно без допущения вышеотмеченной фиктивной схемы, т.е. абстрактно-равномерного движения.

Предлагается упрощенный, но выгодный с практической точки зрения подход для трактовки действительного процесса динамики селевого потока с “квазиоднородной” позиции. Этот простейший, но удобный для анализа метод исследования, где упрощение осуществляется путем осреднения по живому сечению потока как физических величин составных фаз, так и исходных уравнений еще на стадии их составления. В данном случае среда рассматривается как квазиконтинуум, дающий возможность описать поведение полифазных потоков описывать уравнениями однофазной среды [2, 3].

Это допущение позволяет при анализе оперировать средними параметрами и характеристиками смеси (удельный вес, плотность, вязкость, начальное сопротивление сдвигу и т.д.). Указанные характеристики являются средневзвешенными и не соответствуют реальным свойствам составных элементов смеси.

Наряду с отмеченным, если трактовать явление с позиции одномерной (гидравлической) задачи, то процесс еще более упрощается и с практической точки зрения (особенно для русловых процессов),

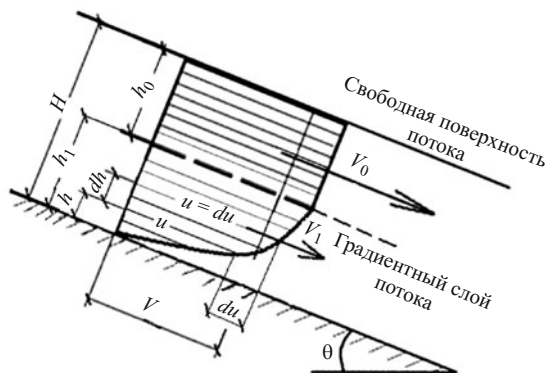


Схема распределения скоростей по вертикали в селевом потоке

полученные окончательные зависимости в большинстве случаев дают удовлетворительные для практики результаты. При этом наряду с физическими средними характеристиками следует оперировать и средними гидравлическими элементами потока (средняя по живому сечению скорость смеси, расход, суммарное сопротивление движению и т.д.) [2, 7, 8].

Простота подхода с одномерной точки зрения выгодна и с той позиции, что взаимодействие между фазами континуума и руслом можно оценить интегральным членом сопротивления движению, который легко поддается вычислению [7, 8].

Допустим, что гиперконцентрированный селевой поток перемещается в русле водотока безнапорным “абстрактно-равномерным” режимом движения общей глубиной H (рисунок). Уравнение Шведова — Бингэма для неньютоновских жидкостей имеет вид [2, 4, 5]:

$$\tau = \tau_0 + \mu \frac{du}{dh}, \quad (1)$$

где τ — касательное напряжение по глубине потока; τ_0 — постоянная часть касательного напряжения, не зависящая от скорости, но зависящая от физико-механического состава смеси; μ — коэффициент динамической вязкости; u — местная скорость по глубине в градиентном слое; h — текущая координата глубины градиентного слоя.

Принимаем во внимание, что $\mu = \nu\gamma/g$, $\gamma = \rho g$ и $\tau_0 = \gamma h_0$, где ν — коэффициент кинематической вязкости; γ — удельный вес селевой смеси; g — ускорение силы тяжести; ρ — плотность селевого потока; i — уклон дна русла $i = \sin\theta$; θ — угол наклона дна русла к горизонту; h_0 — глубина ядра (безградиентного слоя) потока.

С учетом приведенных обозначений формулу (1) можно переписать следующим образом:

$$du = \frac{gi}{n}(H - h - h_0)dh. \quad (2)$$

После интегрирования (2) при граничных условиях, когда $h = 0$, $u = 0$, и принимая во внимание, что h меняется от $h = 0$ до $h = H - h_0$, можно получить закон распределения скоростей по глубине градиентного слоя

$$u = \frac{gi}{n}\left(Hh - \frac{h^2}{2} - h_0h\right), \quad (3)$$

где h_0 — глубина ядра (безградиентного слоя).

Зависимость (3) позволяет построить эпюру распределения скоростей по вертикали в градиентном слое.

Определим теперь среднюю скорость V_1 градиентного слоя потока, для этого проинтегрируем (2) в пределах от $h = 0$ до $h = H - h_0$ и разделим на $(H - h_0)$, получим

$$V_1 = \frac{gi(H - h_0)^2}{3\nu}. \quad (4)$$

В случае, когда $h = 0$, из (3) получается, что $V_1 = 0$; когда $h = H - h_0$, взамен зависимости (3) будем иметь

$$V_0 = \frac{gi}{2\nu}(H - h_0)^2, \quad (5)$$

где $V_0 = V_{\max}$ — скорость ядра (т.е. безградиентного слоя) потока; когда $h_0 = 0$, $V_0 = giH^2/2\nu$ [7, 8], получаем общеизвестную зависимость для водного потока при ламинарном режиме движения.

Для получения средней по сечению скорости сначала определим расход селя в градиентном слое на единицу ширины потока:

$$q_1 = V_1(H - h_0). \quad (6)$$

Принимаем во внимание (4), взамен (6) получим

$$q_1 = \frac{gi}{3\nu}(H - h_0)^3. \quad (7)$$

Определим расход в ядре потока на единицу ширины с учетом (5):

$$q_0 = V_0 h_0 = \frac{gih_0}{2\nu}(H - h_0)^2. \quad (8)$$

Полный же расход потока на единицу ширины с учетом зависимостей (8) и (7) будет

$$q = q_1 + q_0 = \frac{gi}{n}(H - h_0)^2 \frac{2H + h_0}{6}. \quad (9)$$

Средняя скорость всего потока на единицу ширины составит

$$V = \frac{q}{H} = \frac{gi(H - h_0)^2}{6vH} (2H + h_0). \quad (10)$$

Когда $h_0 = 0$ и $H > 0$, тогда

$$V = \frac{2}{3}V_0 = \frac{2}{3}V_{\max}, \quad (11)$$

и получаем в качестве частного случая общеизвестную зависимость гидравлики [7, 8].

Разделим (5) на (10). После несложных преобразований получим

$$\frac{V_0}{V} = \frac{3H}{2H + h_0},$$

откуда имеем

$$h_0 = H \left(3 \frac{V}{V_0} - 2 \right). \quad (12)$$

Зависимость (12) дает возможность при $3V/V_0 > 2$ впервые косвенным способом определить практически не поддающуюся непосредственному измерению глубину ядра h_0 гиперконцентрированного селевого потока. Что касается параметров H , V и V_0 , то они легко устанавливаемые (измеряемые) величины как в натуре, так и в лабораторных условиях; впоследствии для конкретных расчетов можно воспользоваться их среднестатистическими значениями. Что касается оценки глубины градиентного слоя, то она равна $h_1 = H - h_0$.

При известном h_0 представляется возможным установить такой важный параметр потока, как ме-

сто его остановки на конусе выноса, а также границы растекания потока [9].

Выводы

1. Зависимость (12) позволяет определить глубину безградиентного слоя (ядра) гиперконцентрированного селея, зная среднюю и поверхностную скорости потока и общую его глубину.

2. Чем больше глубина безградиентного слоя, тем сильнее ударное воздействие потока на преграду.

3. Зная значение величины h_0 , можно определить место остановки гиперконцентрированного селея на конусе выноса с установлением границ его растекания.

Список литературы

1. Гагошидзе М. С. Селевые явления и борьба с ними. — Тбилиси: Сабчота Сакартвело, 1970.
2. Нативили О. Г., Тевзадзе В. И. Основы динамики селей. — Тбилиси, 2007.
3. Natishvili O. G. Waves in Debris flows // Bulletin of the Georgian Academy of Sciences. Tbilisi. 2007. № 7. PP. 19 – 21.
4. Takahashi T. Initiation of variouse types of debris — flow. International Conference on Debris Flow. Taiwan. 16 – 18 August, 2000. PP. 15 – 25.
5. Астарита Дж., Марруччи Дж. Основы гидромеханики неньютоновских жидкостей. — М.: Мир, 1978.
6. Уикилсон У. А. Неньютоновские жидкости. — М.: Мир, 1864.
7. Боголюбов А. И., Михайлов К. А., Гидравлика. — М.: Издательство литературы по строительству, 1965.
8. Штеренлихт Д. В. Гидравлика. — М.: Энергоатомиздат, 1984.
9. Нативили О. Г., Тевзадзе В. И. Расширение связанного селевого потока на конусе выноса // Метеорология и гидрология. 2006. № 7. С. 97 – 100.
10. Natishvili O. G., Tevzadze V. I. Extantion of Debris Flow on Debris Cone // Proceeding of the Tenth International Symposium on River Sedimentation. August 1 – 4, 2007, Moscow, Russia. Vol. 1. 2007. PP. 267 – 270.

Опечатка

На стр. 54 журнала № 8/2011 г. в статье Клюкача А. А. на рис. 3 по горизонтальной оси следует читать:
20.01.93 12.05.93 22.06.93 17.02.95

Николай Александрович Малышев (к 100-летию со дня рождения)

6 декабря 2011 г. исполнилось 100 лет со дня рождения выдающегося советского гидроэнергетика, Героя Социалистического Труда Николая Александровича Малышева, многолетнего активного члена редколлегии журнала “Гидротехническое строительство”. В его профессиональном послужном списке такие объекты как Рыбинская ГЭС, Волго-Балтийский водный путь, Волжская (ныне Жигулевская) ГЭС им. В. И. Ленина, Высотная Асуанская плотина и ГЭС Табка (Евфратский гидроузел) в Сирии.

Н. А. Малышев родился в крестьянской семье в с. Крапивино, в десятке верст от которого через 50 лет будет построена Горьковская (Нижегородская) ГЭС. После окончания школы поступил в Ленинградский гидротехнический институт, который успешно закончил в 1934 г. Профессиональная деятельность Н. А. Малышева началась в отделе волжских установок канала Москва — Волга. За пять лет работы на Волгострое он прошел путь от инженера до начальника Шекснинского отдела. В характеристике партбюро управления строительства указывалось, что Н. А. Малышев “отличается инициативой и быстрой ориентировкой в технических вопросах. Стахановец”.

Далее были руководящие должности в управлении оборонительных работ Брянского и Южного фронтов, на Тагилстрое, строительстве Широковской и Поньшской ГЭС.

14 октября 1948 г. Н. А. Малышев был назначен начальником бюро и главным инженером проекта Волго-Балтийского водного пути в Гидропроекте Главгидростроя МВД СССР, где быстро оценили его выдающиеся способности и деловые качества. Уже через два года (1950 г.) он возглавил бюро по проектированию Куйбышевской ГЭС, став главным инженером проекта крупнейшего гидроузла на Волге, за строительство которого ему было присвоено звание Героя Социалистического Труда. В мае 1952 г. он был назначен заместителем начальника и главного инженера Гидропроекта и успешно работал в этой должности более трех десятилетий. В 1957 г. министр электростанций СССР Г. М. Маленков утвердил Н. А. Малышева первым заместителем начальника и главного инженера института. Еще через два года к этим обязанностям добавилась должность главного инженера проекта Высотной Асуанской плотины (ВАП), строительство которой, признанное ЮНЕСКО самым важным техническим достижением 20-го столетия, принесло заслуженную славу Н. А. Малышеву и советской



гидротехнической школе. В дальнейшем он руководил проектированием ГАЭС — Центральной и Загорской, затем участвовал в строительстве Загорской ГАЭС, руководил проектными работами, выполнявшимися в Гидропроекте для зарубежных объектов (Марокко, Ирак, Камбоджа, Индонезия, Эфиопия, Сирия, Вьетнам, Ангола и др.). Он продолжал работать в Гидропроекте в должности главного консультанта до 1995 г., принимая активное участие в экспертизе проектов и обсуждении важных технических решений.

За 65 лет своей трудовой деятельности Н. А. Малышев сделал столько для отечественной и мировой гидротехники, что описание этого заняло бы несколько томов. В течение многих десятилетий он являлся крупнейшим авторитетом при решении сложнейших проблем гидроэнергетического и водохозяйственного строительства, экспертом мирового класса. Он неоднократно приглашался международными организациями и правительствами разных стран для работы в экспертных комиссиях по рассмотрению технических решений в проектах гидроузлов и справедливому распределению трансграничных водных ресурсов. Зарубежных коллеги они называли Н. А. Малышева живым классиком плотиностроения. Имя Н. А. Малышева носит одна из улиц г. Асуана.

Н. А. Малышев был избран членом-корреспондентом Академии наук СССР и до последних дней с честью представлял гидроэнергетику уже в Российской академии наук.

В течение десятилетий Н. А. Малышев участвовал в работе Государственной экспертной комиссии Госплана СССР, ВАК при Совете Министров СССР и НТС Госстроя СССР. Он был членом строительной секции Комитета по Государственным премиям, членом научного совета АН СССР по комплексным проблемам энергетики.

Авторам этой статьи, представителям малышевской проектной школы, выпала необыкновенная жизненная удача работать и общаться с одним из высших авторитетов в делах государственного масштаба и замечательным человеком, которого многие из нас считают своим духовным отцом.

Алишув Л. С., Асарин А. Е., Годунов Б. И., Золотов Л. А., Иванов Б. К., Камнев Н. М., Новоженин В. Д., Пигалев А. С., Семенов В. М., Федосов В. Е., Финк А. К., Черячукин А. П., Шайтанов В. Я., Юдкевич А. И.

Лев Борисович Бернштейн (к 100-летию со дня рождения)

21 декабря 2011 г. исполнилось сто лет со дня рождения Льва Борисовича Бернштейна – основателя российской научно-технической школы использования приливной энергии Мирового океана, почетного академика Академии водного хозяйства России, действительного члена Международной энергетической академии, доктора технических наук, лауреата премии Совета Министров СССР, главного инженера проекта и строительства пионерной российской приливной электростанции в губе Кислой Баренцева моря.

Редко кто из людей проживал столь цельную, насыщенную событиями жизнь, которая была у Льва Борисовича Бернштейна: от студенческих интересов до создания одной из авторитетнейших в мире школ приливной энергетики, от дипломного проекта в Московском инженерно-строительном институте до проектов крупнейших в мире приливных электростанций – Мезенской и Тугурской, от первых статей в защиту использования энергии морских приливов до капитальных монографий и первой в России опытно-промышленной Кислогубской ПЭС, носящей сегодня его имя. На этом пути Л. Б. Бернштейн разработал и внедрил в производство наплавной способ строительства морских сооружений, включающий их заводское изготовление, транспортировку по воде на дальнее расстояние и посадку на основание в створе. Под его руководством решена проблема «вписывания» в график суточной нагрузки электроэнергетической системы своеобразного по времени графика выдачи мощности приливной электростанции. Им также выявлено ценнейшее качество приливной энергии – ее гарантированное самим космосом постоянство в месячном цикле, независимое от водности года и прочих изменений природной среды. Л. Б. Бернштейн выполнил работы по созданию обратимых горизонтальных капсульных гидроагрегатов для приливных электростанций и начал разработку современных ортогональных турбин, возможность применения которых сегодня рассматривается не только для ПЭС, но и для волновых и ветровых энергетических установок.

Лев Борисович всеми способами и средствами пропагандировал приливную гидроэнергетику. Будучи уже специалистом с мировым именем, на замечание одного из коллег о том, что приливная энергетика стала уже “традиционной”, он огорченно сказал: “Да что вы! Какая традиционная? У нас пока есть только Кислая губа. А остальные где?” Написанную на склоне лет автобиографическую книгу, изданную уже после смерти ученого его учеником и преемником И. Н. Усачевым под названием “Борьба с приливом”, Л. Б. Бернштейн на самом деле назвал “Борьба с приливом? Нет, с людьми”.

Его монографии по ПЭС многократно изданы в России, США, Израиле, Южной Корее, Китае и по праву являются



учебниками и руководством по проектированию и строительству ПЭС.

С 1957 г. Л. Б. Бернштейн возглавлял в институте “Гидропроект” подразделения по использованию приливной энергии, был главным инженером проектов ПЭС и наплавных конструкций до последних дней своей жизни, собрав вокруг себя таких же, как он, увлеченных идеей покорения энергии океана инженеров и ученых.

Наверное, только Л. Б. Бернштейн с его неукротимой энергией и преданностью идее мог так далеко опередить время и продвинуть проблему использования человечеством возобновляемой, экологически безопасной и сейчас уже экономически обоснованной приливной энергии. Это сейчас,

через 45 лет после пуска в эксплуатацию первой в России экспериментальной Кислогубской ПЭС и первой в мире промышленной ПЭС Ранс во Франции, мы видим, что ПЭС успешно работают в энергосистемах, выдавая дешевую, чистую и безопасную электроэнергию.

Лев Борисович Бернштейн прожил сложную и интересную жизнь крупного ученого. Он работал в ЦК ВЛКСМ, встречался со Сталиным, Молотовым, Кагановичем, трудился в забоях первой линии московского метрополитена, защищал Родину от фашистских захватчиков в годы Великой Отечественной войны, прошел застенки НКВД и ГУЛАГа, а после падения “железного занавеса” представлял нашу Родину на мировых конференциях по приливной энергии во Франции, США, Японии и Англии. Его триумфом было проведение в 1991 г. на Кислогубской ПЭС международного симпозиума по приливной энергетике, где он изложил энергоэкономическое обоснование будущих мощных российских ПЭС и возможности их глобального использования в энергосистемах Европы и Дальнего Востока.

Созданная Л. Б. Бернштейном национальная школа приливной энергетике продолжает свою работу в бывшем научно-исследовательском секторе института “Гидропроект” – НИИ энергетических сооружений и на научной базе – Кислогубской ПЭС, которая носит имя Л. Б. Бернштейна, является памятником науки и техники РФ, единственной морской лабораторией ОАО “РусГидро” и обеспечивает в настоящее время обоснование новой ортогональной турбины и типового наплавного модуля для мощных Мезенской и Тугурской ПЭС.

Уже после ухода Льва Борисовича из жизни на Кислогубской ПЭС были пущены в эксплуатацию новые отечественные ортогональные гидроагрегаты, создан и пущен в эксплуатацию энергоблок Малой Мезенской ПЭС, разработан проект Северной ПЭС, строительство которой предполагается начать в 2012 г. В 2010 г. в Республике Корея вошла в строй новая промышленная ПЭС Сихва. Дело Льва Борисовича Бернштейна продолжается.

Содержание журнала за 2011 год

Абдрахманов М. А., Костин В. В., Никулин Д. А., Швайнштейн А. М., Коротков Н. Н., Шкуропат А. Г. – О допущении кавитационных повреждений при разработке требований к поверхностям водосброса Ирганайского гидроузла, № 2.

Абрамов Н. Н., Епимахов Ю. А., Ткаченко А. П., Савельев В. В., Клевакин И. А. – Организация геофизического мониторинга состояния подземных сооружений Верхнетуломской ГЭС, № 8.

Александров А. Е. – Анализ работы подпятников гидроагрегатов с ЭМП-сегментами, № 4.

Александров Ю. Н. – Об измерениях напряжений в арматуре массивных железобетонных конструкций, № 2.

Александровский А. Ю., Солдаткин А. Ю. – Оценка влияния изменения условий эксплуатации на суточный режим работы ГЭС, № 8.

Алимов А. Г. – Ультразвуковой контроль модуля упругости бетона гидротехнических сооружений, № 8.

Анахаев К. Н., Шогенова Ж. Х., Амшников Б. Х. – Расчет фильтрации через земляные плотины на проницаемом основании разной мощности, № 2.

Анисимов А. Д., Березин В. К., Кирилов Ю. И., Сааков Г. А., Чаев Н. П., Шишов Г. А. – Через повышение качества и надежности электроснабжения – к энергосбережению, № 5.

Анискин Н. А., Мемарианфард М. Е. – Влияние фильтрационной анизотропии грунтов тела плотины на параметры фильтрационного потока и устойчивость откосов, № 10.

Арипов Н. Ф., Киселев Н. П. – Современные исследования материала ядра плотины Рогунской ГЭС, № 1.

Асарин А. Е., Борщ П. С., Юрьев С. В. – Международный конгресс по эксплуатации и реконструкции гидроузлов, № 3.

Базыкин И. В. – Совершенствование действующих норм и правил при проектировании и строительстве морских портов, № 6.

Базыкин И. В., Литвиненко Г. И. – Применение многомерного статистического анализа при обработке результатов измерения прочности бетона гидротехнических сооружений, № 6.

Бакановичус Н. С., Векслер А. Б., Климович В. И., Прокофьев В. А., Судольский Г. А., Шаталина И. Н., Швайнштейн А. М. – Гидравлические и ледотермические исследования гидротехнических сооружений в работах ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева, № 9.

Баранов А. Е., Крылова Е. В., Ивасенко С. П., Разумов В. К. – Опыт изысканий, проектирования, научных исследований в процессе строительства и первых лет эксплуатации Юмагунского гидроузла, № 3.

Беккер А. Т., Любимов В. С., Коваленко Р. Г., Александров А. В. – Вероятностное моделирование коррозионных процессов стальных конструкций морских гидротехнических сооружений, № 3.

Беликов В. В. – Рецензия на статью “Численные гидродинамические модели на высотных распрах ГИС”, № 5.

Беллендир Е. Н. – ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева – 90 лет на службе энергетике, № 9.

Беллендир Е. Н., Глаговский В. Б., Гольдин А. Л., Прокопович В. С., Смирнов Ю. Г., Векшина Т. Ю. – О новой редакции СНиП 2.02.02–85 “Основания гидротехнических сооружений”, № 6.

Берлин В. В., Муравьев О. А., Голубев А. В. – Динамические характеристики ортогональной гидротурбины и системы регулирования мощности ПЭС с высоковольтным преобразователем частоты, № 10.

Бестужева А. С., Ражев А. Е. – Устойчивость левобережного склона Бурейской ГЭС до и после берегоукрепительных мероприятий, № 10.

Боровков В. С., Брянская Ю. В. – Влияние речного причального сооружения на водный поток и местные русловые деформации, № 10.

Брянская Ю. В., Байков В. Н., Волынов М. А. – Распределение скоростей и гидравлическое сопротивление при течении в трубах, каналах и речных руслах, № 3.

Бухарцев В. Н., Ву Мань Хуан – Оценка устойчивости внецентренно нагруженных бетонных сооружений на нескальном основании, № 4.

Бухарцев В. Н., Лукашевич А. А. – Оценка устойчивости сооружения на нескальном основании при несимметричном приложении нагрузок, № 8.

Василевский А. Г. – Участие ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева в создании Комплекса защитных сооружений Санкт-Петербурга от наводнений, № 9.

Васильев А. В., Кокурин С. А., Козлов А. Б., Дерюгин Г. К. – Характерные особенности оголовка эксплуатационного водосброса Бурейского гидроузла и некоторые результаты его лабораторных и натурных исследований, № 3.

Введенский О. Г. – Управление пропуском рыб через высоконапорные гидроузлы, № 1.

Веремеенко И. С., Гладышев С. В., Дедков В. Н., Агибалов Е. С., Шелудяков Л. О. – Мо-

дернизация энергокавитационных стендов лаборатории гидромашин ИПМаш НАН Украины, № 7.

Волшаник В. В. – Актуальный труд о забытых гидротехнических сооружениях, № 7.

Волынчиков А. Н. – Модели пуска первых трех агрегатов Богучанской ГЭС, № 2.

Волынчиков А. Н., Мгалобелов Ю. Б., Дейнеко А. В. – Обоснование конструкций низовой и водосливной граней бетонной плотины, эксплуатируемых в суровых климатических условиях, № 1.

Воскресенский С. М., Юркевич Б. Н. – Обеспечение надежности и безопасности гидроэлектростанций после аварии на Саяно-Шушенской ГЭС 17 августа 2009 года (Сообщение на Пятой научно-технической конференции “Гидроэнергетика. Новые разработки и технологии”), № 4.

Гавлин Г. Б., Литвиненко А. Г., Дьякова Е. М. – Реконструкция пристани № 4 порта Новороссийск, № 6.

Гальперин А. М., Панфилов А. Ю., Пуневский С. А., Пелагеин И. В. – Гидрогеомеханический мониторинг намывных сооружений горных предприятий, № 1.

Гиргидов А. Д. – Самоаэрация потока в открытом русле, № 8.

Глаговский В. Б., Гольдин А. Л., Радченко В. Г. – Исследования в области строительства плотин из грунтовых материалов, № 9.

Глаговский В. Б., Кассирова Н. А., Турчина О. А., Финагенов О. М., Цирухин Н. А. – Расчетные исследования сейсмостойкости опорного основания нефтегазовой платформы, № 7.

Глаговский В. Б., Финагенов О. М. – Сооружения на континентальном шельфе, № 9.

Головин Л. В. – Начало строительства Братской ГЭС на Ангаре: уникальное перекрытие реки первой очереди, № 11.

Гольдин А. Л. – Работы ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева в области оснований гидротехнических сооружений, № 9.

Гольдин А. Л., Панов С. И. – Исследования скального основания плотины Братской ГЭС, № 11.

Гордон Л. А., Гутов С. С., Скворцова А. Е., Храпков А. А. – Тангенциальные перемещения плотины и береговых примыканий Саяно-Шушенской ГЭС по данным натурных наблюдений, № 7.

Гордон Л. А., Скворцова А. Е., Стефаненко Н. И. – Анализ технического состояния плотины Саяно-Шушенской ГЭС по данным натурных измерений радиальных смещений и углов наклона горизонтальных сечений, № 1.

Горский А. Ю., Николаева Л. А. – Ирригационно-энергетический комплекс Халябия-Залябия в Сирии, № 2.

Гришин Н. Н., Грицук И. И., Дебольский В. К., Пономарев Н. К. – Экспериментальные исследования воздействия на водную среду отсыпок гравийных опор при строительстве морских газопроводов, № 2.

Гурьев А. П. – Анализ материалов Акта технического расследования причин аварии на Саяно-Шушенской ГЭС, № 4.

Дмитриев В. А., Шереметьев В. Н. – О кн.: Василевский А. Г., Штильман В. Б., Шульман С. Г. “Методы оценки надежности затворов гидротехнических сооружений (системный анализ)”, № 7.

Дурчева В. Н. – Результаты натурных наблюдений за работой бетонной плотины Братской ГЭС, № 11.

Дымант А. Н., Кузнецов Е. И., Прокопович В. С. – Литые асфальтобетонные диафрагмы грунтовых плотин, № 9.

Ермолаева А. Н., Засорина О. А. – Анализ и оценка степени уплотнения глинистых грунтов в теле и основании сооружений на примере дамб Д-8–Д-10 комплекса защитных сооружений Санкт-Петербурга от наводнений, № 8.

Железняк М. И., Кантаржи И. Г., Леонтьев И. О., Шахин В. М. – Математическое моделирование береговых процессов Имеретинской низменности для обоснования берегозащитных мероприятий, № 10.

Жеребятьев А. В. – Использование математического планирования эксперимента при проектировании и строительстве грунтовых сооружений, № 3.

Жиркевич А. Н., Бесстрашнов В. М., Шилина Е. Н., Стром А. Л. – Оценка расходов воды при прорыве существующих и потенциально возможных естественных перекрытий в бассейне р. Вахш выше намечаемой Рогунской ГЭС, № 12.

Жулин В. Н. – Результаты экспериментальных исследований волновых нагрузок на морские стационарные опоры больших поперечных размеров и сложного очертания, № 6.

Зерцалов М. Г., Косолапов А. В. – Разработка технологии ремонта и реконструкции гидротехнических сооружений с использованием алмазной резки и сверления, № 10.

Золотов Л. А., Шайтанов В. Я. – Завершение основной фазы строительства гидроузла “Три ущелья”; первый опыт эксплуатации, № 3.

Зуйков А. Л. – Формирование факела распыла свободной струи при выбросе закрученного потока в атмосферу, № 10.

Иванов А. В., Введенский О. Г., Султанова Е. Ф. – Рыбоохранный комплекс для морской энергетической установки, № 7.

- Ивашинцов Д. А., Пак А. П.** – Деятельность ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева по координации и научной организации выполнения государственных и отраслевых научно-технических программ, № 9.
- Историк Б. Л., Лисичкин С. Е., Олимпиев Д. Н., Ксенофонтов В. К., Новиков С. П.** – Расчетные исследования железобетонных конструкций наплавных блоков, предназначенных для перекрытия створов без предварительной подготовки основания, № 1.
- Кабатченко И. М., Литвиненко А. Г.** – Учет нерегулярности ветрового волнения при проектировании и эксплуатации морских портов, № 6.
- Кабатченко И. М., Полников В. Г.** – Определение расчетных характеристик ветра и ветровых течений по синоптическим данным с учетом волновых условий, № 6.
- Каганов Г. М.** – Новые словари по водному хозяйству, № 5.
- Каганов Г. М., Волков В. И., Учеваткин А. А.** – Пути усиления некоторых типов арочных плотин в широких створах, № 8.
- Калустян Э. С.** – Безопасность плотин на примере диагностики основания строящейся Богучанской ГЭС, № 5.
- Каминская В. И.** – Проектирование намывных оснований и сооружений в прибрежной зоне моря, № 1.
- Карабутов Н. Н., Рыбин А. Н., Карабутов П. Н.** – Методы оценки состояния подкрановых путей в морских портах, № 6.
- Карпик А. П., Епифанов А. П., Стефаненко Н. И.** – К вопросу о причинах аварии и оценка состояния арочно-гравитационной плотины Саяно-Шушенской ГЭС, № 2.
- Клёпов В. И.** – Управление водными ресурсами Московского региона для устойчивого водообеспечения в маловодных условиях, № 12.
- Клюкач А. А.** – К вопросу об оценке вибрационного состояния гидроагрегатов ГЭС, № 5.
- Клюкач А. А.** – Особенности вибрации гидроагрегата № 2 Саяно-Шушенской ГЭС, № 8.
- Кожевников Н. Н.** – Разработка и испытания моделей кондуктометрического консистометра для земснаряда, № 3.
- Козинец Г. Л., Потехин Л. П.** – Расчетное обоснование прочности и работоспособности сталежелезобетонной спиральной камеры здания Саяно-Шушенской ГЭС, № 7.
- Корчевский В. Ф., Малышев А. М., Количко А. В., Орехов В. В.** – Канкунская ГЭС на р. Тимптон в Республике Саха (Якутия): вариант грунтовой плотины с ядром из укатанного бетона, № 12.
- Костюков В. Д., Степанян Г. А.** – Закрепление слабых грунтов оснований причалов полиэтиленовыми перфорированными сваями, № 6.
- Кузнецов С. В.** – Братская ГЭС — 50 лет эффективной эксплуатации, № 11.
- Кузьменко А. П., Майнагашев С. М., Золотухин Е. П., Епифанов А. П., Кузьмин Н. Г., Лазуткин А. Е.** – Автоматизированная система регистрации землетрясений и мониторинга технического состояния плотин гидроэлектростанций, № 12.
- Кузьмин Г. П.** – О трансформации волн на подходах к порту, № 8.
- Курбанов С. О.** – Исследование гидравлических характеристик энергетических каналов несимметричного полигонального профиля, № 1.
- Лапин Г. Г.** – О темпах развития гидроэнергетики в России, № 1.
- Левина С. М., Штильман В. Б.** – Исследования по обеспечению надёжности оборудования гидротехнических сооружений ГЭС и АЭС, № 9.
- Литвиненко Г. И.** – Особенности проектирования гидротехнических сооружений в зонах действия ураганов и тайфунов, № 6.
- Литвиненко Г. И.** – Стратегия — лидера, тактика — профессионала, № 6.
- Литвиненко Г. И., Базыкин И. В.** – Накат низкочастотных волн сейсмического происхождения на сооружения и берега, № 6.
- Литвиненко Г. И., Кабатченко И. М.** – Гидрометеорологические причины разрушения сооружений грузового порта в районе устья р. Мзымта в декабре 2009 г., № 6.
- Литвиненко И. Г.** – Учет продолжительности шторма при расчетах массы элементов крепления откосов оградительных сооружений, № 6.
- Литвиненко И. Г., Федотова Д. А.** – Комплекс гидротехнических сооружений водозаборов АЭС “Куданкулам” (Республика Индия), № 6.
- Лобановский Ю. И.** – О расчетах гидроакустической устойчивости Яли, Тери и Ирганайской гидроэлектростанций, № 4.
- Логинов В. А., Шабанов В. А.** – Исследование фильтрационных течений в верховом клине грунтовой плотины, № 7.
- Лятхер В. М.** – Ортогональные гидротурбины малой мощности, № 4.
- Малаханов В. В., Левачев С. Н., Шурухин Л. А., Крюков И. А.** – Реконструкция гидравлической системы питания Рыбинского шлюза, № 10.
- Марчук А. Н.** – Использование несущей способности льда и скального основания на строительстве Братской ГЭС, № 11.
- Марчук А. Н.** – Прорыв, № 11.

- Марчук А. Н., Марчук Н. А., Манько А. В.** – Влияние тектонических напряжений на формирование напряженно-деформированного состояния бетонных плотин, № 10.
- Масляков Г. М., Кожевников Н. Н., Липский И. В.** – Отклик на статью “Гидрогеомеханический мониторинг намывных сооружений горных предприятий”, № 1.
- Машунин А. В., Давыденко Е. В.** – Морские пассажирские терминалы местных линий на побережье Большого Сочи, № 6.
- Машунин А. В., Копейкина Е. М.** – Контейнерный терминал в порту Раджин (КНДР), № 6.
- Михайлов М. Г.** – Нештатные ситуации, возникшие при монтаже, пусконаладке, эксплуатации и реконструкции технологического оборудования ГЭС, № 7.
- Натишвили О. Г., Тевзадзе В. И.** – Оценка глубин безградиентного и градиентного слоев гиперконцентрированного селевого потока, № 12.
- Орехов В. В.** – Объемная математическая модель и результаты расчетных исследований напряженно-деформированного состояния основных сооружений Рогунской ГЭС, № 4.
- Пак А. П.** – Формирование единой общегосударственной системы нормативных документов по проектированию гидротехнических и энергетических сооружений и их оснований, № 9.
- Панов С. И., Кривоногова Н. Ф.** – Научные аспекты гидротехники Крайнего Севера, № 9.
- Паперный А. Я.** – Совершенствование законодательной базы при проектировании и строительстве гидротехнических сооружений морских портов, № 6.
- Паремуд С. П., Волынчиков А. Н.** – Прогрессивные решения технического проекта гидроузла Шон-Ла на р. Да во Вьетнаме, № 4.
- Пермякова Л. С., Епифанов А. П.** – Формирование напряженно-деформированного состояния плотины Саяно-Шушенской ГЭС при наполнении водохранилища в 2010 г., № 4.
- Пехтин В. А.** – Об итогах участия делегации РНК в 79-м ежегодном Собрании Международной комиссии по большим плотинам (ICOLD), № 10.
- Пехтин В. А., Беллендир Е. Н., Радченко В. Г.** – Современный этап развития водного хозяйства и гидроэнергетики Вьетнама, № 2.
- Потапов А. Д., Дьяконов П. Ю.** – Утрата коэффициента динамичности как оценки грунтов основания гидросооружений при анализе СНиП “Строительство в сейсмических районах”, № 10.
- Радченко В. Г., Радченко С. В.** – Ремонт плотин из грунтовых материалов в случае нарушения фильтрационной прочности, № 5.
- Рассказов Л. Н.** – Учебник “Гидротехнические сооружения (речные)”, № 10.
- Савич А. И., Речицкий В. И., Замахаев А. М., Пудов К. О.** – Комплексные исследования деформационных свойств массива долеритов в основании бетонной плотины Богучанской ГЭС, № 3.
- Садович М. А., Шляхтина Т. Ф., Курицына А. М., Писарев В. Ю., Ким Е. Л.** – Современное состояние бетонной плотины Братской ГЭС, № 11.
- Саинов М. П.** – Расчетное обоснование несущей способности арочно-гравитационной плотины Саяно-Шушенской ГЭС и её основания, № 10.
- Свердлин Б. Л., Ищук Т. Б., Николаева О. С.** – Исследования систем технического водоснабжения и охладителей тепловых и атомных электростанций, № 9.
- Семенов В. М.** – Братская ГЭС — гидротехнический флагман инновационного развития России, № 11.
- Семенов А. Н.** – 50-летний юбилей ввода первых агрегатов на Братской ГЭС, № 1.
- Сидоров Н. П.** – Ответ на рецензию, № 5.
- Сидоров Н. П.** – Численные гидродинамические модели на высотных растрах географических информационных систем, № 5.
- Сметанин В. И., Согин А. В.** – Очистка и строительство водоемов с помощью средств гидромеханизации, № 5.
- Соболь С. В., Иконников Л. Б., Соболь И. С., Хохлов Д. Н.** – Анализ переформирования абразионных берегов Горьковского водохранилища за период эксплуатации 1957 – 2010 гг. с прогнозом на следующее десятилетие, № 12.
- Судаков В. Б.** – Основные разработки и исследования ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева в области бетона и бетонных работ, № 9.
- Тетельмин В. В.** – Коэффициенты упругоэластичности и пьезопроводности в задачах нестационарной фильтрации в основаниях высоких плотин, № 2.
- Тетельмин В. В.** – Механика образования трещин в напорной грани бетонной плотины, № 7.
- Толстикова В. В., Нгуен Дык Нгиа** – Численное моделирование разрушения системы “бетонная гравитационная плотина — блочное скальное основание”, № 10.
- Федосов В. Е.** – Строительство гидроузла Капанда в Анголе, № 2.
- Филиппова Е. А., Гинзбург С. М., Огнев А. К., Рагозин Д. А.** – Надежность эксплуатации сооружений напорного фронта Братской ГЭС, № 11.
- Финк А. К.** – Гидроэнергокомплекс Тери на р. Бахгирати в Индии, № 5.

Фридман М. М. – Способы подъема затонувших земснарядов, № 8.

Храпков А. А., Гинзбург С. М., Скоморовская Е. Я. – Исследования по обоснованию прочности бетонных и железобетонных конструкций гидросооружений, № 9.

Храпков А. А., Цейтлин Б. В., Скворцова А. Е. – Математическое моделирование напряженно-деформированного состояния бетонных и железобетонных конструкций энергетических сооружений, № 9.

Шайтанов В. Я. – Организация проектно-исследовательских работ Братской ГЭС, № 11.

Швайнштейн А. М. – Гидравлическое лабораторное обоснование условий пропуска расходов р. Ангары в периоды строительства и эксплуатации Братского гидроузла, № 11.

Швайнштейн А. М. – Гидравлические условия работы безнапорного отводящего тракта строитель-

ных глубинных водосбросов Бурейского гидроузла и их повреждения, № 7.

Шполянский Ю. Б. – Применение ортогональной турбины в низконапорных и свободных потоках, № 4.

Шуйфер М. И., Аргал Э. С. – Создание плотины Камбаратинской ГЭС-2 крупномасштабным взрывом: анализ опыта и уроки проектирования, № 12.

Шуйфер М. И., Аргал Э. С. – Создание плотины Камбаратинской ГЭС-2 крупномасштабным взрывом: некоторые результаты наблюдений, № 5.

Щедрин В. Н., Косиченко Ю. М. – О проблемах безопасности гидротехнических сооружений мелиоративного назначения, № 5.

Юркевич Б. Н. – Надежность электроснабжения, № 7.

Юркевич Б. Н. – Отзыв на ст. Лобановского Ю. И. “Автоколебания напорных систем и разрушение гидроагрегатов”, № 1.

Поздравления

Александрову А. Е., № 3.

Баранову А. Е., № 7.

Берлину В. В., № 7.

Борисову В. И., № 2.

Бронштейну В. И., № 1.

Газиеву Э. Г., № 12.

Гевирцу Г. Я., № 5.

Дьякову А. Ф., № 11.

Золотову Л. А., № 3.

Киселеву Н. П., № 12.

Парабучеву И. А., № 8.

Сапиру И. Л., № 12.

Семенову А. Н., № 11.

Семенову В. М., № 11.

Юркевичу Б. Н., № 4.

Памяти

Бернштейна Л. Б., № 12

Бронштейна В. И., № 8.

Инюшина Ю. М., № 3.

Картвелишвили Н. А., № 1.

Мальшева Н. А., № 12.

Миццулавы Ц. Е., № 1

Холина Н. Д., № 1.

Сдано в набор 25.10.2011. Подписано в печать 16.12.2011. Формат 60×84 1/8.

Печать офсетная. Печ. л. 8,5. 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

Отпечатано в типографии издательства “Фолиум”

ПОДПИСЫВАЙТЕСЬ

на журнал «Гидротехническое строительство»

Ежемесячный научно-технический журнал «Гидротехническое строительство» освещает отечественную и зарубежную практику по эксплуатации, проектированию и строительству гидротехнических сооружений, вопросы охраны окружающей среды, экологии, крупные водохозяйственные проблемы.

Целью издания журнала является также научно-техническое, методическое и информационно-справочное обеспечение организаций и специалистов, деятельность которых связана с проектированием, строительством, эксплуатацией, научным обслуживанием и надзором за безопасностью гидротехнических сооружений.

Журнал регулярно переводится на английский язык и распространяется по ведущим библиотекам мира.

В России подписку можно оформить в любом почтовом отделении связи.

Условия подписки можно найти в Объединенном каталоге

«Пресса России. Подписка-2012»

(Том 1. Российские и зарубежные газеты и журналы)

70224 — индекс журнала «ГИДРОТЕХНИЧЕСКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО»

ВНИМАНИЮ АВТОРОВ!

Сведения о переводе на английский язык статей из журнала «Гидротехническое строительство» можно получить в редакции по телефону (495)741-49-81.

По вопросам выплаты авторского гонорара за переведенные статьи обращайтесь в отдел валютных расчетов Российского авторского общества (РАО) по адресу:

125993, Москва, ГСП-3, ул. Большая Бронная, д. 6а, комн. 225.

Телефоны для справок: (495)697-33-35, 697-92-88, 697-06-68.

Часы работы: с 9-30 до 15-30, обеденный перерыв с 12-30 до 13-30.

*Редколлегия и редакция журнала
“Гидротехническое строительство”
поздравляют российских энергетиков
с профессиональным праздником
Днем энергетика.*

*Желаем всем доброго здоровья и
дальнейших успехов в работе на благо
гидроэнергетики нашей страны!*

Редакционная коллегия:

Лапин Г. Г. (гл. редактор), Абубакиров Ш. И., Александров А. Е., Аргал Э. С.,
Баранов А. Е., Беликов В. В., Беллендир Е. Н., Воскресенский С. М.,
Жиркевич А. Н., Золотов Л. А., Каганов Г. М., Липский И. В., Ляпин В. Ю.,
Марчук А. Н., Машина Л. Ф., Новоженин В. Д., Осипов А. Д., Парабучев И. А.,
Радченко В. Г., Семенов В. М., Семенов И. В., Серков В. С., Стафиевский В. А.,
Хазиахметов Р. М., Шайтанов В. Я., Шангин В. С., Юркевич Б. Н.

Адрес редакции:

Москва, Волоколамское шоссе, д. 2, к. 73

Почтовый адрес редакции:

109044, г. Москва, Воронцовский переулок, дом 2, стр. 1.

ЗАО НТФ «Энергопрогресс»

Тел./факс: (495) 741-49-81

E-mail: gts1930@yandex.ru

Internet: <http://www.energy-journals.ru>