



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.

№ 7

ИЮЛЬ

2010

Содержание

Безопасность гидротехнических сооружений

Беллендир Е. Н., Семенов Ю. Д., Штенгель В. Г. Первые результаты обследования строительных конструкций Саяно-Шушенской ГЭС после аварии 17 августа 2009 года 2

Воронков О. К. Основание Саяно-Шушенской ГЭС: строение, свойства, состояние 8

Храпков А. А. Состояние гидротехнических сооружений Саяно-Шушенской ГЭС в период зимней эксплуатации 2009/2010 г. 14

Строительство и эксплуатация

Розенталь Н. К., Чехний Г. В., Базанов В. Е., Борисов Т. Ю., Шурухин Л. А. Состояние бетона гидротехнических сооружений Рыбинского гидроузла. 22

Лятхер В. М. Гидроэлектростанции без плотин 32

Дискуссии

Лобановский Ю. И. Автоколебания напорных систем и разрушение гидроагрегатов 39

Мгалобелов Ю. Б., Дейнеко А. В. Расчетное обоснование безопасности современных гидротехнических сооружений и особенности учета воздействий от технологического оборудования при землетрясении. 46

Поздравление Б. Л. Историк 51

Из истории гидротехники

Бурдин Е. А. Схема “Большая Волга”: генезис и становление 52

Хроника

Серков В. С. Правилам технической эксплуатации электрических станций и сетей — 70 лет . . . 57

Серков В. С. Роль, задачи и проблемы развития стандартизации в обеспечении безопасности объектов гидроэнергетики 60

Памяти Рагозина Д. А. 64

На обложке – Волга (фото Бурдина Е. А.)

Первые результаты обследования строительных конструкций Саяно-Шушенской ГЭС после аварии 17 августа 2009 года

Беллендир Е. Н., генеральный директор, доктор техн.наук,

Семенов Ю. Д., зав. отделом,

Штенгель В. Г., кандидат техн. наук (ОАО “ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева”)

Приводятся первые результаты обследования строительных конструкций Саяно-Шушенской ГЭС после аварии 17 августа 2009 г.

Ключевые слова: Саяно-Шушенская ГЭС, строительные конструкции, гидроагрегаты, водоводы, инструментальные исследования.

17 августа 2009 г. в результате аварии на гидроагрегате № 2 (ГА-2) Саяно-Шушенской ГЭС произошло в значительных объемах разрушение строительных конструкций здания ГЭС (рис. 1). На рис. 2 приведен поперечный разрез здания ГЭС.

В результате аварии были разрушены монолитные железобетонные перекрытия на отм. 327,0 м у ГА-2, ГА-7 и ГА-9, колонны под монолитными перекрытиями этих агрегатов и стены кольцевых шахт генераторов в отм. 319,8 – 327,0 м (рис. 3). Полностью разрушены ограждающие конструкции МАРХИ машинного зала над ГА-2, ГА-3 и ГА-4. Снесены полностью или провисли многие консольные плиты вдоль стены нижнего бьефа, разрушено большое количество второстепенных конструкций; потоками воды, несущими обломки конструкций, повреждены лестничные марши.

Уже через несколько дней после аварии сотрудники ОАО “ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева” приняли участие в работе специальных комиссий по оценке ситуации на ГЭС, а с 1 сентября группа диагностического контроля ОАО “ВНИИГ им. Б. Е. Веденее-

ва” совместно с представителями Саяно-Шушенской ГЭС, ОАО “Ленгидропроект” и СибНИИГ выполняет техническое обследование железобетонных конструкций от перекрытий и колонн в отм. 319,8 – 327,0 м (блок А, рис. 2) до конструктивных элементов центральных агрегатных массивов, в которых располагаются гидроагрегаты (блок Б, рис. 2). Основная цель технического обследования на начальном этапе — оперативная оценка степени повреждений в результате аварии несущих конструкций машзала и центрального массива для последующего определения объемов восстановительных работ.

Обследование строительных конструкций состояло из четырех основных этапов:

анализ проектной документации, рабочих и исполнительных чертежей;

визуальное обследование конструкций, установление соответствия конструкций проекту, выявление видимых дефектов (наличие трещин, фильтрации, отслоений защитного слоя в железобетонных элементах, коррозии металлических элемен-



а)



б)

Рис. 1. Здание машинного зала:

а — до аварии; б — после аварии 17 августа 2009 г.

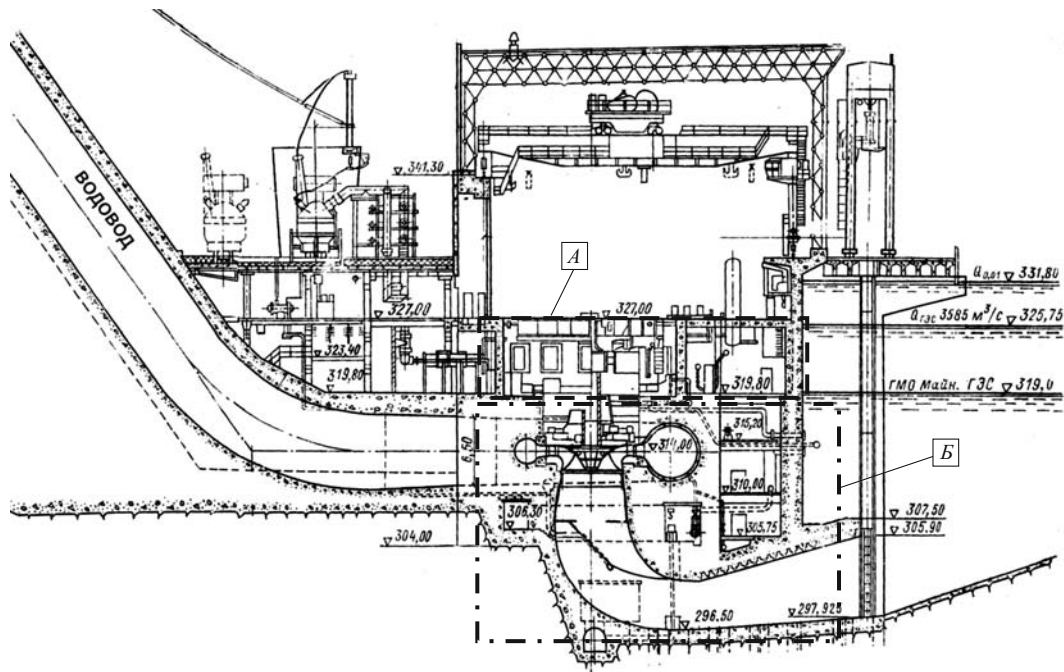


Рис. 2. Саяно-Шушенская ГЭС. Поперечный разрез здания ГЭС

тов, прогибов элементов, а также состояние стыков, сварных соединений и т.д.), составление плана детального обследования сооружения;

проведение комплекса инструментальных исследований методами неразрушающего контроля;

анализ результатов обследований, оценка технического состояния конструктивных элементов

сооружения и разработка рекомендаций по устранению выявленных дефектов.

Указанные работы приходилось выполнять практически одновременно и в предельно сжатые сроки согласно утвержденному оперативным штабом графику выполнения восстановительных работ. Контроль состояния строительных несущих

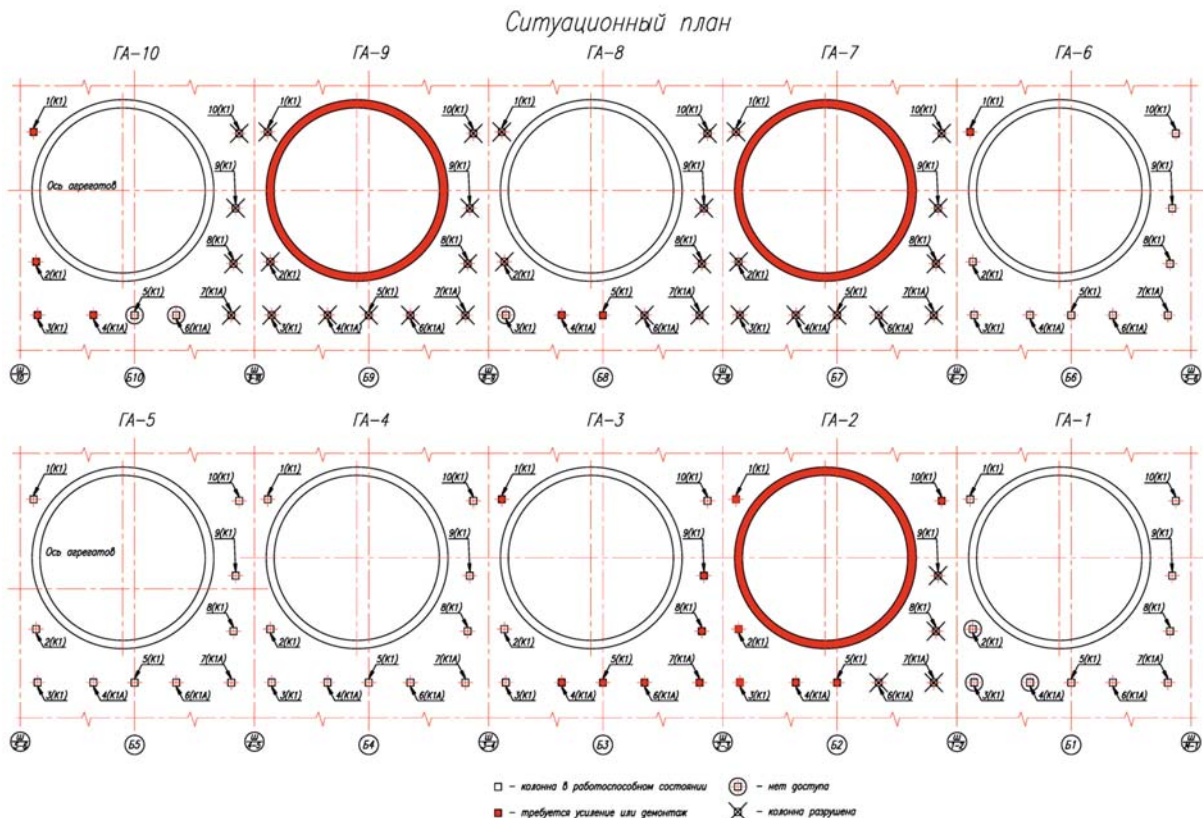


Рис. 3. В результате аварии были разрушены монолитные железобетонные перекрытия на отм. 327,0 м у ГА-2, ГА-7 и ГА-9, колонны под монолитными перекрытиями этих агрегатов и стены кольцевых шахт генераторов



Рис. 4. Ударно-динамические воздействия при разгоне и подъеме ГА-2 привели к разрушению “бочки” генератора, фундаментов ротора и статора, плиты перекрытия на отм. 327,0 м

конструкций и конструкций из массивного бетона проводился в период, когда к отдельным конструкциям безопасный доступ отсутствовал или был ограничен из-за значительного количества фрагментов разрушенных железобетонных конструкций и оборудования.

Особенностью исследований явилась необходимость принятия оперативных решений о судьбе конструкций. Скорость разборки и демонтажа разрушенных элементов диктовалась поисками в зава-

лах людей, а также решением таких технических задач, как:

- подготовка зала к восстановлению теплового контура;

- оценка возможности пуска в эксплуатацию сохранившихся гидроагрегатов или пропуска в режиме “холостой ход” воды из водохранилища;

- предотвращение повторных разрушений во время расчистки помещений.



Рис. 5. ГА-2. Образование серии субгоризонтальных и наклонных трещин раскрытием от 1 до 7 мм в колонне КГ1 в отм. 319,8 – 327,0 м (вид со стороны ГА-1)



Рис. 6. ГА-8. Разрушенная колонна К1



Рис. 7. Разрушение плиты перекрытия на отм. 327,0 м и “бочки” ГА-7

Источниками разрушений явились, в первую очередь, гидроагрегаты ГА-2, ГА-7 и ГА-9.

Анализ характера разрушений и повреждений обследованных конструкций позволил выделить следующие основные виды нештатных воздействий при аварии:

1. Ударно-динамические воздействия гидроагрегата № 2 (при его “разгоне” и подъеме под напором воды) привели к разрушению шахты (“бочки”) генератора, фундаментов ротора и статора, плиты перекрытия на отм. 327,0 м (рис. 4). Сила от ударов вращающегося ротора ГА-2 была такова, что полно-

стью была снесена половина массивной колонны КГ1 крановой эстакады выше отм. 327,0 м (рис. 1, б), а в отм. 319,8 – 327,0 м при падении ротора колонна получила значительные сдвиговые повреждения (рис. 5).

2. Прямые ударные воздействия обмотками статоров, фрагментами разрушающихся гидроагрегатов и “бочки” привели к разрушению опорных колонн перекрытия в отм. 319,8 – 327,0 м (рис. 6) и самих плит перекрытия на отм. 327,0 м (рис. 1, б, 4 и 7) в зонах аварийных блоков (ГА-2, ГА-7 и ГА-9).



Рис. 8. ГА-2. Трещины и разрушения сборных железобетонных конструкций помещений в отм. 320,0 – 327,0 м



Рис. 9. ГА-7. Разрушение керамической напольной плитки по бетонной стяжке на отм. 327,0 м



Рис. 10. ГА-8. Трещина в плите перекрытия

3. Ударно-динамические воздействия квазисейсмического типа, передаваемые от одного конструктивного блока к другому по плитам перекрытия от м. 327,0 м, привели к деформациям температурных швов между перекрытиями агрегатных блоков на м. 319,8 и 327,0 м, повреждению сборных железобетонных конструкций помещений в м. 319,8 – 327,0 м (рис. 8), к вспучиванию и разрушению набетонки под керамической напольной плиткой (рис. 9), а также к появлению трещин в некоторых плитах перекрытия м. 327,0 м (рис. 10).

4. Воздействие мощного водного потока, содержащего обломки строительных конструкций и сорванного оборудования, привело к повреждениям лестничных маршей (рис. 11) и кирпичных защитных стенок, к повреждению дверей и дверных коробок, стеклоблоков, шлакобетонных стен и отделочного слоя помещений.

5. Ударное воздействие отлетавших во время аварии обломков гидроагрегатов и строительных конструкций привело к повреждениям консольных плит, отделки помещений и покрытий строительных конструкций, повреждениям металлических конструкций перекрытия машинного зала и стеклоблоков.

На основании результатов визуального обследования на строительных конструкциях были выбраны зоны для проведения инструментальных исследований с применением методов неразрушающего контроля бетона:

магнитного метода с использованием прибора “Поиск 2.3” (применялся для оценки положения арматурных стержней относительно трещин, выходящих на поверхность конструкций);

механического метода упругого отскока с использованием склерометра ОМШ-1 — аналога молотка Шмидта типа N (применялся для оценки прочности поверхностных слоев бетона);



Рис. 11. Повреждения лестничных маршей под воздействием мощного водного потока, содержащего обломки строительных конструкций и сорванного оборудования

ультразвукового метода с использованием прибора “Пульсар 1.2.” (применялся для определения прочности бетона поверхностных и глубинных слоев бетона, а также для оценки глубины трещин, выходящих на поверхность бетона).

Кроме того, в комплект средств обследования входил ультразвуковой толщиномер А1208 для контроля толщины металла.

По состоянию на 1 мая 2010 г. обследованы: практически все конструкции перекрытий в м. 319,8 – 327,0 м и элементов между ними;

конструктивные элементы центральных агрегатных массивов ГА-4, ГА-5 и ГА-6;

конструктивные элементы центральных агрегатных массивов ГА-1, ГА-2 и ГА-3 (исключая турбинные водоводы и водопроводящий тракт);

водоводы ГА-5 и ГА-6 (сплошной визуальный и выборочный инструментальный контроль совместно с ООО “Природа” и СибНИИГ). Завершается обследование водовода ГА-4.

Выполнение ремонтно-восстановительных работ и отсутствие полного комплекта аварийных затворов со стороны нижнего бьефа не позволили до настоящего времени завершить обследование конструкций турбинных водоводов и водопроводящего тракта ГА-1, ГА-2, ГА-3, ГА-7, ГА-8, ГА-9 и ГА-10.

В процессе проведения обследований для обеспечения выполнения ремонтно-восстановительных работ совместно со специалистами ОАО “Ленгидропроект” оперативно решались вопросы о степени пригодности строительных конструкций к дальнейшей эксплуатации (снос, сохранение, реконструкция или усиление).

На основании выполненных обследований внутренней металлической облицовки сталежелезобетонных водоводов ГА-6 и ГА-5 были сделаны следующие выводы:

выявленные дефекты (отслоения, полости между бетоном и металлической облицовкой) не являются следствием аварии 17 августа 2009 г;

общее состояние металлоконструкций и швов внутренней металлической облицовки турбинных водоводов ГА-6 и ГА-5 работоспособное;

техническое состояние конструкций водоводов ГА-6 и ГА-5 позволяет ввести во временную эксплуатацию гидроагрегаты ГА-6 и ГА-5;

водоводы ГА-6 и ГА-5 не прошли требуемого нормативными документами [1, 2] полного многофакторного инструментального контроля. Однако их техническое состояние с учетом острой необходимости быстрого ввода в эксплуатацию водоводов ГА-6, ГА-5 с целью получить дополнительный резерв для пропуска паводковых вод и снижения нагрузки на водосброс, не рассчитанный на длительный период эксплуатации, позволяет отодвинуть срок их детального комплексного обследования до следующего планового ремонта (2012 – 2014 гг.).

К периоду следующего планового ремонта ГА-6 и ГА-5 рекомендовалось разработать мероприятия (подготовить конструкции и оснастку) для обеспечения доступа к любой точке внутренней и наружной поверхностям водовода для его детальной технической диагностики.

Контроль, осуществляемый в настоящее время, ограничен отсутствием инвентарной оснастки [3], позволяющей осуществить безопасный доступ к любой внутренней или наружной зоне поверхности водоводов для инструментального обследования. Учитывая габариты и особенности этих элементов сооружения, разработка, изготовление, монтаж и эксплуатация подъемных механизмов и площадок для безопасного размещения людей и оборудования представляют собой дорогостоящие мероприятия, которые могут быть необходимы только, исходя из требований длительной перспективы надежной эксплуатации всей серии из десяти водоводов.

Необходимо отметить, что водоводы, как и многие другие конструктивные элементы ГЭС, являются нестандартными крупногабаритными конструкциями, имеющими в основном односторонний доступ. Поэтому многие виды существующей измерительной аппаратуры требуется адаптировать к особенностям конструкций и условиям диагностирования.

При условии создания надежного доступа к любым участкам водовода кроме стандартного малоинформативного набора методов и средств следует применить систему современных подходов для оценки степени усталости металла и его геометрических структурных параметров, для оценки монолитности железобетонной обделки, особенно в зоне контакта с металлической облицовкой, корро-

зионного износа металла, состояния и, соответственно, необходимости устранения трещин в бетоне, распределения напряжений в металле и в бетоне по участкам водоводов и т.д. Это позволит скорректировать расчетную схему и достоверно оценить возможность дальнейшей эксплуатации водоводов и необходимость выполнения ремонтных мероприятий (которые также можно выполнить с разработанных платформ). Подобные многофакторные исследования турбинных водоводов на территории РФ никогда не проводились.

Общий процесс разрушений и повреждений строительных конструкций машзала, оборудования имел прогрессирующий характер в зависимости от распространения потока воды и захваченных им элементов разрушенных сооружений в отм. 319,8 – 327,0 м. В связи с этим возникает вопрос (в качестве дискуссионного) о целесообразности создания на ГЭС гидроизолированных блоков, т.е. разделения гидроагрегатов стеновыми элементами с созданием определенной направленности сброса воды в нижний бьеф (в случае аварийного прорыва воды в машзал), с минимизацией возможного бокового разлива (в данном случае по отм. 319,8 и 327,0 м). Подобные меры безопасности используются в кораблестроении и шахтном строительстве, например на Верхнекамском месторождении калийных солей [4].

Выводы

По результатам первых инструментальных обследований строительных конструкций Саяно-Шушенской ГЭС были сделаны следующие выводы:

источниками разрушений в первую очередь явились аварийные гидроагрегаты ГА-2, ГА-7 и ГА-9;

в результате аварии основные повреждения несущих конструкций от ударных воздействий аварийных агрегатов были расположены на отм. 319,8 – 327,0 м;

на отм. 305,0 – 319,8 м, в пределах центральных массивов обследованных агрегатов ГА-6, ГА-5 и ГА-4, разрушений, вызванных аварией, не выявлено. Состояние этих несущих конструкций можно оценить как работоспособное;

прочность бетона как сборных, так и монолитных конструкций — выше проектных величин (М300 – М400). Имеющийся запас прочности бетона позволил снизить объем разрушений конструкций в результате непроектных форс-мажорных воздействий;

водоводы ГА-6 и ГА-5 находятся в работоспособном состоянии, их техническое состояние позволило ввести во временную эксплуатацию гидроагрегаты ГА-6 и ГА-5.

Обследования строительных конструкций Саяно-Шушенской ГЭС предполагается завершить в 2010 г., согласно утвержденному оперативным штабом графику выполнения восстановительных работ. Окончательную оценку состояния конструкций СШГЭС можно будет дать после завершения обследования оставшихся агрегатных блоков и особенно аварийных агрегатов ГА-2, ГА-7 и ГА-9 (камер рабочих колес, спиральных камер, водоводов и т.д.).

Так как работы по многофакторному обследованию сталежелезобетонных напорных водоводов в РФ не проводились, необходимо подготовить конструкции и оснастку для безопасного перемещения людей. Необходимо разработать программу и провести комплексную техническую диагностику напорных водоводов в период с 2010 по 2014 г., в соответствии с графиком замены гидроагрегатов, в период вывода конкретного водовода из работы на длительный срок.

В настоящее время нормативные документы по обследованию сталежелезобетонных водоводов отсутствуют. На основании выполненных многофакторных исследований водоводов на СШГЭС целесообразно разработать отраслевой нормативный документ “Руководство по комплексному техническому контролю состояния напорных трубопроводов ГЭС”.

Список литературы

1. *Правила* технической эксплуатации электрических станций и сетей Российской Федерации. — М.: СПО ОРГРЭС, 2003.
2. *РД 153-34.0-20.340-98*. Методические указания по контролю за состоянием металлических трубопроводов гидроэлектростанций.
3. *Брызгалов В. И.* Из опыта создания и освоения Красноярской и Саяно-Шушенской гидроэлектростанций. Красноярск. 1999.
4. *Указания по защите рудников от затопления и охране подрабатываемых объектов в условиях Верхнекамского месторождения калийных солей* (Согласованы Госгортехнадзором РФ 24.03.2004 г.). — СПб, 2004.

Основание Саяно-Шушенской ГЭС: строение, свойства, состояние

Воронков О. К., доктор геол.-мин. наук (ОАО “ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева”)

Оцениваются инженерно-геологические условия основания Саяно-Шушенской ГЭС. Приводятся механические и фильтрационные характеристики основания, а также мероприятия по его подготовке и “лечению”.

Ключевые слова: основание Саяно-Шушенской ГЭС, возбужденная сейсмичность, деформируемость и прочность основания, фильтрационные расходы.

В 1962 – 1963 гг. Ленгидропроектом выполнялись изыскания для выбора створа будущей Саяно-Шушенской ГЭС (СШГЭС) на участке долины р. Енисей протяженностью около 30 км выше пос. Майна. Изучались пять участков: Майнский, Кибикский, Мраморный, Карловский и Джойский. В связи с пожеланиями строителей первоначально ориентировались на Джойский створ, где в основании залегает гранитная интрузия (во многом аналог основанию Красноярской ГЭС). Однако Джойский створ вскоре был исключен из рассмотрения по причине двух переуглублений в скальном основании (60 – 90 м) выше и ниже створа, выявленных сначала геофизикой, а затем подтвержденных бурением.

Наиболее благоприятные инженерно-геологические условия из этих пяти конкурирующих участков встречены на Карловском створе, который и был выбран для возведения арочно-гравитационной плотины высотой 242 м.

Необходимо отметить, что Саянская экспедиция Ленгидропроекта выполнила большой комплекс инженерно-геологических работ, затратив на них более шести лет. В частности, объем бурения —

41 км, проходка штолен — 2,5 км, фильтрационные опыты — 4000, геомеханические штамповые опыты — 65, сейсморазведка и сейсмокаротаж — 66 км, а также другие методы геофизики. Все это позволило в будущем избежать “геологических неожиданностей” [1].

Участок створа находится в пределах единого Джойско-Кибикского структурно-тектонического блока (СТБ), ограниченного Борусским и Кандатским разломами, в 11 км к северу от сейсмогенного (максимальная магнитуда 6) Борусского разлома. Джойско-Кибикский блок имеет форму “рыбки” (длиной около 500 км, максимальной шириной до 80 км) и вытянут с юго-запада на северо-восток.

Ближайшие к створу тектонические нарушения II – III порядка с зонами дробления мощностью от 5 до 15 м находятся в нижнем бьефе на удалении 1,5 – 3 км от створа: Карымовский (III порядка) и Таловский (II порядка). Они четко выражены в линейных элементах — встречных притоках (ручьях), впадающих в р. Енисей.

Скальное основание сложено метаморфическими сланцами Джебашской серии протерозоя. В правобережном примыкании, основании водослива и

водобойного колодца залегают парасланцы (продукт метаморфизма осадочных пород). В левобережном примыкании и в основании здания ГЭС залегают ортосланцы (продукт метаморфизма эффузивных пород). Падение сланцев преимущественно на юго-восток под углом $70 - 85^\circ$. Массив разбит тектоническими нарушениями IV – V порядков преимущественно северо-западного простирания и трещинами (всего выделено пять вертикальных систем и четыре пологие системы трещин, причем вертикальные трещины в основном залечены порообразующими минералами, а пологие — заполнены дисперсным грунтом и полые). Современных тектонических движений внутри Джойско-Кибикского СТБ не выявлено.

Физико-механические свойства пара- и ортосланцев (“в куске”) практически одинаковые (предел прочности на одноосное сжатие до 150 МПа). В переходной пачке характеристики несколько ниже. Средний объем элементарных породных блоков (ЭПБ) вне тектонических зон $0,5 \text{ м}^3$ (переходная пачка) — $0,7 \text{ м}^3$ (ортосланцы) — $1,0 \text{ м}^3$ (парасланцы), в тектонических зонах — $0,2 - 0,5 \text{ м}^3$ (парасланцы) и менее — $0,2 \text{ м}^3$ (ортосланцы).

Сланцы прорваны интрузиями джойских гранитов, а также дайками основных пород. Контакт с гранитами погружается в сторону нижнего бьефа и правого берега. Он находится на глубине около 200 м под секциями 15 – 25 и около 1 км под правобережными секциями. В зоне контакта сланцы окварцованы, ороговикованы, а сама зона контакта практически является водоупором. Этот фактор однозначно отвергает наличие возбужденной сейсмичности, связанной с созданием водохранилища, в окрестностях плотины.

На период изысканий зона интенсивного выветривания оценивалась первыми метрами, зона интенсивной разгрузки — первыми десятками метров, причем на левом берегу она больше, чем на правом. В настоящее время общая мощность зоны, где протекают деформационные процессы, оценивается величиной порядка 100 м.

Если оценивать инженерно-геологическую информацию об основании Саяно-Шушенской ГЭС и применить известную 100-балльную классификацию З. Бенявского [2], то основание набирает около 75 баллов, что соответствует оценке “хорошо”. Однако вряд ли следует рассматривать основание в отрыве от уникального сооружения — арочно-гравитационной плотины высотой 242 м в широком створе с почти предельно приемлемым соотношением её пролета к высоте ($\sim 4,5$).

Фоновая сейсмичность участка 8 баллов по шкале MSK-64. За почти 50-летний период (с 1962 г.) максимальная интенсивность зарегистрированных на Саяно-Шушенской ГЭС землетрясе-

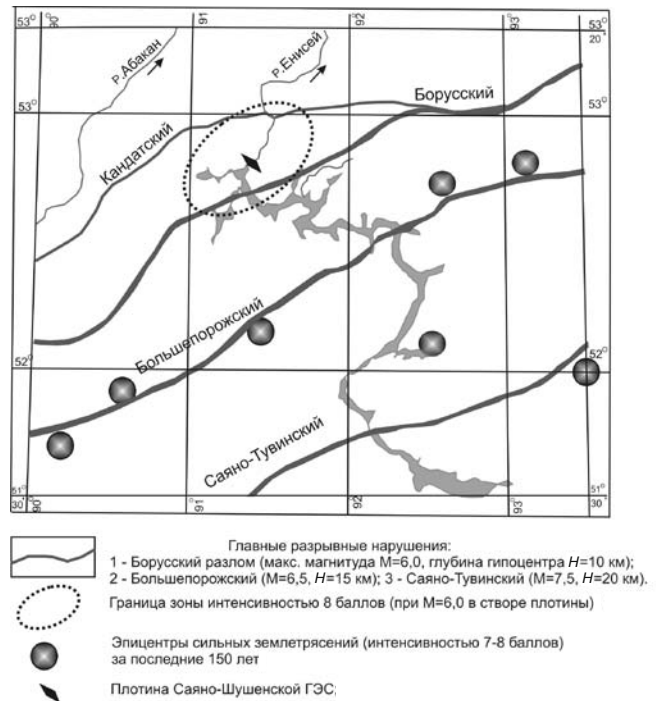


Рис. 1. Сеймотектоническая схема района водохранилища Саяно-Шушенской ГЭС

ний составила 3 балла (Шагонарское, 1994 г.) и 4 балла (Горно-Алтайское, 2003 г.) [8]. Менее крупные сейсмособытия связаны с Саяно-Тувинским, Большепорожским и Борусским разломами, которые пересекают зону водохранилища Саяно-Шушенской ГЭС. Наибольшую сейсмоактивность за последние 150 лет проявляют Большепорожский и Саяно-Тувинский разломы (рис. 1), удаленные от ГЭС на расстояние соответственно 60 и 130 км. Возбужденной сейсмичности, связанной с созданием водохранилища, не выявлено.

Условия проявления возбужденной сейсмичности, связанной с созданием водохранилища. Следует отметить, что в мировой практике гидростроительства лишь примерно в 10 – 20 % случаев создание водохранилища провоцирует повышение сейсмической активности — для этого необходимо сочетание целого ряда факторов [3, 11 и др.]:

- высота плотины более 90 м;
- объем водохранилища более 10^9 м^3 ;
- наличие блочной структуры основания (блоковой тектоники);
- отсутствие водоупора под водохранилищем;
- наличие крупных трещин под водохранилищем, обеспечивающих гидравлическую связь вод водохранилища с более глубокими горизонтами: 5 км и более;
- простираание субвертикальных тектонических зон и крупных трещин вдоль водохранилища;
- значительная скорость подъема воды в водохранилище или его сработки;

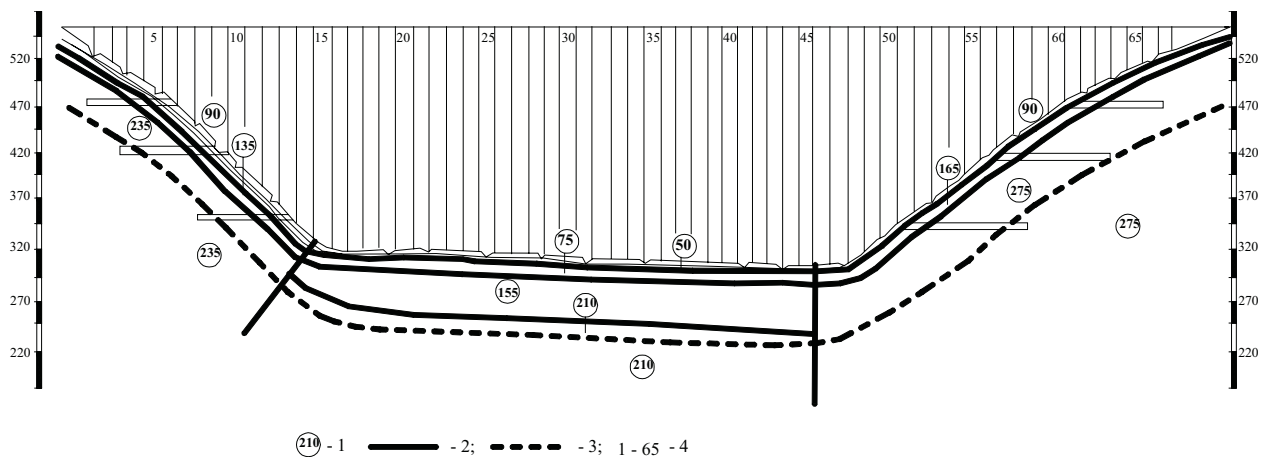


Рис. 2. Схематизированный деформационный разрез основания Саяно-Шушенской ГЭС в период эксплуатации гидроузла: 1 — значения $E_{\text{деф}}$, сотни МПа; 2 — границы зон квазиоднородных по значению $E_{\text{деф}}$; 3 — примерное положение подошвы активной зоны; 4 — номера секций плотины

продолжительная нагрузка, создаваемая водохранилищем (большой период, в течение которого сохраняется высокий уровень);

максимальная достигнутая нагрузка;

наличие на глубинах 5 – 10 км ослабленных зон соответствующей ориентации, по которым возможна потеря прочности;

заранее накопленные избыточные тектонические напряжения до уровня, близкого к $\tau_{\text{пр}}$ (т.е. наличие зон концентрации напряжений). Под воздействием напорных вод увеличивается поровое давление в породах, понижается эффективное сопротивление сдвигу (эффект Ребиндера): $\tau = c + (\sigma - p) \text{tg} \varphi$, где σ — геостатическое давление (γH); p — давление поровой воды; c, φ — параметры уравнения Кулона.

Водный импульс, связанный с наполнением водохранилища, характеризуется небольшой скоростью и проникает до глубины 5 км несколько месяцев. Также известно, что наиболее активно возбужденная сейсмичность проявляется в первые 5 – 10 лет после создания водохранилища. На Саяно-Шушенской ГЭС таких признаков нет. Точка зрения В. В. Тетельмина [16] о наличии активизации возбужденной сейсмичности в этом районе не подтверждается фактическим материалом. Тренды, свидетельствующего о росте сейсмособытий, не выявлено.

В период проектирования и строительства Саяно-Шушенской ГЭС во ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева и Ленгидропроекте выполнялись работы по инженерно-геологическому моделированию основания с разработкой геоструктурной, сейсмогеологической, фильтрационной и деформационной моделей скального основания. Эти материалы опубликованы в статьях [4, 5, 6] и нормативно-методических документах [9, 10, 13].

Механические и фильтрационные характеристики основания. По деформируемости основание неоднородное, но основной каркас относится к слабodeформируемому — $(100 - 200) \cdot 10^2$ МПа, реже к среднедеформируемому — $(50 - 100) \cdot 10^2$ МПа (рис. 2). Обращает внимание асимметрия деформируемости левого и правого берегов — несколько большая деформируемость левобережного премякания (модули деформации правого берега в 1,2 раза больше, чем на левом). Это связано с большей трещиноватостью ортосланцев и соответственно с меньшими размерами ЭПБ.

По прочности основание в целом прочное: согласно данным проекта в среднем по массиву $\tau = 1,0\sigma + 0,5$, а по зонам тектонических нарушений $\tau = 0,7\sigma + 0,05$ (табл. 1). Повторная обработка полевых материалов, выполненная д. т. н. Д. Д. Сапегиным по ГОСТ 20522–75, позволила повысить эти характеристики минимум на 30 %.

По водопроницаемости основание крайне неоднородное (на период изысканий отличие водопроницаемости отдельных элементов было пяти порядков и более): от слабоводопроницаемого до очень сильноводопроницаемого. По сравнению с основаниями-аналогами (“Цанков Камък” в Болгарии, Тимптонские ГЭС) основание СШГЭС по водопроницаемости значительно более неоднородное и более водопроницаемое. Разработанная А. М. Гуреевым [6, 10] дискретная фильтрационная модель основания СШГЭС имеет шесть градаций водопроницаемости: от $q < 0,01$ л/(мин · м²) до $q > 100$ л/(мин · м²). Принятый в проекте упрощенный (слоистый) фильтрационный разрез основания приведен на рис. 3.

Мероприятия по подготовке основания. С целью снижения уровня влияния трудно учитываемых факторов были выполнены следующие меро-

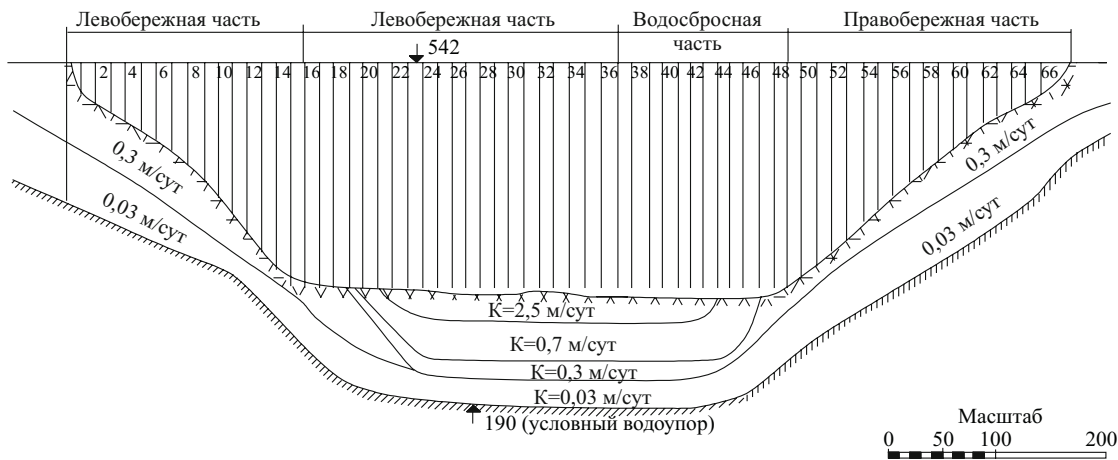


Рис. 3. Схематизированный фильтрационный разрез основания плотины Саяно-Шушенской ГЭС, использованный при проектировании: K — коэффициент фильтрации, м/сут

приятия по подготовке основания Саяно-Шушенской ГЭС:

съем слоя выветрелой и разуплотненной с поверхности скалы на глубину 5–7 м в русле и до 23 м (редко более) в береговых примыканиях;

площадная укрепительная цементация пород основания на глубину до 30 м для снижения и выравнивания их деформируемости на 75 % площади подошвы плотины;

глубокая (до 100 м) цементационная завеса и скважинный дренаж (к 1995 г. 773 скважины, из них в русле 268 дренажных скважин, максимальная глубина дренируемой зоны 43 м).

Состояние основания. Как известно, под напором плотина была поставлена в 1978 г. С тех пор он ежегодно увеличивался, и в 1990 г. водохранилище было заполнено до НПУ = 540 м. В начальный период эксплуатации выявились негативные особенности состояния основания, в частности:

процесс трещинообразования на контакте бетона с основанием;

формирование подзоны интенсивной техногенной разгрузки мощностью до 10 м, являющейся одновременно и подзоной высокой водопроницаемости;

увеличение фильтрационных расходов в цементационную галерею, которые стабилизировались в 1995–1996 гг. на уровне, в 3–4 раза превосходящем проектные: 518 л/с (1995 г.), 549 л/с (1996 г.) против 100–150 л/с в проекте. Цементационные работы 1991–1994 гг. оказались малоэффективными: расход в целом не сокращался, несколько изменились пути фильтрации вследствие кольматажа; при этом наблюдался вымыв цементного камня;

неодинаковая (асимметричная) деформируемость береговых примыканий: на левобережном примыкании (более трещиноватом) модуль деформации $E_{\text{деф}}$ в 1,2 раза меньше, чем на правобережном (рис. 2). Этот разрез относится к периоду 1997 г. и синтезирует информацию, полученную

геофизическими методами в период эксплуатации (Г. В. Михайловский), а также данные натурных наблюдений в этот же период (И. К. Соколовский).

Натурными наблюдениями на левом берегу зафиксированы остаточные смещения крайней секции в сторону нижнего бьефа; по данным ЛГТС СШГЭС получено: 3,8 мм (1993 г.); 5,3 мм (1994 г.); 7,5 мм (1995 г.), 11 мм (1996 г.), а для правого берега — в пределах точности измерений (± 2 мм).

Перечисленные выше негативные процессы в основании в этот период трактовались как повреждения, ведущие к ухудшению эксплуатационного состояния системы “плотина — основание” и требующие проведения технических мероприятий по обеспечению её надежности. В течение 1998–2003 гг. проводились ремонтные работы по укреплению плотины и разуплотненного скального основания с использованием эпоксидных смол “Родур”. Начало этих работ было выполнено фирмой

Т а б л и ц а 1

Сопrotивляемость сдвигу пород основания (по данным Ленгидропроекта), МПа

Данные 14 опытов	
Для контакта бетон — скала	$\tau_{\text{пр}} = 1,42\sigma + 2,65$
В среднем по массиву	$\tau_{\text{пр}} = 1,3\sigma + 1,8$
По трещине (два опыта)	$\tau_{\text{пр}} = 0,45\sigma + 0,3$
Расчетные характеристики на стадии проекта	
В среднем по массиву и по контакту бетон — скала	$\tau_1 = 1,0\sigma + 0,5$
Для зоны выветривания	$\tau_1 = 0,8\sigma + 0,2$
Для поверхностей трещин (заполнитель глинисто-древяный)	$\tau_1 = 0,7\sigma + 0,05$

“Солетанш”. Всего израсходовано 334 т смолы (на плотину и основание).

После “лечения” возросла жесткость системы “плотина — основание”. По данным [12] в послеремонтный период ежегодно увеличиваются остаточные смещения растяжения по контролируемой 30-метровой глубине скального массива (наибольшая — в верхнем 10-метровом слое; остаточные приращения растяжения достигли 0,78 мм (к 2005 г)). Наибольшее разуплотнение — под станционной плотиной (секции 21 – 25 и 28 – 31), где при наполнении водохранилища от отм. 500 м до 539 м разуплотнение достигло 4,0 – 5,5 мм. “Граница зоны приращения деформаций растяжения в основании вдоль подошвы плотины достигает 74 м при её ширине 105 м” [12, с. 12]. Однако это вовсе не значит, что трещина распространилась на 74 м. Деформации порядка $10^{-5} \dots 10^{-4}$ относятся к разряду упругих.

В пятах плотины у низовой грани — рост сжимающих напряжений. Суммарная деформация под низовой гранью (секция 18) с 1990 по 2009 г.г. составила $9,2 \cdot 10^{-5}$ (при базе деформометров 5 – 30 м $\Delta l \approx 0,5 - 0,3$ мм).

После “лечения” резко сократился суммарный фильтрационный расход по основанию и берегам (табл. 2), причем 80 % расхода приходится на станционную и левобережную часть. В 2008 – 2009 гг. выполнены работы по восстановлению цемзавесы левого берега (цемзавеса правого берега была восстановлена ранее).

По данным Э. Г. Газиева (2001, 2002 гг.) деформируются оба примыкания, причём остаточные деформации стали значительно меньше по сравнению с 1990-ми гг.: за 1 год не превышают $2,5 \cdot 10^{-5}$ как

на левом, так и на правом берегу (поскольку база деформометров 5 – 30 м, то это эквивалентно смещению до 0,75 мм за 1 год).

В январе — феврале 2010 г. в связи с уменьшением гидростатической нагрузки постепенно увеличивалось сжатие основания на удалении до 62 м от напорной грани.

Между III и IV столбами при сработке водохранилища с отм. 537,69 до отм. 528,4 м деформации сжатия уменьшались.

В 2010 г. фильтрационные расходы в целом уменьшились по сравнению с 2008 – 2009 гг. Под станционной частью расходы практически не изменились, кроме секции 29, где расходы увеличились примерно в 2 раза в связи с наличием двух изливающих цемскважин, ликвидация которых намечена на март — апрель 2010 г.

Расчеты устойчивости береговых примыканий в объемной постановке с учетом всех действующих сил (и при заниженных C и ϕ), выполненные Э. Г. Газиевым, показали достаточную устойчивость как левобережного, так и правобережного примыкания (при $K_n = 1,67$). В большинстве случаев получено $K > K_n$.

В настоящее время не вполне ясно, как инъецирование с применением “Родура” количественно повлияло на деформационные и прочностные характеристики пород в естественном залегании. По-видимому, в уточненных геомеханических моделях основания, которые в данный период разрабатываются, это влияние должно быть учтено. Можно полагать, что оно не идентично традиционной цементации [14].

Уже более 50 лет отечественные и зарубежные геомеханики справедливо говорят о необходимости учета естественных напряжений (ЕН) в скальных основаниях при проектировании ГЭС и в дальнейших исследованиях. Актуально это и по отношению к Саяно-Шушенской ГЭС. Работы в этом направлении вели В. Н. Кутепов (1964 г.), А. В. Лентьев, С. Н. Попов (1995 г.), В. И. Коптев (1997 г.); однако достоверной модели ЕН основания СШГЭС до настоящего времени нет.

О “прогибе земной коры в мантию”.

Мощность земной коры в районе СШГЭС 55 – 60 км [7], а не 12 км, как считает В. В. Тетельмин [15]. На глубине 60 км дополнительное давление от действия сосредоточенной силы $P = 1760$ МН (по В. В. Тетельмину), согласно решению Буссинеска, составит $\Delta\sigma \approx 3 \cdot 10^{-7}$ МПа, что по отношению к минимальному геостатическому ($\gamma H \approx 1800$ МПа) равняется $2 \cdot 10^{-8}$ %. Поэтому гипотетическая “просадка земной коры на 1 – 1,3 м” [15], а в публикации [16] — 0,3 м, представляется ошибочной.

Т а б л и ц а 2

Фильтрационные расходы Q в основании и берегах (по данным ЛГТС СШГЭС)

Год	Q , л/с
До инъецирования эпоксидными смолами	
1994	482
1995	518
1996	549
После инъецирования эпоксидными смолами	
2006	112
2007	82,3
2008	74,6

Примечание. По проекту $Q_{\max} = 150$ л/с.

Заметная осадка основания в верхней части разреза литосферы в результате строительства плотины и наполнения водохранилища действительно может иметь место, что связано с большей деформируемостью (меньшим модулем деформации) приповерхностных слоев скального основания, но к мантии и магме это не имеет никакого отношения.

Выводы

1. Инженерно-геологические условия основания Саяно-Шушенской ГЭС сложные, что связано с особенностями структуры тектонически нарушенных дислоцированных и смятых в складки метаморфических сланцев, прорванных интрузиями и дайками. Значительная неоднородность основания затрудняет выбор адекватной геомеханической и фильтрационной модели.

2. По основным параметрам, полученным в ходе изысканий, основание можно классифицировать как хорошее. От мантии Земли его отделяет 55 – 60 км, и на мантию плотина и водохранилище никакого влияния не оказывают. На глубине 60 км дополнительное давление от созданного водохранилища составит $\Delta\sigma_z \approx 3 \cdot 10^{-7}$ МПа, что по отношению к минимальному геостатическому давлению ($\gamma H > 1800$ МПа) составит менее $2 \cdot 10^{-8}$ %.

3. Основание живет вместе с плотиной, и все нагрузки (гидростатические, гидродинамические, температурные, ветровые, сейсмические и др.) основание переносит вместе с плотиной. Пока плотина будет существовать, будут меняться нагрузки и соответственно будут происходить изменения и в основании. Эта “супружеская пара” (в которой супругу 500 млн. лет, а супруге сейчас 32 года) может болеть, как это было в середине 1990-х гг. В этом случае нужен врач (эту роль тогда выполнила фирма “Солетанш”). После проведения ремонтных работ состояние основания можно классифицировать как работоспособное.

4. За плотиной и основанием следует наблюдать, диагностировать, выполнять расчеты и при необходимости их лечить.

Список литературы

1. Бадухин В. Н., Луцевич О. А., Пирогов И. А. Саяно-Шушенская плотина на р. Енисей // Геология и плотины. Т. X. — М.: Энергоатомиздат, 1986. С. 6 – 42.
2. Бок Х. Классификация скальных массивов // Введение в механику скальных пород (под ред. Х. Бока). — М.: Мир, 1983. С. 159 – 183.
3. Болт Б. Землетрясения. — М.: Мир, 1981.
4. Ваксар А. И., Воронков О. К. Связь модуля деформации скальных пород с пористостью и трещиноватостью, определенными геофизическими методами // Известия ВНИИГ. 1973. Т. 103. С. 189 – 200.
5. Гуреев А. М., Воронков О. К., Моторин Г. А. Методика построения сейсмогеологических моделей скальных массивов по данным сейсмических методов разведки // Труды коорд. совещ. по гидротехнике. Вып. 77: Дискретные среды в гидротехническом строительстве. — Л.: Энергия, 1972. С. 18 – 22.
6. Гуреев А. М. Инженерно-геологическая модель скального массива в основании гидротехнического сооружения // Труды коорд. совещ. по гидротехнике. Вып. 77. Дискретные среды в гидротехническом строительстве. — Л.: Энергия, 1972. С. 5 – 14.
7. Деменицкая Р. М. Кора и мантия Земли. — М.: Недра, 1967.
8. Затеев В. Б. Сейсмометрический контроль плотины Саяно-Шушенской ГЭС при взрывах // Гидротехническое строительство. 2008, № 11. С. 52 – 57.
9. Методика составления геоструктурных схем (моделей) скальных массивов в основаниях гидросооружений: П 55 – 90 / ВНИИГ. — Л., 1991.
10. Методика составления моделей водопроницаемости скальных массивов в основаниях гидротехнических сооружений: П 54 – 90 / ВНИИГ. — СПб, 1992.
11. Николаев Н. И. Механизм и особенности возникновения землетрясений, связанных с водохранилищем // Труды Гидропроекта. 1978. № 65. С. 9 – 28.
12. Пермякова Л. С., Епифанов А. П., Стефаненко Н. И. Состояние напорного фронта Саяно-Шушенской плотины после завершения ремонтных работ по снижению его водопроницаемости // Гидротехническое строительство. 2008. № 1. С. 9 – 13.
13. Рекомендации по методике составления геофизических схем (моделей) скальных массивов в основаниях бетонных плотин: П96 – 81 / ВНИИГ. — Л., 1981.
14. Сапегин Д. Д., Ширяев Р. А., Карпов Н. М., Никитин А. А., Фрадкин Л. П. Геомеханические исследования скальных оснований гидротехнических сооружений // Известия ВНИИГ. 1972. Т. 100. С. 335 – 348.
15. Тетельмин В. В. Воздействие строительства крупных гидротехнических сооружений на изостатическое состояние земной коры // Гидротехническое строительство. 2009. № 9. С. 46 – 50.
16. Тетельмин В. В. Анализ необратимых процессов в створе плотины Саяно-Шушенской ГЭС // Гидротехническое строительство. 2010. № 2. С. 47 – 51.

Состояние гидротехнических сооружений Саяно-Шушенской ГЭС в период зимней эксплуатации 2009/2010 г.

Храпков А. А., главный научный сотрудник
ОАО “ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева”

Описано состояние гидротехнических сооружений Саяно-Шушенской ГЭС в период зимней эксплуатации 2009/2010 г.

Ключевые слова: Саяно-Шушенская ГЭС, температурный режим плотины, радиальные перемещения, напряжения, деформации, раскрытие швов, фильтрационный режим.

Комиссия ОАО “РусГидро” по преддекларационному обследованию гидротехнических сооружений Саяно-Шушенской ГЭС работала в пос. Черемушки в период с 12 по 17 марта 2010 г. С сообщениями по важнейшим аспектам эксплуатации ГЭС в условиях, сложившихся после аварии 17 августа 2009 г., на заседаниях комиссии выступили, в частности, следующие специалисты: Вульфович Н. А. (ОАО “Ленгидропроект”), Гордон Л. А. (ОАО “ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева”), Гутов С. С. (ОАО “Саяно-Шушенская ГЭС имени П. С. Непорожного”), Коган Е. А. (ОАО “НИИЭС”), Пермякова Л. С. (ОАО “Саяно-Шушенская ГЭС имени П. С. Непорожного”), Решетникова Е. Н. (ОАО “Саяно-Шушенская ГЭС имени П. С. Непорожного”), Стефаненко Н. И. (ОАО “Саяно-Шушенская ГЭС имени П. С. Непорожного”), Ульянова Н. П. (ОАО “Саяно-Шушенская ГЭС имени П. С. Непорожного”).

В результате работы комиссии был составлен и утвержден в ОАО “РусГидро” соответствующий акт. С использованием основных положений указанного акта, а также данных, приведенных в сообщениях вышеперечисленных специалистов, и подготовлена настоящая статья, цель которой заключается в том, чтобы информировать инженеров-гидротехников о действительном положении дел на плотине СШГЭС.

В 2009 г. максимальная отметка УВБ была достигнута в сентябре и составила 537,65 м, после чего началась сработка водохранилища. Максимальные сбросные расходы через эксплуатационный водосброс за весь период сработки отмечались 26.09.09 г. и составили 3440 м³/с, но в основном сбросные расходы были меньше указанного значения. Максимальные перемещения гребня плотины в сторону НБ наблюдались 22.09.09 г. и составили 131 мм, при максимально наблюдаемых ранее — 142 мм. К моменту становления зимнего режима пропусков расходов (декабрь 2009 г., при установке открытия водосбросных отверстий на 1,2 м) перемещения плотины в НБ составили 121 мм.

Осенне-зимний период 2009/2010 г. характеризовался максимальными притоками за период эксплуатации (в январе на 30 – 40 м³/с больше макси-

мально наблюдаемых в предыдущие периоды осенне-зимней межени). Кроме того, в декабре — феврале отмечались аномально низкие температуры воздуха. Среднесуточная температура составила – 29,2 °С, что естественно отразилось на состоянии ГТС.

Температурный режим плотины

Прошедшая зима в целом характеризуется аномально низкими температурами наружного воздуха. Среднемесячная температура наружного воздуха в декабре составила – 8,9 °С, в январе — – 17,8 °С, в феврале — – 16,2 °С (табл. 1). Если сравнивать со средними температурами по месяцам за последние 20 лет, то все три месяца зимы 2009/2010 г. имеют более низкую температуру относительно среднегодовых значений. Так, в декабре было холоднее на 1,4 °С, в январе — на 7,5 °С, а в феврале — на 8,5 °С (Δ в табл. 1).

Температура воды в нижнем бьефе (НБ) в начале октября была 13 °С, к 15 января опустилась до 2,3 °С. После того, как водохранилище замерзло (18.01.10 г.), температура воды к концу января немного повысилась — до 3,2 °С. На 5 марта температура воды в НБ составляла 2,2 °С, на 12.03.10 г. — 2,6 °С.

Низовая грань плотины в секциях, лишенных конструктивных элементов. Температуры бетона вблизи низовой грани в середине марта приводятся на рис. 1. У грани температура бетона составляла – 6 °С, на расстоянии 1 м — – 9 – 10 °С. На глубине до 4 м от низовой грани отмечено промерзание бетона (следствие распространения волны январско-февральских холодов в глубь плотины).

При УВБ 516,6 м температурное поле низовой грани плотины относительно температурного поля 2009 г. при близком УВБ характеризуется более высокими температурами непосредственно у грани до 1 °С, но чуть глубже бетон остается более холодным: на 3 – 4 °С на глубине 1 м, на 2 °С на глубине 3 м и на 0,5 °С на глубине 12 м. Соответствующие приращения температур от 2009 к 2010 г. представлены на рис. 2.

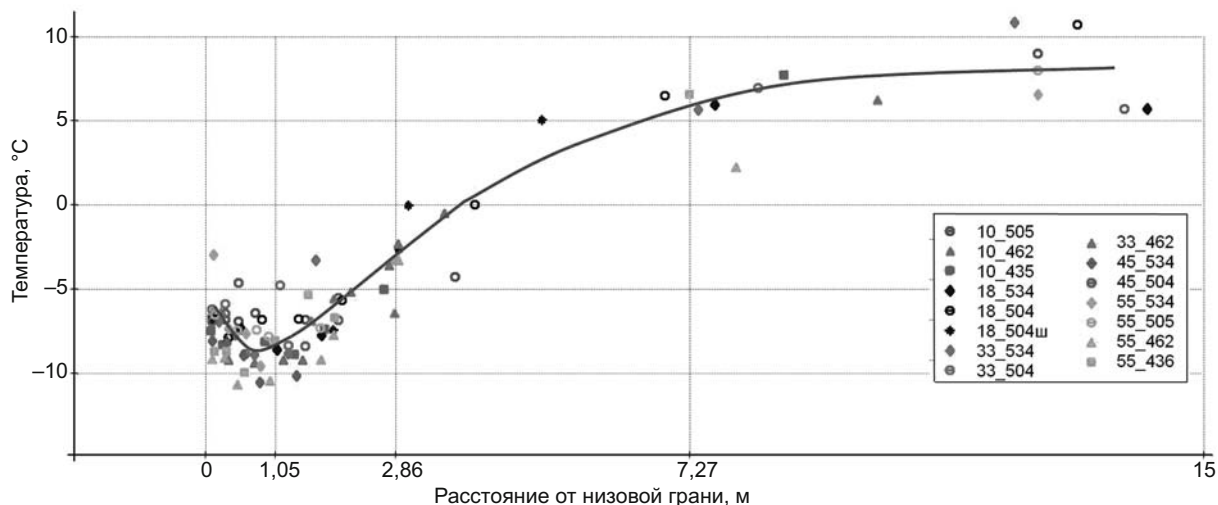


Рис. 1. Температуры в бетоне низовой грани 10 марта 2010 г. при УВБ 516,6 м

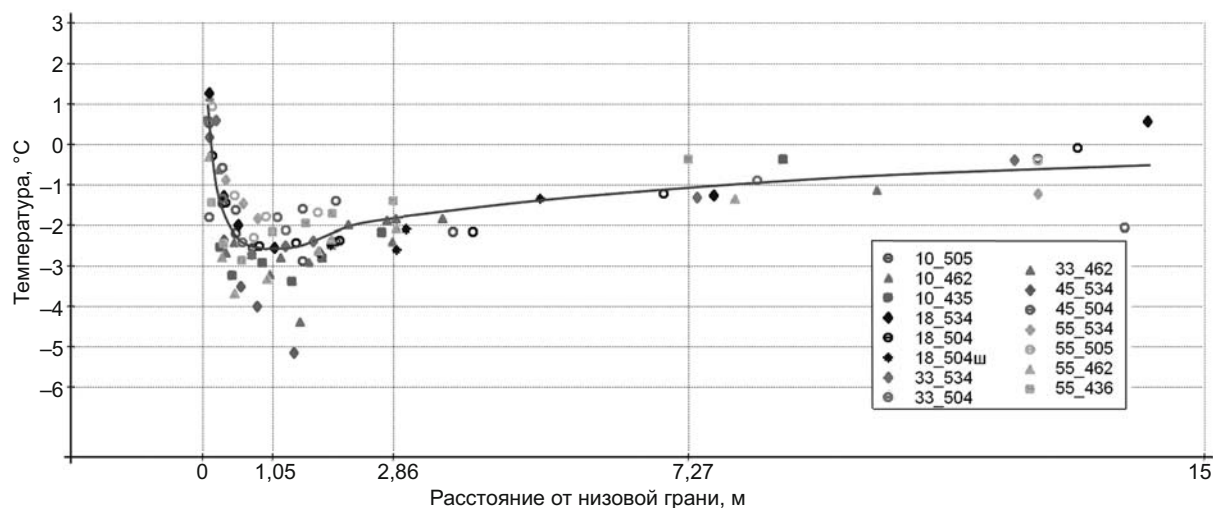


Рис. 2. Приращения температур в бетоне низовой грани 10 марта 2010 г. к 08 марта 2009 г. при УВБ 516,6 м

Температурный режим водосливных секций. Влияние на температурный режим плотины СШГЭС оказала не только более низкая, чем прежде, температура наружного воздуха, но и другой, отличный от обычного, режим эксплуатации плотины, а именно работа водослива в зимнее время и не заполненные водой водоводы. В верхней части водосливных секций (секция 45) происходит охлаждение области, примыкающей к пазам затворов и

аэрационной галереи, при самоаэрации потока воды наружным холодным воздухом. Верхняя часть секций (отм. 535 и 504 м) имеет более низкие температуры относительно прошлого года по всему сечению; до 9 °С в центре сечения на отм. 535 м и до 2 °С в центре сечения на отм. 504 м. Сечение на отм. 535 м полностью проморожено, в центре секции зафиксирована температура – 0,9 °С. На отм. 505 м сечение не проморожено, в центре температуры + 6 °С (рис. 3).

Среднемесячная температура наружного воздуха, °С

Месяц	Средняя за 20 лет (1990 – 2009)	Зима 2009/2010	Δ
декабрь	– 7,5	– 8,9	– 1,4
январь	– 10,3	– 17,8	– 7,5
февраль	– 7,7	– 16,2	– 8,5

В зоне воздействия потока воды водосливная грань по сравнению с прошлым годом имеет более высокую температуру на глубину до 8 – 10 м (непосредственно под лотком температура выше на 7 – 8 °С).

Работа водослива продолжительное время в конце лета и в начале осени, когда вода в водохранилище наиболее прогрета, привела к повышению температуры напорной грани ниже порога водосли-

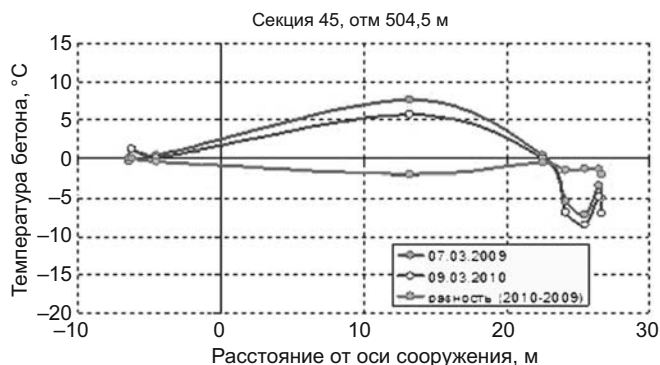


Рис. 3. Температура бетона в секции 45, отметка 504,5 м

ва (отм. 479 м) до отм. 393 м вследствие перемешивания воды.

Максимальный прогрев напорной грани на отм. 462 м наблюдается в начале ноября. Напорная грань прогревается на глубину до 7 м. На начало марта прогрев напорной грани еще сохранился, и если сравнивать с предыдущим годом, то напорная грань теплее: от грани 1,5 м — на 0,3 °C, от грани 3,3 м — на 0,6–0,7 °C, от грани 4,7–6,9 м — 0,5 °C.

Максимальный прогрев напорной грани на отм. 432 м наблюдается во второй половине декабря. Грань прогревается на глубину 3,7 м. На расстоянии 0,2 м от верхнего бьефа (ВБ) (секция 33) максимальная температура напорной грани была выше, чем в декабре 2008 г., на 0,6 °C, в секции 18, 0,1 м — на 0,8 °C.

На расстоянии 1 м (секция 18) от напорной грани разница с 2008 г. составила 0,6, на расстоянии 1,7 м (секция 33) — 0,25 °C, на расстоянии 3,7 м (секция 33) — 0,1 °C. На начало марта сохранился незначительный прогрев напорной грани на глубине 1,7–3,3 м и превысил температуру на прошлогодней ветви сработки на 0,2–0,1 °C.

На отм. 393 м наблюдается незначительное повышение температуры напорной грани плотины (январь) из-за перемешивания воды в водохранилище. Наиболее заметное влияние наблюдается в секции 45, где температура напорной грани на расстоянии 1,5 м от грани превысила прошлогоднюю на 0,2 °C, в секции 18, ронг 0,6 м — на 0,1 °C.

На отм. 504 м грань выше УМО на 10.03.10 г. находится под водой. Температура бетона в этой зоне на глубину до 3 м выше, чем на прошлой ветви сработки на 0,5–0,7 °C.

Напорная грань на отм. 534 м с середины октября находится под воздействием температуры наружного воздуха. При нормальном режиме сработки УВБ 534 м наблюдается примерно в первой декаде декабря, почти на два месяца позже. Поэтому нынешней зимой напорная грань верхушки плотины имеет более низкие температуры, чем при проектном режиме сработки водохранилища. На отм. 534 м более низкие температуры наблюдаются по всему сечению. Напорная грань проморожена на глубину 2 м.

Температурный режим турбинных водоводов. Температура воздуха на порогах (на высоте 1,0–1,5 м) водоприемных отверстий турбинных водоводов ГА № 1–4 и 7–10 положительная и находится в пределах от +7 °C до +12 °C (осмотр водоприемников 04.02.10 г.).

Участки водоводов, проходящие в теле плотины, обмерзаний внутренних поверхностей не имеют.

Температура бетона в зоне водоприемных отверстий выше, чем при нормальном режиме эксплуатации (на 6 °C в секции 30 и на 2 °C в секции 22).

По результатам осмотра семи турбинных водоводов металлическая оболочка колена турбинных водоводов на отм. 482 м (участок выхода водоводов на низовую грань плотины) покрыта слоем инея изнутри, т.е. проморожена. Зафиксированная температура металлической оболочки водовода первого

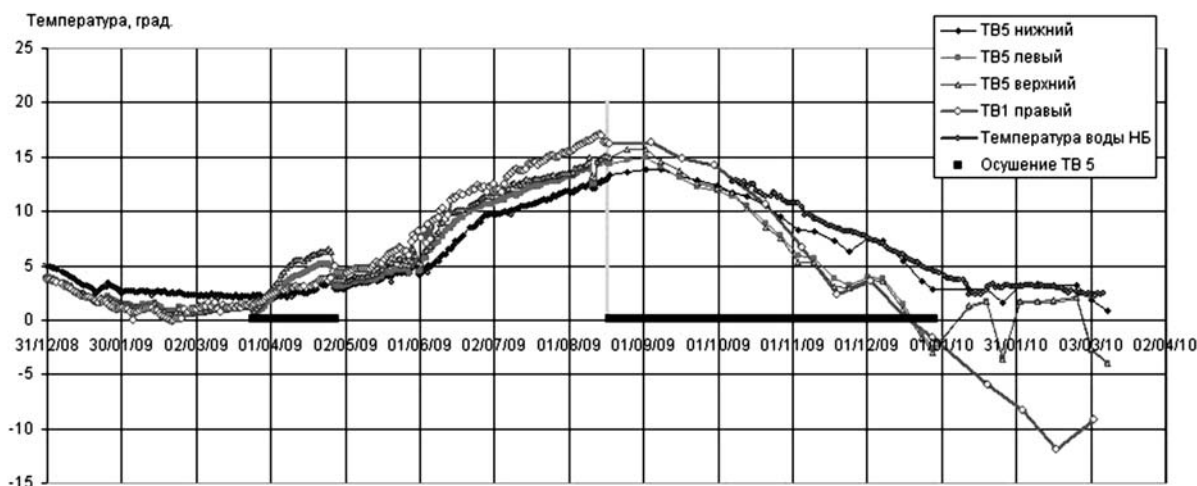


Рис. 4. Температура на оболочке водоводов ГА № 1, 5

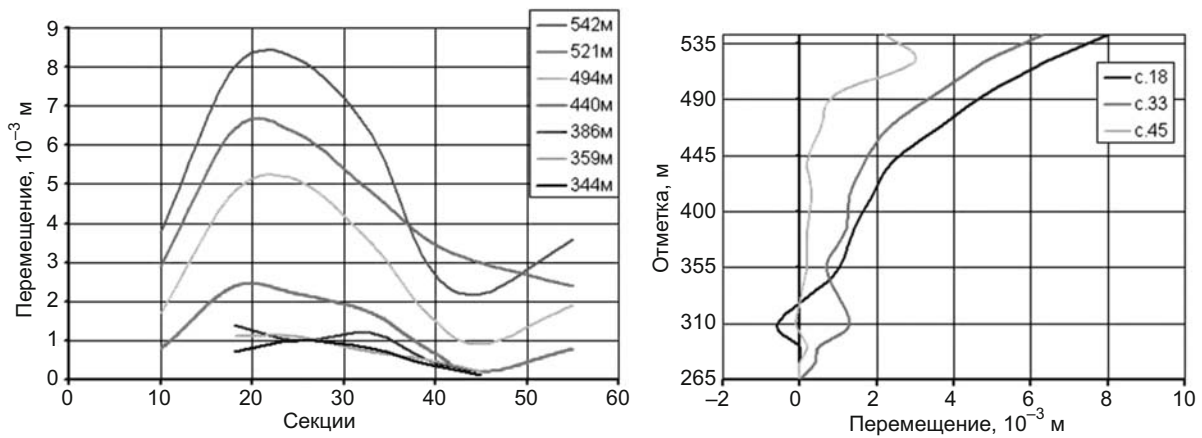


Рис. 5. Распределение радиальных перемещений плотины в плане и по створам отдельных секций

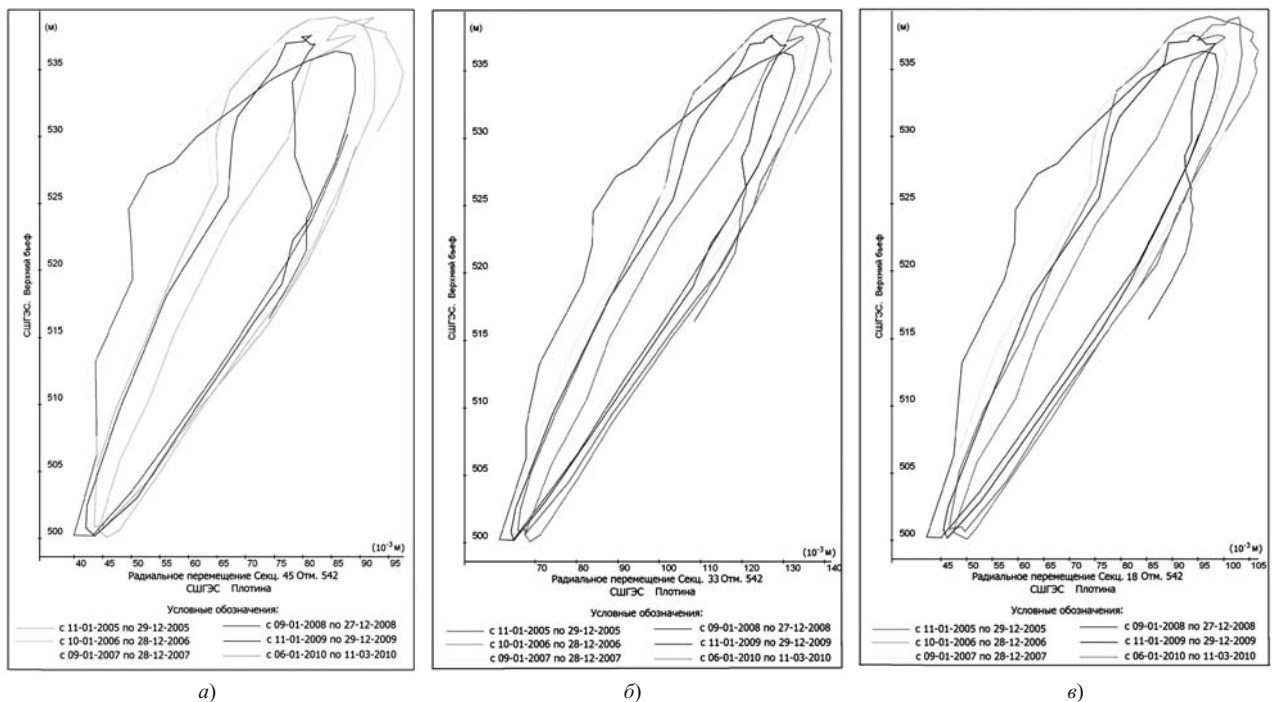


Рис. 6. Циклограммы радиальных перемещений на гребне секций 45, 33, 18 за период 2005 – 2010 гг.

агрегата на отметке 462 м в конце февраля понизилась до -12°C , 10 марта составляла -8°C .

Водоводы ГА-5 и ГА-6 большую часть времени заполнены водой. При осушении пятого гидроагрегата температура верхней части металлической оболочки водовода понижается ниже нуля (на 10.03.10 г. температура составляла -4°C) Соответствующие результаты представлены на рис. 4.

Радиальные перемещения

Характер изменения радиальных перемещений в плане и по створам отдельных секций плотины (рис. 5) определялся соотношением гидростатической нагрузки и температурных воздействий.

Максимальные перемещения на гребне секции 33 наблюдались 25 сентября и составили 130,7 мм. До середины ноября при интенсивных сбросах

($2000 - 3000 \text{ м}^3/\text{с}$) радиальные перемещения уменьшились до $\approx 120 \text{ мм}$ (на гребне секции 33). После перехода на зимний режим сброса (половина I ступени открытия водосливных отверстий) в условиях медленного снижения УВБ ($8 - 10 \text{ см/сут}$) и интенсивного остывания нижней грани доминирующее влияние на НДС плотины оказывал температурный фактор, вследствие чего радиальные перемещения плотины до середины февраля практически не изменялись. Как отмечалось выше, зима 2010 г. отличалась аномально низкими температурами: температуры января — середины февраля на 8°C ниже прошлогодних значений. С начавшимся в середине февраля потеплением начался возврат плотины в сторону верхнего бьефа. С вводом 20 февраля в работу ГА-6 интенсивность снижения УВБ возросла

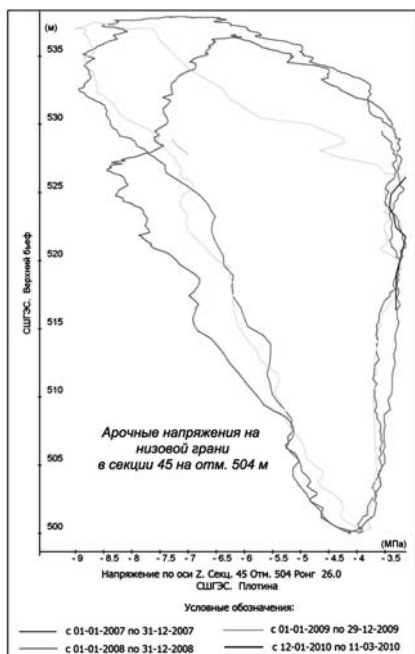


Рис. 7. Арочные напряжения на низовой грани в секции 45 на отм. 504 м

до 19 – 24 см/сут, а вместе с ней увеличилась и интенсивность возврата плотины в верхний бьеф. Описанный процесс иллюстрируется циклограммами радиальных смещений гребня секций 45, 33, 18 (рис. 6).

Из-за подогрева правобережной части плотины сбрасываемой водой и охлаждения левобережной ее части при отсутствии воды в водоводах на сработке 2009/2010 г. изменился характер перемещений: стационарная часть плотины больше наклонилась в сторону нижнего бьефа относительно водосбросной части. Дополнительная асимметрия наблюдалась в течение всего периода сработки и достигла своего максимума в конце февраля, когда разница в смещениях на гребне между секциями 25 и 45 относительно 2009 г. составила 7 мм.

Напряжения, деформации и раскрытие швов

На сегодняшний день напряженное состояние напорного фронта плотины оценивается по 44 % розеток от числа установленных по проекту, низовой грани — по 33 %. В ответственных зонах отдельных секций напряжения оценить невозможно. Так, в секции 45 для определения напряжений на низовой грани может быть использовано 10 % от числа установленных. В ключевой секции 33 напряженное состояние низовой грани контролируется по 60 % розеток.

По береговым примыканиям деформации измеряются углепластиковым жезлом; при применяемой методике измерений большое количество наложений базы жезла (3 м) при длине измерений 30 м дает большую систематическую ошибку. По изме-

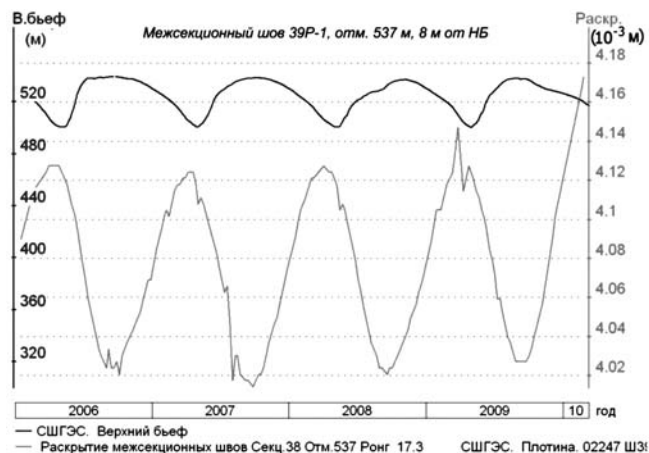


Рис. 8. Раскрытие межсекционного шва 39-Р1

рениям углепластиковым жезлом амплитуда деформаций не превышает значений прошлых лет. Плановые смещения штолен плотины измеряются угловым методом. По имеющимся данным деформации левого берега превысили прошлые года, деформации правого берега соответствуют значениям предыдущих лет.

В 2009 г. сработка водохранилища началась 22 сентября в 2008 г. значительно позднее — 8 ноября. В 2009 г. к 1 ноября максимальные сжимающие арочные напряжения на низовой грани (кроме секции 45 ниже отм. 479 м) уменьшились на 20 – 25 %. Более низкие температуры наружного воздуха зимой 2009/2010 г. послужили причиной дальнейшего более интенсивного относительно прошлых лет уменьшения арочных напряжений. И, как следствие, к 13.01.10 г. арочные напряжения уменьшились относительно максимальных значений на 60 – 80 %, в то время как на предыдущей ветви сработки — лишь на 40 – 50 %. Соответствующие циклограммы за 2007 – 2010 гг. даны на рис. 7. В результате конструктивные и строительные швы на низовой грани раскрылись на 1 – 3 недели раньше, и их раскрытие было большим относительно предыдущих лет.

На низовой грани секции 45, омываемой водой, арочные напряжения до января 2010 г. соответствовали максимальным значениям. Под водоводом секции 18 остывание происходило также с большей относительно прошлых лет интенсивностью.

Напряжения арочного направления на напорной грани к 1 ноября 2009 г. уменьшились на 12 – 18 % (максимально на отм. 534 м) на отметках выше 462 м. В период с 5 ноября по 13 января интенсивность их изменения была существенно выше прошлых лет (кроме секции 18). Со стороны напорной грани секции 18 на отм. 534 м, где принудительный обогрев воздуха в помещениях был удовлетворительным, интенсивность уменьшения арочного сжатия соответствует трем предыдущим циклам сра-

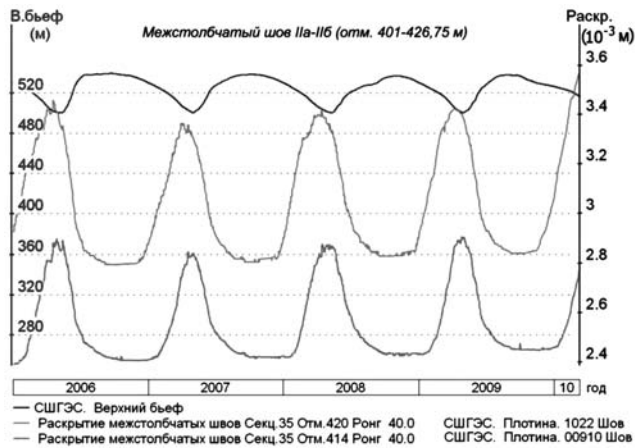


Рис. 9. Раскрытие межстолбчатого шва IIa – IIб в секции 35 с отметки 401 м до отметки 426,75 м

ботки. На отм. 504 м на удалении 19,8 м от грани до 20 января арочные напряжения соответствуют максимальным.

На напорной грани секций 45, 33 и 18 на отм. 465 м, где температура воды в водохранилище в результате перемешивания повышалась, отмечалось увеличение сжатия в арочном направлении, которое стало уменьшаться со второй половины декабря с интенсивностью, соответствующей прошлым годам.

Со стороны низовой грани межсекционные швы в отметках 534 – 539 м раскрыты на глубину до 8 м. В секциях водосбросной плотины раскрытия швов на глубине 8 м достигали 0,7 мм, это означает, что глубина раскрытия более 8 м (10 – 12 м). В этом году доступ к местам измерения по ряду щелемеров невозможен. Нет оснований полагать, что в этом году глубина раскрытия швов меньше, чем в прошлом. Измеренные раскрытия в секции 39 (отм. 537 м) на глубине 8 м соответствуют 0,14 мм, что несколько больше максимального значения прошлого года, которое наблюдалось в апреле. Соответствующая хронограмма показана на рис. 8.

Ниже порога водослива раскрытие швов отмечается на глубине до 1 м. В зоне переменного уровня швы раскрыты (выше отм. 528 м) на глубину до 5 м. Величина раскрытия шва на глубине 0,75 м составляет 0,7 – 1,7 мм (отм. 537 м).

Шов IIa – IIб, выполненный с отм. 401 до отм. 426,75 м (ранее там была организована транспортная полка) в секции 35 раскрыт на глубину не менее 12 м, раскрытие на глубине 6 м составляет 0,73 мм (рис. 9). Максимальное раскрытие обычно наблюдается в апреле. Шов I – II раскрывается на глубину 8 – 10 м, его раскрытие на отм. 468 м составляет 0,1 мм. Обычно максимальное раскрытие имеет место в апреле – мае.

Секция 33 отм. 461 м – швы имеют раскрытие на глубине 0,25 м от грани 0,89 мм, на глубине

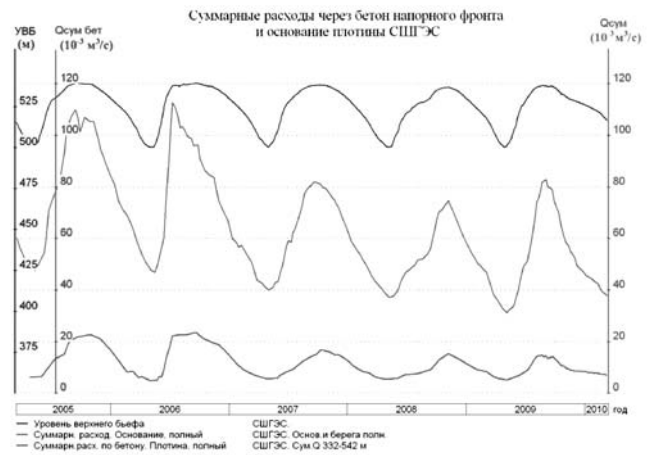


Рис. 10. Суммарные расходы через бетон напорного фронта и основание плотины СШГЭС

0,75 м – 0,76 мм. В 1,28 м от низовой грани — 0,3 мм.

На 1 июля будут закрыты межсекционные швы на глубину до 3 м. На глубине 5 – 8 м остаточные раскрытия составят 10 – 20 % и 30 – 40 % соответственно. На эту же дату межстолбчатые швы на глубине 8 м будут иметь раскрытие более 20 – 40 %.

Фильтрационный режим

Максимальный расход в основании плотины в 2009 г. был достигнут в начале сентября при наивысшей для данного года отметке УВБ 537,5 м и составил 82,5 л/с. Далее при снижении напора на сооружение закономерно уменьшались фильтрационные расходы и фильтрационное давление. С сентября 2009 г. по март 2010 г. суммарный расход в основании плотины снизился на 44 л/с и к 11 марта нынешнего года составил 37,7 л/с (УВБ 516,45 м). При этом указанный расход был самым низким за весь период эксплуатации при УВБ, соответствующем отметке 516,45 м. Основное снижение фильтрационных расходов относительно предыдущих лет (2007 – 2009 гг.) получено за счет ремонта левобережного участка цементационной завесы между отм. 307 – 386 м, выполненного в 2008 и 2009 гг. Суммарный расход по левому берегу в марте текущего года составил 6,1 л/с, что в 1,5 – 2 раза меньше по сравнению с двумя прошлыми годами. Меньше по сравнению с предыдущими годами расходы в основании водосливной части плотины и большинства секций стационарной части плотины, кроме секции 29, в которой наблюдается увеличение фильтрации в связи с наличием здесь двух скважин сопрягающей цементации, вскрывшихся в 2008 и 2009 гг. Расход в секции 29 в марте 2010 г. составил 6,1 л/с против 4,4 л/с в 2009 г. Изливающие цементационные скважины в данной секции планируется ликвидировать (заинжецировать) в ближайшее вре-

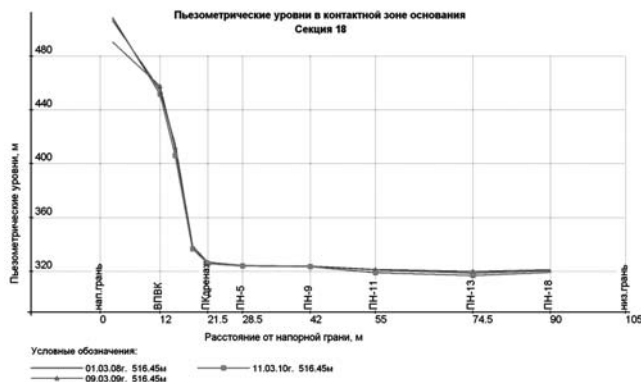


Рис. 11. Пьезометрические уровни в контактной зоне основания секции 18

мя. В правобережном примыкании расходы небольшие (в сумме 4,4 л/с), не имеющие тенденции роста после ремонта цемзавесы, выполненного в 2006 г.

Циклограммы суммарных фильтрационных расходов через основание и бетон даны на рис. 10.

Отремонтированная цементационная завеса как в основании русловой части плотины, так и в берегах обеспечивает эффективное гашение напоров. Падение напоров на цемзавесе составляет в основном более 90 % (рис. 11). На отдельных участках с повышенными пьезометрическими уровнями (секции 34 – 35) гасится до 75 % напора, что существенно меньше нормативных значений и предупреждающего критерия безопасности К1.

Суммарный расход через бетон напорного фронта между отм. 307 – 542 м включает расходы через девять высотных зон между галереями плотины. В нижних зонах плотины (отм. 307 – 332, 332 – 359 м и 359 – 386 м) контроль за фильтрационным режимом осуществляется по данным измерений расходов в скважинах вертикального дренажа и в оборудованных для измерений смотровых шахтах, в которые выведен горизонтальный дренаж бетона. В верхних зонах плотины контроль за фильтрацией осуществляется только по данным наблюдений за изменением расходов через горизонтальный дренаж бетона. Каждая из контролируемых зон характеризуется разными фильтрационными проявлениями и характером фильтрации.

В отремонтированной в 1996 г. зоне бетона между отм. 332 – 359 м небольшие фильтрационные водопроявления сохраняются в отдельных секциях и не имеют тенденции к росту. Фильтрационный расход через зону бетона, расположенную между отм. 332 – 359 м, в начале марта 2010 г. (при УВБ 516 м) составил 1,7 л/с, что меньше расходов предыдущих лет при аналогичном УВБ. Максимальный расход через данную зону напорного фронта плотины в 2009 г. составил 3,6 л/с.

В вышележащей зоне плотины между отм. 359 – 386 м, где ремонт локальных участков бетона проводился в 2000 и 2004 гг., суммарный расход в настоящее время также небольшой (0,9 л/с) и практически соответствует расходам двух предыдущих лет. Максимальный расход здесь в 2009 г. составил 4,2 л/с.

Максимальный суммарный расход через бетон напорного фронта плотины в 2009 г. составил 15 л/с и был зафиксирован при максимальной для данного года отметке УВБ 537,65 м в августе. С августа 2009 г. по март 2010 г. при снижении уровня ВБ в интервале отм. 537,65 – 516,45 м суммарный расход через бетон уменьшился с 15 до 7 л/с и был несколько меньше, чем в предыдущие 2006 – 2009 гг. Снижение фильтрации относительно предыдущих лет обусловлено более ранней и глубокой сработкой водохранилища в октябре – ноябре 2009 г.

В верхних зонах бетона (отм. 386 – 542 м) фильтрационные выходы воды наблюдаются в единичных горизонтальных дренажах на разных высотных отметках. Водопроявления в фильтрующих горизонтальных дренажах в основном небольшие — (от 0,01 до 0,7 л/сек), в отдельных дренажах — до 1 – 1,5 л/с. Суммарный расход через горизонтальный дренаж бетона в зоне отм. 386 – 542 м в настоящее время составляет 3,9 л/с (меньше, чем в прошлые годы). Максимальный суммарный расход через данную зону бетона в 2009 г. составил 7,2 л/с.

Выводы

На температурный режим плотины Саяно-Шушенской ГЭС оказали влияние более низкая, чем обычно, температура наружного воздуха, работа водосливов в зимнее время и не заполненные водой турбинные водоводы. Прошедшая зима в целом характеризуется аномально низкими температурами наружного воздуха. Все три месяца зимы 2009/2010 г. имеют более низкую температуру относительно среднемноголетних значений (за последние 20 лет). Так, в декабре было холоднее на 1,4 °С, в январе — на 7,5 °С, а в феврале на 8,5 °С. В середине марта на глубине до 4 м от низовой грани в секциях, лишенных конструктивных элементов, отмечается промерзание как следствие распространения волны январско-февральских холодов в глубь бетона. В верхней части водосливных секций происходит охлаждение области, примыкающей к пазам затворов и аэрационной галереи, при самоаэрации потока воды наружным холодным воздухом. Работа водослива продолжительное время в конце лета и в начале осени, когда вода в водохранилище наиболее прогрета, привела к повышению температуры напорной грани ниже порога водосли-

ва (отм. 479 м) до отм. 393 м вследствие перемешивания воды. В зоне воздействия потока воды водосливная грань по сравнению с прошлым годом имеет более высокую температуру на глубину до 8 – 10 м. Напорная грань верхушки плотины имеет более низкие температуры, чем при проектном режиме сработки водохранилища. Температура бетона в зоне водоприемных отверстий турбинных водоводов выше, чем при нормальном режиме эксплуатации. Участки водоводов, проходящие в теле плотины, обмерзаний внутренних поверхностей не имеют. Проморожена металлическая оболочка колена турбинных водоводов на отм. 482 м (участок выхода водоводов на низовую грань плотины).

Характер изменения радиальных перемещений в плане и по створам отдельных секций плотины определялся соотношением гидростатической нагрузки и температурных воздействий. Максимальные перемещения на гребне секции 33 наблюдались 25 сентября и составили 130,7 мм. До середины ноября при интенсивных сбросах (2000 – 3000 м³/с) указанные радиальные перемещения уменьшились до ≈ 120 мм. В условиях медленного снижения УВБ (8 – 10 см/сут) и интенсивного остывания низовой грани, радиальные перемещения плотины до середины февраля практически не изменялись. С начавшимся в середине февраля потеплением начался возврат плотины в сторону верхнего бьефа. С вводом 20 февраля в работу ГА-6 интенсивность снижения УВБ возросла до 19 – 24 см/сут, а вместе с ней увеличилась и интенсивность возврата плотины в верхний бьеф. Из-за подогрева правобережной части плотины сбрасываемой водой и охлаждения левобережной ее части при отсутствии воды в водоводах на сработке 2009/2010 г. изменился характер перемещений: станционная часть плотины больше наклонилась в сторону нижнего бьефа относительно водосбросной части. Дополнительная асимметрия наблюдалась в течение всего периода сработки и достигла своего максимума в конце февраля, когда разница в смещениях на гребне между секциями 25 и 45 относительно 2009 г. составила 7 мм.

В 2009 г. к 1 ноября максимальные сжимающие арочные напряжения на низовой грани (кроме секции 45 ниже отм. 479 м) уменьшились на 20 – 25 %. К 13 января 2010 г. арочные напряжения уменьшились относительно максимальных значений на 60 – 80 %, в то время как на предыдущей ветви сработки — лишь на 40 – 50 %. В результате конструктивные и строительные швы на низовой грани раскрылись на 1 – 3 недели раньше, и их раскрытие было большим относительно предыдущих лет. На напорной грани напряжения арочного направления к 1 ноября 2009 г. уменьшились на 12 – 18 % (на

отм. выше 462 м). В период с 5 ноября по 13 января интенсивность их изменения была существенно выше прошлых лет (кроме секции 18). Со стороны напорной грани секции 18 на отм. 534 м, где принудительный обогрев воздуха в помещениях был удовлетворительным, интенсивность уменьшения арочного сжатия соответствует трем предыдущим циклам сработки.

Максимальный расход в основании плотины в 2009 г. был достигнут в начале сентября при наивысшей для данного года отметке УВБ 537,5 м и составил 82,5 л/с. Далее при снижении напора на сооружение закономерно уменьшались фильтрационные расходы и фильтрационное давление. С сентября 2009 г. по март 2010 г. суммарный расход в основании плотины снизился на 44 л/с и к 11 марта нынешнего года составил 37,7 л/с (УВБ 516,45 м). При этом указанный расход был самым низким за весь период эксплуатации при УВБ, соответствующем отметке УВБ 516,45 м. Отремонтированная цементационная завеса как в основании русловой части плотины, так и в берегах обеспечивает эффективное гашение напоров. Падение напоров на цемзавесе составляет в основном более 90 %. На единичных участках с повышенными пьезометрическими уровнями (секции 34 – 35) гасится до 75 % напора, что существенно меньше нормативных значений и предупреждающего критерия безопасности К1. Максимальный суммарный расход через бетон напорного фронта плотины в 2009 г. составил 15 л/с и был зафиксирован при максимальной для данного года отметке УВБ 537,65 м в августе. С августа 2009 г. по март 2010 г. при снижении уровня ВБ в интервале отм. 537,65 – 516,45 м суммарный расход через бетон уменьшился с 15 до 7 л/с и был несколько меньше, чем в предыдущие 2006 – 2009 гг. Снижение фильтрации относительно предыдущих лет обусловлено более ранней и глубокой сработкой водохранилища в октябре — ноябре 2009 г.

Ремонтные работы, выполненные в 1996 – 2004 гг. в плотине и основании Саяно-Шушенской ГЭС, результатом которых явилось восстановление сплошности бетона напорной грани между отм. 344 и 359 м, а также 359 и 386 м и противофильтрационных свойств цементационной завесы в русловой части и в правобережном примыкании, позволили повысить безопасность и эффективность работы гидроэлектростанции. Значения диагностических параметров остаются меньше критериальных значений К1. Гидротехнические сооружения Саяно-Шушенской ГЭС и Майнского гидроузла находятся в работоспособном состоянии.

Состояние бетона гидротехнических сооружений Рыбинского гидроузла*

Розенталь Н. К., доктор техн. наук, зав. сектором коррозии бетона (НИИЖБ),
Чехний Г. В., кандидат техн. наук, ведущий научный сотрудник (НИИЖБ),
Базанов В. Е., начальник технического отдела (ФГУП “Канал им. Москвы”),
Борисов Т. Ю., начальник Рыбинского гидроузла,
Шурухин Л. А., главный инженер проекта (ЗАО “Акватик”)

Описано состояние бетона конструкций Рыбинского гидроузла. Приводятся методы и результаты исследований.

Ключевые слова: Рыбинский гидроузел, прочность бетона, коррозионное повреждение, водопоглощение, морозостойкость, поровая структура, трещиноватость.

Лабораторные исследования состояния бетона в конструкциях Рыбинского гидроузла в НИИЖБ выполнялись на кернах, отобранных ЗАО “Акватик”. Было пробурено 58 скважин диаметром 10 см, в том числе 35 скважин в стенках камер № 11 и № 12 шлюза, 7 скважин в стенках межшлюзового пространства, 5 скважин в стене и полу водопроводных галерей, 11 скважин в верхних паллах. Глубина скважин — около 1 м, за исключением скважины № 2 — глубина 2,88 м (стенка камеры № 12 с правой стороны), скважины № 58 — глубина 3,08 м (пол галереи) и скважин № 47–56 — глубина до 0,25 м (верхние палы). В стенках камер шлюза и межкамерного пространства 19 скважин пробурено на отметках до 3 м от уровня днища, 13 скважин — на 5–6 м от уровня днища и 10 скважин — на 9 м от уровня днища. Таким образом, отбором кернов охвачены основные зоны повреждения бетона, в том числе зона наибольшей морозной деструкции бетона (выше 3 м от днища камер).

Методика лабораторных исследований кернов включала следующие этапы:

разборку бетонных кернов по скважинам с описанием внешнего вида и особенностей бетона (наличие трещин, каверн, включений стальной арматуры), определение размеров и фотографирование;

распиловку кернов на бетонные образцы высотой 10 см, при необходимости шлифовку и подливку торцевых поверхностей образцов;

определение размеров бетонных образцов, полученных после распиловки, взвешивание и расчет объёмной массы бетона по ГОСТ 12730.1;

определение прочности бетонных образцов диаметром 10 см и высотой 10 см в соответствии с ГОСТ 10180;

определение водопоглощения бетона по ГОСТ 12730.3;

определение остаточной морозостойкости бетона при замораживании и оттаивании в 5 %-ном растворе хлорида натрия при температуре минус 55 °С по режиму ГОСТ 10060 (третий метод) с контролем массы и изменений скорости ультразвука в бетоне;

исследование микроскопическими методами структуры бетона, контактных слоев между плитами оболочками и монолитным бетоном, состояния стальной арматуры.

Анализ 58 кернов позволил разделить их по особенностям строения наружных слоев и по видам дефектов.

Практически во всех кернах имеется наружный слой (плита-оболочка), структура бетона которого существенно отличается от структуры монолитного бетона в массивах конструкций. Толщина слоя составляет 7–9 см (проектная толщина плит-оболочек 8 см). Наружная поверхность зачастую черного цвета от биообрастания. В 10 кернах наружный слой представлен фрагментами разрушенного бетона. В кернах, отобранных из скважин в конструкциях верхних палов, наружный слой отсутствует.

Бетон плит-оболочек — более темного цвета, более плотной структуры. Крупный заполнитель представлен гравием фракции 5–20 мм.

Монолитный бетон — более светлого цвета, менее плотной структуры. Размер зёрен крупного заполнителя — 5–80 мм, имеются включения камней размером до 170 мм.

Сцепление монолитного бетона с бетоном плит-оболочек отсутствует или ослаблено. В процессе разборки кернов отдельные наружные слои отделялись от монолита, в других случаях наружные слои отделялись при легком ударе молотка. На контакте слоёв фиксировали белые высолы (рис. 1).

* Продолжение. Начало см. в “Гидротехническом строительстве”, 2010, № 5, 6.



Рис. 1. Скважина № 23, поперечные трещины в наружном слое

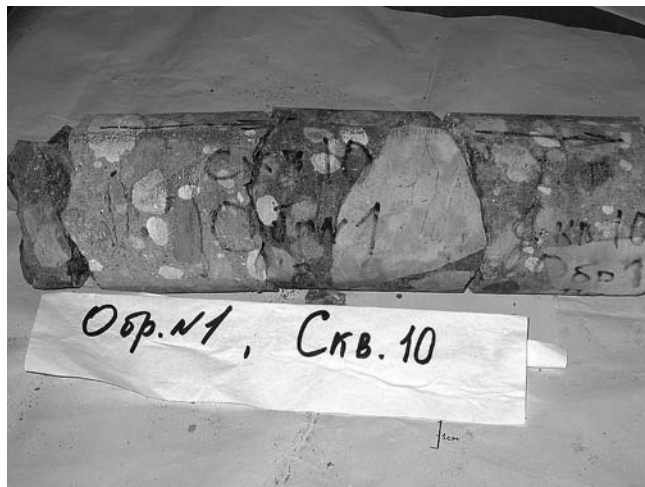


Рис. 2. Скважина № 10, поперечные трещины в монолитном бетоне на расстоянии 35 см от наружной поверхности керна

В отдельных кернах имелись включения стальной арматуры диаметром от 8 до 50 мм. Значительных следов коррозии на арматуре не отмечено, за исключением фрагмента арматуры из скважины № 20 (стенка межкамерного пространства). В этом случае на арматуре зафиксированы каверны глубиной до 1,5 мм. Коррозия стальной арматуры отмечена также в кернах из скважин № 21 и № 49. В шести кернах отмечены следы коррозии стальной арматуры на бетоне (ржавые пятна).

В 22 кернах обнаружены дефекты бетонирования в виде расслоения бетонной смеси (отсутствие в смеси мелких фракций заполнителя), недоуплотнения (каверны), водоотделения (белые высолы под зёрнами крупного заполнителя и под стальной арматурой большого диаметра), включений сгнившей древесины.

В монолитном бетоне отмечены воздушные поры размерами до 20 мм, имеются зазоры по контакту крупного заполнителя и растворной части максимальной шириной до 1 мм. В крупном заполнителе имеются трещины шириной до 0,5 мм.

В 46 кернах в бетоне зафиксированы поперечные трещины (перпендикулярные направлению выбуривания). Поперечные трещины имеются в наружном слое 15 скважин (рис. 2) и в массиве монолитного бетона 31 скважины (рис. 3). В монолитном бетоне трещины зафиксированы во всех конструкциях, где проводилось выбуривание кернов. Максимальная ширина раскрытия трещин составляет 1,5 мм. Как правило, в керне несколько поперечных трещин, расположенных с шагом 2 – 3 см. В основном поперечные трещины обнаружены на расстоянии 10 – 38 см от наружного торца керна. Но имеются керны (из шести скважин), в бетоне которых отмечены поперечные трещины на расстоянии от 52 до 96 см от наружного торца керна. Некоторые трещины разрывают зёрна крупного заполнителя, как правило, это зёрна непрочных

осадочных карбонатных и глинистых пород. Можно полагать, что причиной образования подобных трещин являются разные по величине температурные деформации внешних и внутренних слоев бетона, возникающие во время твердения (экзотермический нагрев бетона с охлаждением массива снаружи) и в процессе эксплуатации (при нагревании солнцем, быстрых сменах температуры воздуха). Образованию трещин способствуют также замораживание и оттаивание бетона в водонасыщенном состоянии. Наличие в трещинах отложений извести свидетельствует о том, что трещины образовались давно.

Трещины, параллельные наружным граням конструкций, обнаружены в стенах камер и межкамерного пространства, в стенах и полу водопроводных галерей, в конструкциях палов. Это означает, что процесс разрушения бетона в названных конструкциях идентичен. Различается он лишь своей интенсивностью. Наиболее глубокие повреждения наблюдаются в палах в зоне переменного горизонта воды, где в течение зимнего периода бетон многократно замораживался и оттаивал в соответствии с изменением уровня воды. В несколько меньшей степени бетон повреждён в стенах камер. Ещё меньше повреждения в галереях водоводов, где число переходов через 0 °С наименьшее.

Следует также отметить наличие зазоров шириной до 1 – 2 мм под зёрнами крупного заполнителя и арматурой больших диаметров. Такие зазоры образуются при водоотделении бетонной смеси. Вода скапливается под крупным заполнителем и арматурой и после испарения создаёт полости, которые увеличивают проницаемость бетона и возможность фильтрации воды. При испарении воды на стенках полостей откладывается известь. Такие полости ослабляют бетон, являются слабыми местами в структуре бетона и способствуют образованию тре-



Рис. 3. Сквжина № 40, продольная трещина длиной 39 см на глубине 53,5 см от наружной поверхности керна

щин. Водоотделение и образование полостей характерны для бетонов с большим водоцементным отношением.

Пять кернов выбулены в местах расположения трещин, уходящих от поверхности в глубь конструкции. Максимальная установленная глубина таких трещин в бетоне составляет 39 см (рис. 4). В большинстве случаев такие трещины распространяются в глубь конструкции не прямолинейно. При небольшом изменении направления они выходят из зоны выбуривания керна. Их истинная глубина не установлена. Судя по наличию протечек, можно по-



Рис. 4. Сквжина № 3, высолы на контакте наружного слоя (плиты-оболочки) и монолитного бетона

лагать, что часть трещин является сквозными. У поверхности конструкции ширина раскрытия трещины больше, затем ширина трещины уменьшается. При разборке кернов нередко вдоль продольных трещин отделялись фрагменты бетона. В устье трещины имеются отложения извести, как результат фильтрации воды. Причинами образования указанных трещин могут быть как осадка сооружений в процессе эксплуатации, так и температурные деформации.

Стальная арматура корродирует в поверхностных слоях и в фильтрующих трещинах. Степень коррозионного повреждения арматуры в стенах камер не велика. В бетоне за плитами-оболочками арматура, как правило, не корродирует.

Прочность бетона. Результаты определения объёмной массы по ГОСТ 12730.1 представлены в табл. 1 и прочности бетона в образцах по ГОСТ 10180 — в табл. 2.

Объёмная масса монолитного бетона в 171 образце-цилиндре изменяется от 2160 до 2569 кг/м³ при среднем значении 2335 кг/м³, среднем квадратическом отклонении 77,9 кг/м³ и коэффициенте вариации 3,3 %. Максимальное отклонение от средней объёмной массы составляет 7,4 – 11,26 %, что эквивалентно изменению пористости на 3,1 – 4,8 %. Прочность бетона (в 171 образце) изменяется от 5,56 до 64,0 МПа при среднем значении 22,8 МПа, среднем квадратическом отклонении 10,1 МПа и коэффициенте вариации 44,3 %.

Среднее значение прочности бетона в стенках камер № 12 и № 11 шлюза, в стенке межкамерного пространства (камеры № 11), в водопроводных галереях и верховых палах составляет 19,5 – 32,3 МПа, что превышает проектную прочность бетона. Однако результаты испытаний показали значительный разброс данных по прочности. Исключение составляет стенка межкамерного про-

Т а б л и ц а 1

Результаты определения объёмной массы монолитного бетона

Вид конструкции	Объёмная масса монолитного бетона, кг/м ³		
	минимальная	максимальная	средняя
Стенки камеры № 12	2160	2477	2302
Стенки камеры № 11	2221	2555	2365
Стенки межкамерного пространства со стороны камеры № 12	2264	2305	2285
Стенки межкамерного пространства со стороны камеры № 11	2365	2436	2409
Стенки водопроводных галерей	2323	2569	2414
Верховые палы	2268	2405	2337

странства со стороны камеры № 12, в которой бетон достаточно однороден по прочности. Повышенной прочностью отличается бетон камеры № 11 с правой стороны. В скважинах № 30 и № 38 (соответственно секции 4 и 8) прочность бетона по своим значениям резко отличается от прочности в других скважинах. В указанных скважинах прочность бетона изменяется от 28,8 до 64,0 МПа при среднем значении 48,0 МПа. Бетон темнее по цвету и плотнее по структуре, что характерно для бетона, изготовленного на шлакопортландцементе.

Прочность бетона в наружном слое (из плит-оболочек) не удалось определить испытаниями на гидравлическом прессе, так как образцы по высоте 7–9 см не соответствуют требованиям ГОСТ 10180. В скважинах № 1, 11, 13, 14, 4, 6, 7, 10, 15, 23, 29 прочность монолитного бетона в слоях, следующих за наружным слоем (за плитами-оболочками), существенно ниже, чем прочность в слоях, удаленных от наружной поверхности конструкции. Например, в скважине № 4 (камера № 12, правая сторона, секция 8) бетон на глубине 0–0,18 м от наружной поверхности имеет прочность 11,2 МПа, а далее на глубине 0,28–0,45 м прочность составляет 20,6 МПа. В скважинах № 2, 3, 11, 8, 16, 28, 35, 33 и 34 наблюдаются неравномерная прочность по длине керна и наличие слоев монолитного мало прочного бетона на значительном удалении (0,92–2,88 м) от наружной поверхности. Так, в скважине № 2 (камера № 12, левая сторона, секция 8) прочность бетона на глубине 0,68–0,85 м от наружной поверхности составляет 22,4 МПа, а на глубине 1,91–2,41 м — 6,38 МПа.

Т а б л и ц а 2

Результаты определения прочности монолитного бетона в образцах-цилиндрах

Вид конструкции	Прочность монолитного бетона, МПа		
	минимальная	максимальная	средняя
Стенки камеры № 12	5,56	44,1	21,2
Стенки камеры № 11	6,1	35,5	19,5
Стенки межкамерного пространства со стороны камеры № 12	32,5	33,3	32,9
Стенки межкамерного пространства со стороны камеры № 11	12,5	31,5	24,0
Стенки водопроводных галерей	12,0	46,1	26,3
Верховые палы	6,0	64,0	32,3

Относительно однороден по прочности бетон в скважинах № 12, 9, 18, 19.

Прочность бетона в стенках камер в зависимости от высоты скважины над уровнем дна различается незначительно. Так, прочность бетона в стенках камеры № 12 из кернов с высоты около 3 м над уровнем дна изменяется от 5,56 до 32,6 МПа при среднем значении 20,54 МПа. Прочность там же на высоте 5–6 м от уровня дна изменяется от 9,3 до 33,8 МПа при среднем значении 20,59 МПа. Прочность там же на высоте 9 м от уровня дна изменяется от 15,2 до 44,1 МПа при среднем значении 25,39 МПа. Для камеры № 11 значения следующие: прочность бетона из скважин с высоты до 3 м от уровня дна изменяется от 6,1 до 43,4 МПа при среднем значении 18,01 МПа, с высоты 9 м прочность изменяется от 6,5 до 26,2 МПа при среднем значении 16,86 МПа. Поскольку для испытаний отбирали цельные участки кернов и отбрасывали распадающиеся при распиловке, указанная прочность не характеризует глубины разрушения бетона. Она лишь свидетельствует об относительной однородности прочности *неповреждённого бетона*, в то время как в массиве стен имеются *зоны бетона с низким значением прочности*.

Прочность бетона из скважин в верхних паллах также имеет значительный разброс (6,0–54,0 МПа).

Т а б л и ц а 3

Результаты определения водопоглощения монолитного бетона

Вид конструкции	Водопоглощение монолитного бетона, % по массе		
	минимальное	максимальное	среднее
Стенки камеры № 11	2,7	13,0	6,0
Стенки камеры № 12	5,3	11,8	7,7
Стенки межкамерного пространства со стороны камеры № 12	4,8	9,5	7,3
Стенки водопроводных галерей	5,3	9,7	7,3
Пол водопроводных галерей	5,0	9,5	7,8
Верховые палы	3,7	10,2	7,2

Условная оценка морозостойкости бетона

Номер скважины	Глубина отбора образца из керна, м	Число циклов замораживания-оттаивания при снижении скорости ультразвука на 15 %	Морозостойкость бетона (обычного)
Камера № 12, левая сторона			
1	0,38 – 0,76	1	Менее F75
2	0,52 – 0,68	1	Менее F75
3	0,37 – 0,92	3	F100
11	0,17 – 0,45	1	Менее F75
12	0,10 – 0,39	1	Менее F75
13	0,34 – 0,72	1	Менее F75
14	0,21 – 0,49	4	F150
Камера № 12, правая сторона			
4	0,35 – 0,55	1	Менее F75
5	0,40 – 0,62	3	F100
6	0,36 – 0,61	1	Менее F75
7	0,31 – 0,54	1	Менее F75
8	0,60 – 0,94	1	Менее F75
9	0,30 – 0,66	4	F150
10	0,68 – 0,95	1	Менее F75
Камера № 12, правая сторона под мостом			
15	0,33 – 0,65	1	Менее F75
16	0,64 – 0,81	2	F75
17	0,50 – 0,86	5	F200
Камера № 12, левая сторона под мостом			
18	0,38 – 0,61	1	Менее F75
19	0,40 – 0,65	1	Менее F75
Межкамерное пространство со стороны камеры № 12			
21	0,57 – 0,91	6	F200
22	0,47 – 0,89	5	F200

Прочность бетона в стенках галерей характеризуется средней прочностью 26,3 МПа (от 16,1 до 43,4 МПа), в полу средняя прочность бетона составляет 26,2 МПа (от 12,0 до 46,1 МПа).

Номер скважины	Глубина отбора образца из керна, м	Число циклов замораживания-оттаивания при снижении скорости ультразвука на 15 %	Морозостойкость бетона (обычного)
Межкамерное пространство со стороны камеры № 11			
23	0,40 – 0,64	6	F200
25	0,39 – 0,68	5	F200
Камера № 11, левая сторона			
27	0,30 – 0,58	1	Менее F75
28	0,32 – 0,59	1	Менее F75
31	0,42 – 0,57	2	F75
35	0 – 0,36	1	Менее F75
36	0,65 – 0,89	2	F75
Камера № 11, правая сторона			
29	0,36 – 0,61	2	F75
30	0,60 – 0,98	8*	F300
33	0 – 0,18	1	Менее F75
34	0,23 – 0,61	1	Менее F75
38	0,17 – 0,33	8*	F300
42	0,15 – 0,41	1	Менее F75
Камера № 11, галерея, левая сторона			
43	0,72 – 1,03	2	F75
44	0,38 – 0,70	3	F100
Верхние палы, левая сторона			
51	0 – 0,18	4	F150
54	0 – 0,14	4	F150
Камера № 11, галерея, пол			
58	0,40 – 0,58	2	F75
58	0,58 – 0,82	1	Менее F75

Водопоглощение бетона. Из кусков кернов, из которых нельзя выпилить образец стандартных размеров, отобраны образцы в количестве 125 шт. для испытания бетона на водопоглощение по ГОСТ

12730.3 (табл. 3). При отборе кернов отмечены следующие особенности бетона. Плотный прочный бетон в наружном слое (в плитах-оболочках) не имеет трещин. Структура бетона за наружным слоем менее плотная, зачастую рыхлая и бетон менее прочный. Если в наружном слое имеются поперечные трещины, то отобрать образцы из последующего слоя для испытания на прочность и водопоглощение не удаётся. При ударе молотком бетон рассыпается на мелкие фрагменты, на торцах которых имеются значительные высолы, в том числе желтого цвета (присутствие ржавчины).

Водопоглощение бетона по массе в наружном слое (32 образца) изменяется от 3,6 до 9,7 % при среднем значении 7,16 %. Водопоглощение бетона по массе в монолитном слое (93 образца) изменяется от 3,4 до 13,0 % при среднем значении 7,3 %. Согласно СНиП 2.03.11 – 85 водопоглощение по массе свыше 5,7 % имеют бетоны марки по водонепроницаемости менее W4. Таким образом, бетон в наружном слое (плиты-оболочки) и монолитный бетон в конструкциях шлюза характеризуются маркой по водонепроницаемости менее W4, т.е. ниже установленной СНиП 2.03.11 – 85 для агрессивных условий эксплуатации.

Морозостойкость бетона. ГОСТ 10060 не предусматривает испытаний бетонных образцов, отобранных из конструкций. Испытания выполняли по методике НИИЖБ, используемой при исследовании образцов, полученных в обследованиях сооружений из бетона. Определяли ориентировочное значение остаточной морозостойкости бетона замораживанием и оттаиванием образцов в 5 %-ном растворе хлорида натрия при температуре замораживания минус 55 °С с контролем изменения массы и скорости прохождения ультразвука в бетоне. Испытания продолжали до тех пор, пока масса образцов не снижалась на 5 % и/или скорость ультразвука не уменьшалась на 15 % и более. При достижении указанного состояния образцы снимали с испытаний. Условная марка бетона по морозостойкости принималась в зависимости от максимального числа циклов замораживания и оттаивания, выдержанных образцами до достижения указанного состояния. Условная оценка морозостойкости бетона приведена в табл. 4.

Большинство образцов из скважин № 1, 2, 11, 12, 13, 4, 6, 7, 10, 15, 18, 19, 27, 28, 33, 34, 42, 58 (в основном эти скважины пробурены в стенках камер шлюза) после первого цикла замораживания-оттаивания (ЦЗО) показали снижение скорости ультразвука на 15 % и более. Образцы начали разрушаться после первого цикла. После второго ЦЗО снижение скорости ультразвука и массы увеличилось. Ребра образцов округлены, оголился крупный заполнитель (рис. 5). Бетон в указанных конструк-

циях длительное время подвергался периодическому воздействию увлажнения и высушивания, замораживания и оттаивания. На момент обследования бетон указанных скважин имеет остаточную морозостойкость ниже F75, т.е. в значительной мере исчерпал свою морозостойкость. После 2 – 3 ЦЗО все образцы из скважин, пробуренных в стенках камер № 11 и № 12, сняты с испытания. Образцы из скважин № 21, 22, 23, 25 (стенки межкамерного пространства) и скважин № 51, 54 (верхние палы), где бетон в процессе эксплуатации не насыщался водой, выдержали 4 – 6 ЦЗО, и бетон из них характеризуется маркой по морозостойкости F150 – 200. В отсутствие насыщения водой и степень повреждения бетона ниже, чем в стенах камер. Бетон из скважин № 30 и 38, как уже отмечалось, имеет структуру и цвет, отличные от остального бетона. Здесь имеется зона, в которой случайным образом использован более морозостойкий бетон. Образцы из указанных скважин сняты с испытания после восьми ЦЗО (марка по морозостойкости F300) без значительных повреждений.

Для Рыбинска число переходов температуры через 0 °С в среднем составляет 60 раз в год. При таком воздействии среды сохранить свои свойства могут лишь бетоны высокой морозостойкости. Бетонные смеси для бетонирования конструкций Рыбинского гидроузла готовили без химических добавок. Из практики разработки морозостойких бетонов известно, что бетоны высокой морозостойкости прочностью 140 кгс/см² в отсутствие пластифицирующих и воздухововлекающих добавок получить практически невозможно. В целом сделан вывод, что бетон во всех конструкциях шлюза имеет низкую морозостойкость. Если во внутренних слоях, где температура относительно стабильна и число циклов замораживания и оттаивания в течение года невелико, бетон ещё может эксплуатироваться, то во внешних слоях толщиной до 0,6 м бетон утратил свою морозостойкость и должен быть заменён.

Микроскопический и физико-химический анализ образцов бетона. Выполнены следующие исследования (выполнены И. В. Зверевым):

анализ поровой структуры монолитного бетона и бетона плиты-оболочки;

термогравиметрический анализ наружного слоя бетона, внутреннего слоя бетона, контактной области и отложений на поверхностях трещин в бетоне и на контакте с заполнителем;

химический анализ методом рентген-флуоресценции и рентгенографический фазовый анализ с целью определения состава контактной области и отложений на поверхностях трещин в бетоне и на контакте с заполнителем.



Рис. 5. Внешний вид образца, снятого с испытаний на морозостойкость: ребра округлены, оголен крупный заполнитель

Анализ поровой структуры. Поровую структуру бетона изучали на фрагментах двух кернов, отобранных из различных скважин (рис. 6 и 7).

Образец из скважины 16 (правая стенка камеры № 12, высота от уровня днища 9 м) имеет две явно различимые области, отличающиеся по цвету, отделенные друг от друга трещиной. Более светлая (внутренняя область конструкции) часть керна имеет множественные нарушения сплошности, фрагменты бетона легко выкрашиваются при обработке образца. Этот слой отчетливо фрагментирован скрытой трещиноватостью. Фрагменты имеют удлиненную форму со средним соотношением длины к ширине 1:3, для большинства фрагментов длинная сторона ориентирована параллельно границе раздела областей. Наружный слой (темная часть керна) более устойчив при обработке, более плотный, толщиной около 7 см, имеет малую скрытую трещиноватость. В этом слое наблюдаются крупные пустоты, обусловленные воздуховлечением, имеется сеть скрытых трещин, менее выраженная, чем во внутреннем слое.

Второй образец, отобранный из скважины 6 (правая стенка камеры № 12, высота от уровня днища 5,5 м), однородной структуры с микротрещинами. Крупный заполнитель — гравий смешанного состава, в основном имеет плотный контакт с цементной матрицей. Образец фрагментирован на две части по высоте малозаметной трещиной, находящейся на расстоянии 35–40 мм от отколотой поверхности керна и пересекающей зерно карбонатного заполнителя. Трещин, проходящих по телу бетона, в этом слое мало, как и пор (ненарушенный слой). Другая часть керна (нарушенный слой) разделена скрытыми трещинами на фрагменты неправильной формы. В этом слое одно зерно заполнителя имеет по контуру крупную трещину с зиянием

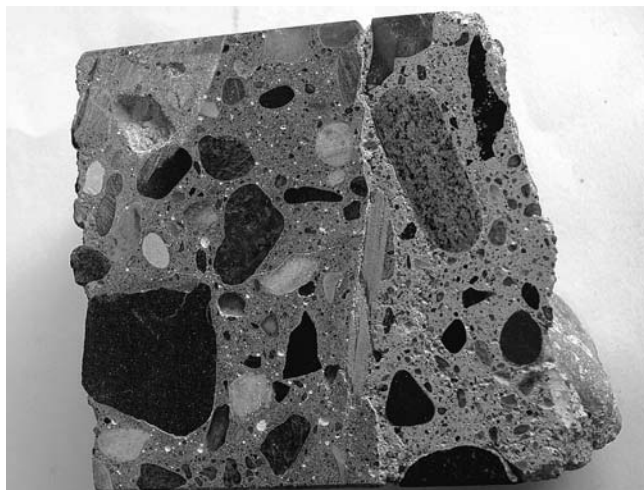


Рис. 6. Образец, на котором определяли характеристики пористости: слева — наружный слой из плиты-оболочки, справа — монолитный бетон

до 1 мм, к этому же зерну приурочены крупные пустоты в бетоне.

На рис. 8 показана граница раздела слоев плиты-оболочки и монолитного бетона. В зоне контакта образовалась трещина.

Морфологический анализ. Морфологический анализ пористости включал определение размеров и формы пор, подсчет их общего числа на исследуемой поверхности и подсчет количественных характеристик пористости: относительного содержания в образце, содержания пор в единице объема образца, средней величины междупоровых перегородок и т.п.

Изучение поровой структуры бетона и цементного камня проводилось с использованием установки, позволяющей наблюдать специальным образом подготовленные поверхности образцов (аншлифы), неподготовленные поверхности (сколы), а также прозрачные шлифы в обычном и поляризованном свете при увеличениях от 0,1× до 400×.

Расчет параметров поровой структуры выполнялся по результатам комплекса автоматического морфологического анализа методами оптической и электронной микроскопии (табл. 5).

Приведенным фактором пространственного интервала называют величину междупоровых перегородок, приведенную к объему цементного камня. Согласно стандарту ASTM C 457 – 90(92) фактор пространственного интервала является показателем морозостойкости цементного камня, при этом максимальным числовым значением этого фактора для бетона, подвергающегося умеренным внешним воздействиям, считается 0,2 мм; в случае сильных внешних воздействий это число должно быть меньшим. В исследованном бетоне фактор пространственного интервала равнялся 0,18 – 0,22.

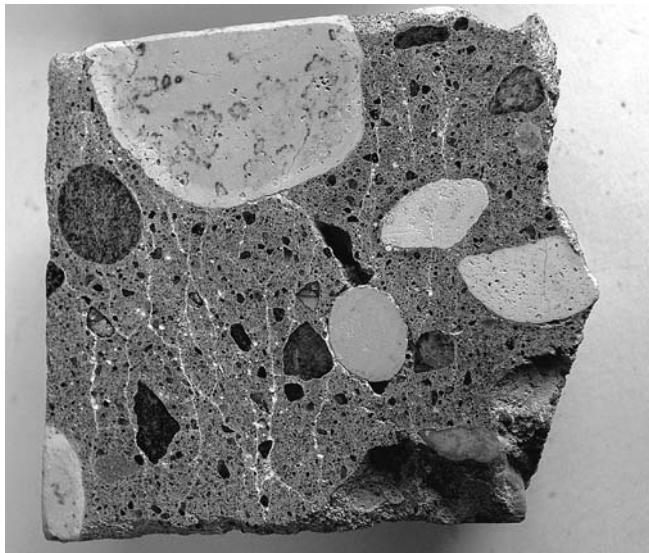


Рис. 7. Микротрещины в бетоне

Скрытая трещиноватость. Скрытая трещиноватость образцов выявлялась при обработке полированных поверхностей кернов люминофором. При высыхании растворителя трещины становятся видны невооруженным глазом, для расчета длины трещин проводилась съемка нарушенных поверхностей в ультрафиолетовом свете.

Морфологический анализ монолитного бетона показывает, что монолит склонен к образованию кластерной структуры, фрагменты которой ограничены скрытыми трещинами. Кластерная структура предопределяет массоперенос по границам кластеров, представляющих собой капиллярную систему с наибольшей протяженностью капилляров, параллельных поверхности стены. В результате массоперенос, в процессе которого возникают расклинивающие усилия в стенке капилляров, создает условия для формирования трещин по направлению, перпендикулярному фронту массопереноса. Формируется слоистая трещиноватость, параллельная стене сооружения. Скрытая трещиноватость наиболее отчетливо проявляется в монолитном бетоне. Трещиноватость фрагментирует бетон, образуя кластерную структуру с размером объемного кластера от 0,5 до 4 – 5 см³. Кластеры имеют удлиненную форму (соотношение максимального размера к минимальному больше 2), длинной стороной кластеры ориентированы параллельно стенке. Удельная длина скрытых трещин (трещин с зиянием менее 10 мкм) плиты-оболочки составляет 0,087 мм/мм², что вдвое меньше скрытой трещиноватости монолитного бетона, который более фрагментирован скрытыми трещинами. Подобные нарушения в бетонах, как правило, связаны с действием циклического изменения температур, а также циклических динамических нагрузок. Скрытая трещиноватость со-

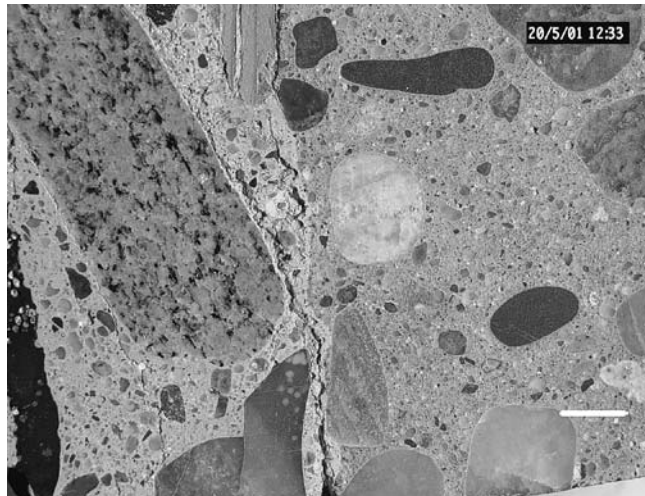


Рис. 8. Граница раздела слоев бетона (в центре), в зоне контакта образовалась трещина

здает предпосылки для развития крупных трещин, ориентированных перпендикулярно оси образцов.

Термографический анализ. Исследования вещественного состава образцов выполнялись методом термографического анализа на дериватографе Q-1500 с системой автоматического управления и регистрации температуры образца, потери веса в процессе нагрева, функции DTA и DTG. При проведении термографических исследований оценивались изменения в следующих температурных интервалах: в интервале 120 – 150 °С, который соответствует интервалу дегидратации гидросиликата C₂SH₂ и в котором наблюдаются термические преобразования этtringита и двуводного гипса; в интервале 230 – 270 °С наблюдается дегидратация структур тоберморита; в интервале 775 – 800 °С анализировалась дегидратация гидросиликатов типа CSH(a) и (b); в интервале 450 – 540 °С оценивалось количество портландита.

Термографический анализ показал, что в аморфной составляющей материала присутствуют гидроалюминаты кальция, гидросиликаты кальция, среди которых наибольшая масса представлена C₂SH(C), присутствуют C₂SH(A) и C₂SH(B).

Термогравиметрическим анализом установлено, что основная величина потери массы приходится на дегидратацию в области от 20 до 400 °С. В эту область дегидратации входят гидрогранаты, гидроалюминаты типа C₄АН(n), где n меняется от 12 до 19; в эту же область входит гидратация гидросульфалюмината кальция (этtringита) и моносульфата кальция. Высокотемпературная область 700 – 850 °С представлена гидросиликатами кальция. На долю потери свободной влаги, локализованной в микропорах, приходится 1,5 % общей потери массы. На долю дегидратации продуктов гидратированного цемента приходится более 13 % потери массы.

Рентген-флюоресцентный анализ. Химический анализ высолов, образующихся в зоне контакта плиты-оболочки с монолитным бетоном, проводился методом рентген-флюоресцентного анализа на приборе “Спектроскан-GM”. Получено, что доминирующими оксидами контактного слоя являются SiO_2 и CaO , на долю которых приходится более 70 % массы. Контактный слой состоит из совокупности минералов цемента и привнесенных высокодисперсных продуктов, содержащихся в наружном и внутреннем слоях.

Рентгенографический анализ. Рентгенографический анализ выполнялся на дифрактометрах “ДРОН-3” и “ДРОН-3М” с системой автоматической регистрации дифракционного спектра. Съёмка проводилась на Cu -излучении, напряжение на трубке 35 кВ, ток трубки 20 мА; использовались Ni-фильтр и графитовый монохроматор на отраженном пучке. При проведении фазового количественного анализа использовалось программное

обеспечение, разработанное в Институте стали и сплавов.

Рентгенографический анализ подтвердил выводы, полученные рентген-флюоресцентным методом. Установлено, что в составе контактного слоя присутствуют: в кристаллической массе — эттрингит до 5 %; клинкерные остатки, в основном состоящие из реликтов белита, до 8 %; основная часть кристаллической массы представлена фрагментами высокодисперсных заполнителей, по-видимому, мигрировавшими из наружного и из внутреннего слоя бетона. В составе этих заполнителей преобладает кварц; присутствуют микроклин, плагиоклазы, незначительное количество доломита, ангидрита и брусита (гипсовые минералы). Минералы сульфата кальция не превышают 1 – 1,5 %.

Из сопоставления результатов рентгенографического, химического и термографического анализов следует, что основную массу контактного слоя составляют гидроксиды, содержащие алюминаты,

Т а б л и ц а 5

Параметры поровой структуры образцов

Показатель	Номер образца			
	841, наружный слой	841, внутренний слой	842, нарушенный слой	842, ненарушенный слой
Пористость цементного теста	9,56	3,37	6,06	3,04
Общая анализируемая площадь, мм^2	5103,96	1701,32	3402,64	1699,87
Площадь цементного теста	1327,20	583,55	795,61	519,75
Число пор в плоскости шлифа	58538	46864	39788	34796
Удельное содержание пор в цементном тесте, $1/\text{мм}^2$	44,11	80,31	50,01	66,95
Фактор пространственного интервала	0,19	0,18	0,22	0,20
Общий периметр пор, мм	5448,64	2182,59	2772,74	2059,59
Общая площадь пор, мм^2	126,89	19,65	48,24	15,79
Средняя площадь пор, мм^2	0,0022	0,0004	0,0012	0,0005
Средний периметр, мм	0,09	0,05	0,07	0,06
Средний диаметр, мм	0,03	0,02	0,02	0,02
Средний фактор формы	0,77	0,75	0,77	0,73
Максимальный диаметр, мм	2,52	1,01	1,31	0,50
Минимальный диаметр, мм	0,01	0,01	0,01	0,01
Удельное количество пор размером до 0,3 мм, $1/\text{мм}^2$	11,45	27,54	11,66	20,46
Удельная площадь пор размером до 0,3 мм, $\text{мм}^2/\text{мм}^2$	0,0014	0,0003	0,0006	0,0004
Удельное количество пор размером более 0,3 мм, $1/\text{мм}^2$	0,014	0,009	0,034	0,008
Удельная площадь пор размером более 0,3 мм, $\text{мм}^2/\text{мм}^2$	0,025	0,011	0,014	0,009

силикаты и ферроалюминаты, при этом преобладают гидросиликаты типа $C_2SH(C)$ (интервал 600 – 800 °С). Гидроксиды клинкерных минералов составляют приблизительно 35 % от общей массы слоя. В составе материала контактного слоя присутствует этtringит в количестве 2 – 5 % по массе. Можно полагать, что контактный слой сформировался при твердении бетона и в дальнейшем видоизменялся за счет массопереноса в процессе эксплуатации сооружения.

В результате исследований установлено, что контактная зона между плитой-оболочкой и монолитным бетоном имеет различную толщину — от 0,5 до 3 – 4 мм. Граничный слой имеет в своем составе дисперсные фрагменты заполнителя (кварц, микроклин, оливин с преобладанием содержания мелких кварцевых зерен); матрица контактного слоя содержит силикаты кальция, алюмосиликаты и сульфоалюмосиликаты кальция, к которым относится находящийся в кристаллическом состоянии этtringит; аморфизованные продукты содержат гидросиликаты кальция; наблюдается небольшое количество клинкерного остатка, состоящего из реликтовых зерен ларнита (C_2S) и оболочечногидратированных реликтов алита. Отмечается незначительное количество ангидрита ($CaSO_4$).

Анализ высолов, образующихся в трещинах бетона и на контактах с крупным заполнителем, показал, что они близки по химическому и фазовому составу к материалу контактного слоя плиты-оболочки и монолитного бетона.

Выводы

По результатам лабораторных исследований образцов бетона конструкций Рыбинского гидроузла можно сделать следующие выводы.

1. При средней удовлетворительной прочности 22,8 МПа, превышающей проектную прочность бетона в конструкциях, бетон сооружений весьма неоднороден по прочности (коэффициент вариации 44,3 %). Результаты определения водопоглощения (среднее значение 6,5 – 7,16 % по массе) указывают на низкую марку бетона по водонепроницаемости (менее W4).

2. Установлено повреждение монолитного бетона за плитами оболочками. В слое толщиной 15 – 20 см (до 60 см) за плитами-оболочками монолитный бетон имеет трещины, параллельные лицевой поверхности стен. Наиболее вероятными причинами образования трещин являются различные по толщине стен температурные деформации наружных и внутренних слоёв при низкой прочности бетона, а также напряжения, возникающие при за-

мораживании и оттаивании водонасыщенного наружного слоя бетона. Растрескивание бетона увеличивает его проницаемость для воды, ухудшает его сцепление с рабочей арматурой.

3. Степень коррозии основной рабочей арматуры стен невелика. Исключение составляет рабочая арматура в длительно фильтрующих трещинах, где возможна глубокая коррозия стальной арматуры. В процессе обследования в фильтрующих трещинах были обнаружены отдельные обрывы арматуры. Данные о глубоком коррозионном поражении арматуры больших диаметров (30 мм и более) отсутствуют.

4. Загрязнение поверхности конструкций маслом не привело к снижению прочности бетона из-за высокой вязкости и малой глубины проникания масла в бетон.

5. Микроскопические исследования бетонных кернов показали наличие микротрещин в монолитном бетоне параллельных наружной поверхности стен камер, что дополняет картину образования трещин, установленную визуально при исследовании кернов. Химический, рентгенографический и термографический анализы не выявили присутствия твердых фаз, образованных агрессивными средами. Подтверждено наличие трещин по контактному слою бетона плит-оболочек и монолитного бетона. Выявлена коррозия рабочей арматуры с глубиной язв 1,0 – 1,5 мм.

6. Состояние конструкций в будущем можно прогнозировать следующим образом:

бетон в конструкциях, подвергающихся замораживанию и оттаиванию в водонасыщенном состоянии, будет подвергаться дальнейшему разрушению, при этом объем разрушений будет нарастать лавинообразно (ускоренно);

в конструкциях, имеющих фильтрующие трещины, ширина раскрытия трещин будет увеличиваться, что вызовет увеличение объема фильтрующей воды, коррозию стальной арматуры в трещинах и размыв грунта в основании сооружения;

в конструкциях, находящихся в среде влажного воздуха и имеющих глубокую карбонизацию бетона (более толщины защитного слоя), продолжится коррозия арматуры. Скорость коррозии будет зависеть от влажности бетона. Коррозия арматуры вызовет дальнейшее растрескивание защитного слоя бетона и ухудшение совместной работы арматуры с бетоном. В фильтрующих трещинах глубина локальной коррозии будет увеличиваться, что непредсказуемо уменьшит прочность стальной арматуры.

7. Необходим капитальный ремонт конструкций сооружений Рыбинского гидроузла.

Гидроэлектростанции без плотин

Лятхер В. М., доктор техн. наук, профессор (ООО «Новая Энергетика»)

Предлагаемая схема электростанции с новыми агрегатами экономична, эффективна в отношении производства работ и капитальных вложений. Ее энергетический узел может быть вынесен из воды на берег или на плавсредство и выполнен в виде стандартного серийного комплектного оборудования. Оборудование, размещаемое в воде, практически не имеет узлов, нуждающихся в регулярном эксплуатационном обслуживании. Эта схема универсальна и может быть применена фактически в любых условиях. Экономические показатели системы для разных скоростей потоков в естественных условиях должны быть определены на основе реального проектирования.

Ключевые слова: турбина, ротор, винтовые лопасти, эжекторная система, аэродинамическая модель, преобразование энергии, энергия приливов.

Известно, что энергетический потенциал рек определяется расходом реки и ее падением. В природных условиях этот потенциал реализуется через турбулентное трение и в конечном итоге идет на подогрев текущей воды, ее испарение, соответствующее изменение энергетического баланса атмосферы и водоема, принимающего реку. Скорость диссипации механической энергии потока воды пропорциональна третьей степени скорости течения, поэтому для того, чтобы уменьшить потери энергии на 90 % (т.е. достигнуть эффективности хорошего электрогенератора), достаточно уменьшить скорость течения примерно в 2 раза. Понятно, что с позиций энергетического баланса реки строить плотины и крупные водохранилища, уменьшая скорости течения в десятки раз, нет необходимости. Водоохранилища в известных условиях полезны, однако эти условия здесь не обсуждаются и предлагаемый ниже подход не является альтернативой, но расширяет возможности эффективного энергообеспечения населения, располагающегося вдоль равнинных рек и лишенного централизованного энергоснабжения.

Для относительно сильных течений со скоростями 2 – 4 м/с представляют интерес ортогональные агрегаты, которые могут иметь разное конструктивное исполнение [1]. В настоящее время из машин этого типа наиболее перспективными для рек представляются уравновешенные агрегаты с двумя геликоидными турбинами, вращающимися в противоположных направлениях, и двухсторонними линейными (дугowymi) генераторами с неподвижными индукторами между ними (рис. 1).

Турбины с лопастями, изогнутыми по винтовой линии, были предложены автором в 1983. Позже, независимо от автора, к подобной идее обеспечения постоянства крутящего момента и суммарной силы, действующей на агрегат, за счет винтовой формы осей лопастей пришел проф. А. М. Горлов в США. Такие гидротурбины, названные им геликоидными, были испытаны А. М. Горловым в разных вариантах и в разных масштабах, что позволило ему создать работоспособную конструкцию гидротурбины диаметром 1 м и высотой 2,5 м, выпускае-

мую в настоящее время в США малой серией. Подобная турбина в открытом потоке имеет такие же осредненные энергетические характеристики, что и турбина с прямыми лопастями (при одинаковом сечении лопастей и одинаковом затенении турбины), но при глубине потока, сравнимой с диаметром турбины, геликоидная турбина значительно более эффективна.

Очевидно, такой же результат уравновешенности нагрузок достигается на многоярусных агрегатах, у которых прямолинейные лопасти каждого яруса сдвинуты на небольшой угол. Подобные турбины были предложены и испытаны в разных вариантах в 1981 – 1983 гг. [2]. На них обеспечивается постоянный крутящий момент на оси агрегата и постоянная по величине сила, действующая на агрегат, но не обеспечивается постоянство изгибающего момента и постоянство перерезывающих сил в опорах. В последнее время автором предложено новое решение, свободное от всех указанных недостатков. Это достигается тем, что каждая турбина снабжается лопастями стреловидной формы, изогнутыми по винтовым линиям, идущим в противоположных направлениях от середины турбины. Разработано несколько вариантов реализации идеи. Полностью сбалансированная система может состоять из двух турбин со стреловидными винтовыми лопастями, вращающимися в противоположных направлениях и объединенными одним линейным (дугowym) генератором с неподвижными индукторами и короткозамкнутыми роторами.

Такой авторский генератор, защищенный патентами и испытанный в натуральных условиях, не передает крутящий момент на опору. Понятно, что криволинейные лопасти, очерченные по винтовой линии, могут быть заменены отрезками прямых, а линейные генераторы – обычными генераторами с мультипликаторами. Такой гидроагрегат диаметром 1,6 м (рис. 1) в настоящее время предлагается на мощность до 155 кВт при скорости потока до 3,5 м/с. При наличии в реке плавающих предметов агрегат снабжается соосной с турбиной цилиндрической сеткой, автоматически (без привода) сбрасывающей мусор мимо турбины по течению реки. На рис. 2 показана развертка боковой поверхности аг-

регата в другом варианте с постоянным крутящим моментом, постоянным изгибающим моментом и постоянной перерезывающей силой в опорах, но с неуравновешенным генератором, имеющим однонаправленное бегущее магнитное поле и передающим крутящий момент на опорную конструкцию. Концы лопастей агрегата объединены кольцами, причем кольца, обращенные к индукторам генератора, объединены и несут один общий короткозамкнутый ротор. Турбины располагаются по разные стороны неподвижных индукторов, имеющих крестообразно расположенную трехфазную обмотку, обеспечивающую движение магнитного поля в определенном направлении. Лопасти турбин, расположенных по разные стороны индукторов, ориентированы одинаковым образом, что обеспечивает вращение турбин в одном направлении. Сбалансированные турбины иной конструкции со стреловидными винтовыми лопастями могут быть применены и в агрегатах с двухсторонними линейными (дуговыми) генераторами с магнитным полем, бегущим в разных направлениях по разные стороны индукторов. Такая схема применяется в потоках с меняющимися направлениями течений (приливные, ветровые агрегаты с вертикальной осью).

В вариантах, показанных на рис. 2 и 3, генератор имеет один короткозамкнутый ротор, являющийся общим элементом для обоих ярусов турбин, движущихся в одном направлении. Опорные ролики 7 у внешних колец турбины могут быть заменены одиночными подшипниками на центральном пилоне, воспринимающем радиальные нагрузки от лопастей через тонкие предварительно натянутые струны (рис. 4).

В потоках с мало меняющимся направлением течений, например в реках, турбины по рис. 3, 4 целесообразно объединить в пару с противоположным направлением вращения и расположением осей турбин в горизонтальной плоскости под углом к направлению течения (рис. 5).

Такое расположение избавит опорную конструкцию от крутящего момента, действующего на индукторы каждой машины, и обеспечит устойчивость системы. При небольшом превышении продольной нагрузки на одну из турбин система будет поворачиваться в плане, увеличивая нагрузку на противоположную турбину и возвращая систему к равновесию. Весь агрегат выполняется с избыточной плавучестью и фиксируется на дне реки подо льдом с помощью якорей или донных свай.

Согласно проведенным испытаниям коэффициент использования мощности потока C_p при затенении $ib/D = 0,3$ (i — количество лопастей; b — хорда лопасти; D — диаметр турбины), оптимальном профиле лопасти и оптимальном ее развороте (2°) может достигать 0,40 – 0,45 при относительной скорости лопастей $V/U = 2,2$. При коэффициенте

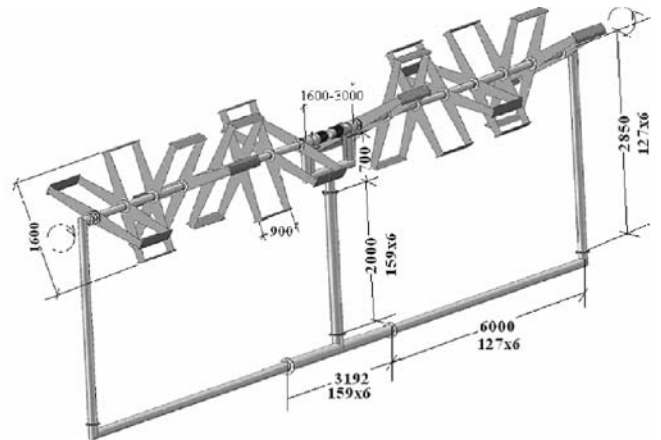


Рис. 1. Серийный гидроагрегат с противоположным вращением турбин

Скорость потока, м/с	1	1,5	2	2,5	3	3,5
Максимальная мощность, кВт	3,6	12	29	56	98	155
Частота вращения, об/мин	32	49	65	80	97	113
Угонная частота, об/мин	48	75	100	120	150	170

полезного действия генератора 0,8 и оптимальной длине турбины $3,6D = 36b$, электрическая мощность оптимального агрегата оценивается по формуле

$$P = 115,2b^2 \cdot U^3.$$

Если хорда лопасти принята $b = 0,16$ м, то при диаметре одной турбины 1,6 м и ее длине 5,8 м, мощность блока из двух турбин при скорости потока 2 м/с составит $P = 23,6$ кВт. Если хорду лопасти принять 0,2 м, то при длине одной турбины 7,2 м и диаметре 2 м мощность блока при той же скорости потока 2 м/с составит $P = 36,9$ кВт.

В районах, где отсутствует лед, может быть эффективной авторская эжекторная схема с использованием на эжектируемом тракте не воды, а воздуха (рис. 6) [2]. Смысл такой замены становится понятным, если сравнить две турбины одного размера, работающие на жидкостях разной плотности ρ_1 и ρ_2 , но имеющие, например, одинаковую мощность:

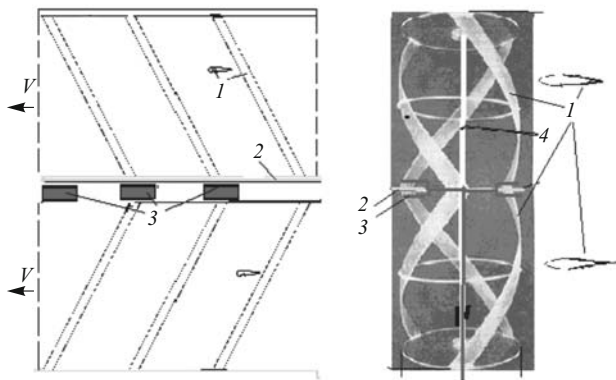


Рис. 2. Сбалансированная турбина с однороторным, двухсторонним генератором и компенсацией перерезывающих сил: слева — развертка; справа — общий вид турбины; 1 — лопасти, изогнутые по винтовой линии; 2 — короткозамкнутый ротор, объединяющий лопасти; 3 — неподвижные индукторы; 4 — вал лопасти

$$P = C_{p\rho_1} U_1^3 \Omega / 2 = C_{p\rho_2} U_2^3 \Omega / 2. \quad (1)$$

Отношение скоростей потоков в этом случае должно быть

$$U_1 / U_2 = (\rho_2 / \rho_1)^{1/3}. \quad (2)$$

То есть если воду заменить на воздух, то скорость потока надо увеличить примерно в 10 раз (точнее, в 9,3 раза). Силы и моменты, действующие со стороны потока на турбину, при этом уменьшаются во столько же раз, но скорость вращения турбины увеличится во столько же раз. Последнее означает резкое увеличение инерционных нагрузок на турбину, но одновременно и резкое повышение эффективности электрогенератора, вращаемого турбиной. Отсюда возникает идея погрузить концент-

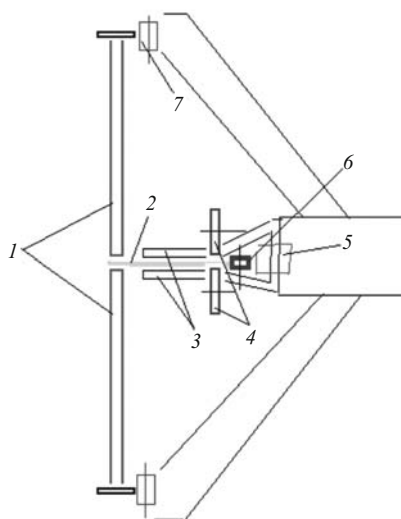


Рис. 3. Схема подвески ротора и съема мощности: 1 — рабочие лопасти, изогнутые по винтовой линии; 2 — короткозамкнутый ротор; 3 — магнитопровод; 4 — ролики, фиксирующие положение ротора в магнитном поле; 5 — обмотка, формирующая бегущее поле; 6, 7 — ролики, воспринимающие боковые реакции

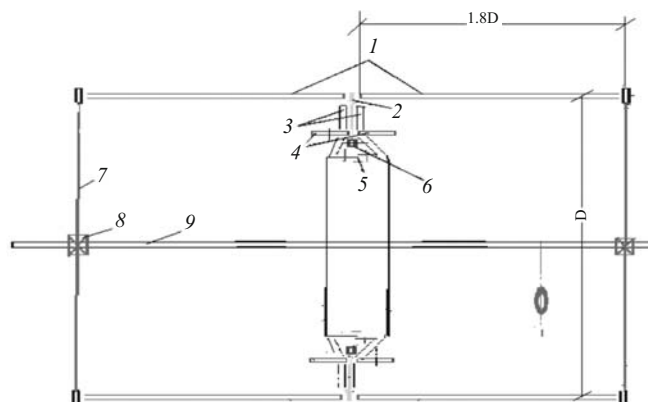


Рис. 4. Поперечный разрез по агрегату с горизонтальной осью, предназначенному для использования в реках с небольшой глубиной: 1–6 — то же, что на рис. 5; 7 — тонкие струны, натягивающие кольцо и передающие радиальные нагрузки через подшипники 8 на неподвижный пилон 9

ратор в водный поток, а турбину и генератор расположить на эжектируемом воздушном потоке. Эжектируемой средой может быть, конечно, и вода, если скорости в потоке велики и статическое давление (заглубление под поверхность воды) позволяет не опасаться кавитации. Однако, более интересным может быть эжектирование воздуха.

Турбина (рис. 6, справа) включает концентратор 1, снабженный на передней грани решеткой с хорошо обтекаемыми стержнями, конфузورный подводящий канал 2, рабочую камеру с горлом диффузора и воздухопроводом 3, отводящий канал в форме диффузора 4, поворотный шарнир 5, воздушную турбину 6 с генератором 7 и подводящим конфузуром 8. Все это расположено на плавсредстве 9. Если решетки засоряются, центр давления перемещается в плоскость перед осью вращения и турбина сама поворачивается и сбрасывает мусор. Так же она действует и при изменении направления течения, всегда ориентируясь по течению. Рабочая камера 3 может быть выполнена в форме спирали, закручивающей поток воды и прижимающей его к

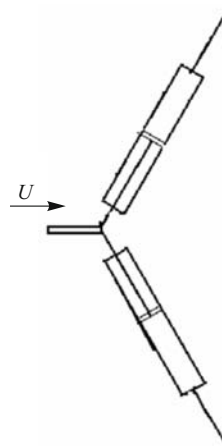


Рис. 5. План расположения пары турбин со встречным вращением роторов

стенкам диффузора, что полезно для повышения напора на турбине *b* и уменьшения опасности кавитации в диффузоре. Если скорости в потоке воды велики, то лучше может быть другая схема — с подачей воздуха к стенкам диффузора (рис. 6, слева).

Расчеты показывают, что максимальная мощность, генерируемая системой с эжектором, при оптимальной конструкции может в 2,6 раза превышать мощность потока воды через круг с диаметром, равным диаметру начального сечения диффузора на рис. 7 и скорости набегающего потока U_0 . При этом диаметр концентратора должен быть примерно в 1,5 раза больше диаметра начального сечения диффузора, а площадь сечения турбинного канала должна быть 0,25 – 0,30 от площади начального сечения диффузора (горла диффузора) (рис. 7). Перепад давлений на турбине измерен в долях скоростного напора эжектирующего потока в горле диффузора. Заметим, что вырабатываемая мощность при постоянном объемном расходе через турбину Q_t и перепаде давления Δp не зависит от плотности рабочей среды:

$$P = \eta \Delta p Q_t, \quad (3)$$

где $\eta \sim 0,9$ — коэффициент полезного действия агрегата “турбина + генератор”.

Предложенная схема хороша для обычных, небольших скоростей течений воды, когда другие решения оказываются очень тяжелыми и дорогими. Пусть, например, скорость потока $U_0 = 2$ м/с. Входной концентратор имеет сечение $2 \times 1 = 2$ м². Площадь горла эжектора 0,2 м². Расход воздуха через оптимальную турбину получается 1,2 м³/с, площадь воздуховода — 0,06 м², скорость воздуха — 20 м/с, частота вращения двухлопастной турбины (быстроходность 8) диаметром 300 мм — 10200 об/мин. Увеличивая число лопастей, можем снизить быстроходность до 2, а частоту вращения до 2500 об/мин.

Возможно также применение ортогональной турбины с затенением 0,3, что даст частоту вращения 2500 об/мин. Мощность генератора может быть $2,6 \cdot 0,2 \cdot 8/2 = 2,1$ кВт. Если скорость потока 1 м/с, то мощность снижается до 260 Вт, частота вращения уменьшается в 2 раза и возникает проблема обеспечения вакуума в горле эжектора — необходимо располагать горло диффузора возможно ближе к поверхности воды.

Еще более слабые течения, характерные для открытых пространств океанов и морей, а также для равнинных участков многих рек, могут быть использованы в другой авторской схеме гидроударного преобразования энергии (рис. 8) [3].

Работает система следующим образом. Свободный поток со скоростью U_0 и давлением в центральной струйке p_0 на входе в концентратор слегка

притормаживается до скорости U_1 с небольшим увеличением давления до p_1 , а затем увеличивает скорость до значения $U > U_0$ с соответствующим понижением давления до величины $p < p_0 < p_1$. Это понижение давления сопровождается выделением воздуха (смеси газов), растворенного в воде. В какой то момент затвор 3 закрывается и в трубе 1 возникает волна сжатия, распространяющаяся со скоростью c от затвора навстречу течению с давлением на фронте:

$$p^+ = \rho U c, \quad (4)$$

а вниз по течению от затвора распространяется ударная волна с таким же понижением давления:

$$p^- = -\rho U c. \quad (5)$$

Левый клапан 7 (рис. 8) открывается для пропуска жидкости с высоким давлением в емкость 4, а правый клапан 8 открывается для выпуска жидкости из емкости 5 в зону пониженного давления в трубе 2. Так происходит до тех пор, пока волны давления не вернуться, отразившись от свободных концов трубы. В этот момент все клапаны закрываются, затвор 3 открывается и течение разгоняется до первоначального состояния, после чего процесс повторяется. Разница давлений в емкостях 4 и 5 постепенно и непрерывно срабатывается на гидроагрегате 6. Если направление потока изменилось (прилив сменился отливом), процесс по существу не меняется, изменяется только роль клапанов 7 и 8. Емкости 4 и 5 сохраняют свои функции, а турбина 6 работает в прежнем направлении. Заметим, что скорость c может не оставаться постоянной при изменении скорости течения. При малых скоростях течения и сравнительно малых приращениях давления интенсивность выделения воздуха из воды меньше, а жесткость пластиковых труб относительно больше, чем при высоких скоростях потока и высоких приращениях давления. Оба эти обстоятельства приводят к тому, что с изменением скорости течения изменения давления в аккумулирующих емкостях будут относительно небольшими.

Важным обстоятельством является использование внутренней аэрации потока, возникающей при понижении давления за счет увеличения скорости потока в узкой части системы. Такая аэрация даже при незначительной концентрации воздуха резко снижает скорость распространения ударных волн в воде, что дает достаточное время для наполнения буферной емкости 4 из зоны избыточного давления или опорожнения другой емкости 5 в зону дефицитного давления и обеспечивает устойчивую работу прямооточного высокооборотного гидроагрегата 6 (рис. 8). Скорость распространения волн в воде с пузырьками воздуха, в которых давление равно p , определяется плотностью смеси ρ_0 , модулем упругости воды E , концентрацией воздуха s :

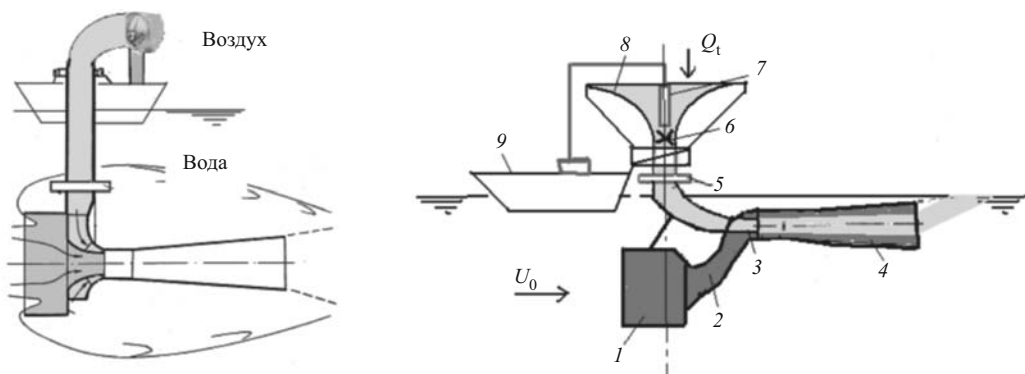


Рис. 6. Эжекторный гидрокомплекс с быстроходной ветротурбиной на водном потоке с малыми скоростями

$$c = \{\rho_0[1/E + s/p]\}^{-0,5}. \quad (6)$$

При малой концентрации воздуха и невысокой жесткости труб в формулу (6) нужно ввести известные поправки из теории гидравлического удара в трубах.

Для более эффективной работы системы важно использовать оптимизированные конструкции диффузоров и конфузоров, выполняющих функции концентраторов.

Исключительные преимущества этой системы при малых скоростях течений очевидны. Эффективность и работоспособность системы проверены и подтверждены расчетами и опытами. Оценим возможную мощность турбины 6. После закрытия затворов 2 и 3 плотность водовоздушной смеси в трубе увеличится

$$\Delta\rho = \rho U/c. \quad (7)$$

Если в емкости 4 поддерживается давление

$$p_4 = \alpha\rho U_c, \text{ где } \alpha < 1, \quad (8)$$

то после открытия затвора 7 в емкость поступит масса

$$\Delta M = (1 - \alpha)\rho UL\Omega/c. \quad (9)$$

Время затекания этой массы мало

$$t_{in} = \alpha_{in}L/c \sim L/c. \quad (10)$$

Время восстановления течения в трубе 1 после открытия затворов 7 и 8, согласно опытам У. Р. Лийва, равно

$$t_{out} = \alpha_{out}L/U \sim 0,5L/U > t_{in}. \quad (11)$$

Средний объемный расход через турбину 6 составляет

$$Q_T = (1 - \alpha)(UL\Omega/c)/(t_{in} + t_{out}) \quad (12)$$

Мощность турбины, рассчитываемая по (7) – (12), записывается в виде

$$P = \alpha\rho U_c(1 - \alpha)(UL\Omega/c)/(t_{in} + t_{out}) = \alpha(1 - \alpha)\rho U(UL\Omega)/(t_{in} + t_{out}). \quad (13)$$

Она будет максимальной при $\alpha = 0,5$:

$$P = 0,25\rho U^2\Omega/(\alpha_{in}/c + \alpha_{out}/U) \sim \rho U^3\Omega/2. \quad (14)$$

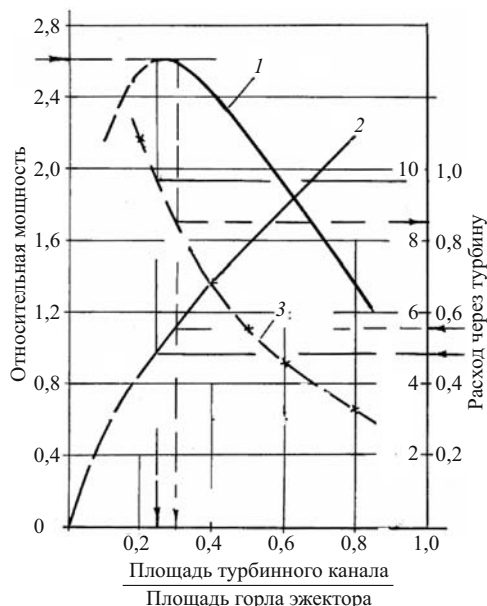


Рис. 7. Оптимизация эжекторной системы

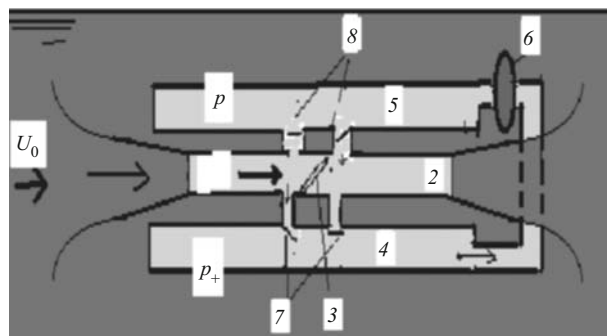


Рис. 8. Блок гидроударного агрегата для использования энергии слабых течений: 1, 2 — зона течения водовоздушной смеси; 3 — быстродействующий затвор; 4 — емкость высокого давления; 5 — емкость низкого давления; 6 — гидроагрегат; 7 — клапана повышения давления, пропускающие жидкость в емкость 4; 8 — клапана понижения давления, выпускающие жидкость из емкости 5

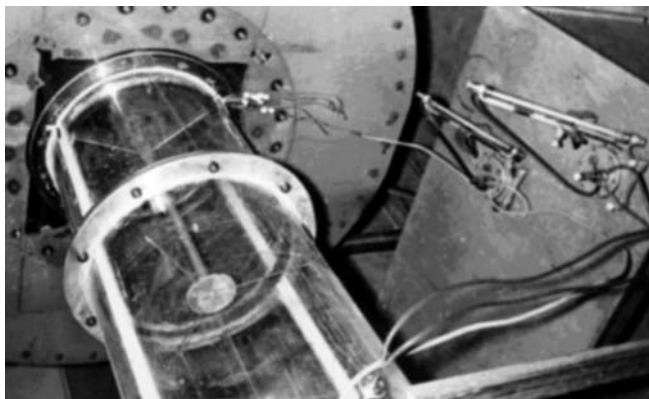


Рис. 9. Аэродинамическая модель, на которой изучалось влияние формы концентратора и подачи расхода в зону вакуума за концентратором. Забор жидкости с напорной стороны и подача на тыльную сторону осуществлялись по независимым каналам

Таким образом, гидроударный агрегат оказался примерно в 3 раза более эффективным, чем свободный традиционный коллинеарный гидроагрегат с ометаемой поверхностью, равной площади сечения трубы. При рациональной конструкции агрегата скорость в трубе U существенно больше скорости потока U_0 на подходе к агрегату. Определение скорости U квазистационарного течения в трубе является центральной задачей гидравлического расчета системы. Эта скорость зависит от очертания подводящего и отводящего участков центральной трубы. На воздушной модели (рис. 9) на которой изучались условия работы цилиндрических концентраторов, которые по идее должны повышать давление на входе и понижать давление на выходе трубы.

На рис. 10 показано, как меняется распределение относительного давления по поверхности круглого диска без концентраторов (линия 1) и при концентраторах различной формы. Видно, что при надлежащем концентраторе распределение давления становится практически равномерным и составляет 0,92 – 0,95 от скоростного потока, набегающего на диск.

Глубина понижения давления за концевым участком системы также зависит от формы концевого участка. Таким образом, перепад давления в системе может быть заметно больше естественного падения уровня свободной поверхности воды в пределах системы. В данной схеме, имеющей значительную продольную протяженность, известные предельные соотношения Бетца — Жуковского не выполняются. Перепад давления в системе зависит от соотношения расходов на подходе (в пределах контура водоприемника) Q_0 и фактического стационарного расхода Q , идущего через трубу. Наличие последнего в определенных пределах вызывает эффект эжекции с дополнительным понижением давления за системой (рис. 11).

Кроме физических экспериментов были проведены расчеты нестационарных течений в двумер-

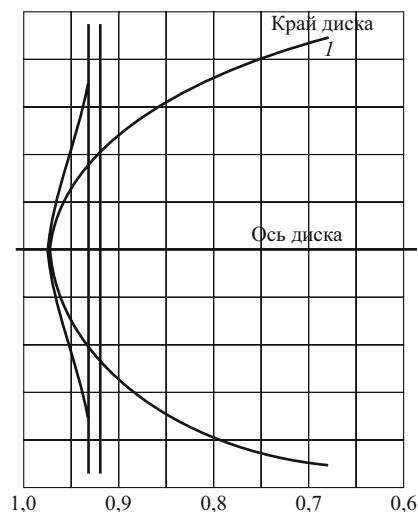


Рис. 10. Распределение относительного избыточного давления по поверхности круглого диска при отсутствии концентратора (1) и при наличии цилиндрических насадок разной длины

ной (осесимметричной) постановке для уравнений Эйлера.

На рис. 12 приведен пример результатов численного моделирования течений за системой “концентратор-диффузор”. Средний перепад давлений на блоке составляет $0,8\rho U_0^2/2$ для концентратора в форме насадка длиной, равной радиусу входного конфузора-диффузора. Этими параметрами определяется энергетическая эффективность системы в целом. Пренебрегая потерями внутри трубы, получаем оценку скорости U_2 потока на выходе из концевого диффузора $U_2 = \sqrt{1,8U_0}$. Если площадь выходного сечения диффузора в 2 раза больше сечения основной трубы, то скорость стационарного течения в трубе может быть

$$U = 2\sqrt{1,8U_0}, \quad (15)$$

а средняя мощность системы

$$P = \rho 2,4U_0^3\Omega_0, \quad (16)$$

где Ω_0 — площадь поперечного сечения реки, занимаемая системой.

Если скорость потока 1 м/с, а площадь занимаемого участка сечения реки $3,14 \text{ м}^2$ (пластиковые трубы диаметром 2 м изготавливаются серийно), то получаемая средняя мощность может быть примерно 8 кВт. По данным опытов перепад на системе может быть больше (рис. 11), а ее эффективность выше.

Предлагаемая схема электростанции с новыми агрегатами экономична, эффективна в отношении производства работ и капитальных вложений. Ее энергетический узел может быть вынесен из воды на берег или на плавсредство и выполнен в виде стандартного серийного комплектного оборудования. Оборудование, размещаемое в воде, практиче-

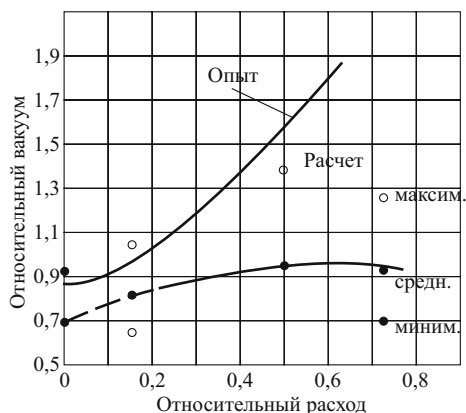


Рис. 11. Понижение давления на выходе из системы (в долях скоростного напора естественного потока) в зависимости от относительного расхода через систему Q/Q_0

ски не имеет узлов, нуждающихся в регулярном эксплуатационном обслуживании. Эта схема универсальна и может быть применена фактически в любых условиях. Экономические показатели системы для разных скоростей потоков в естественных условиях должны быть определены на основе реального проектирования.

Конечно, можно и не вызывать гидравлических ударов, не создавать накопителей, а использовать протяженную схему для концентрации потока, увеличения скорости в трубе, где разместить ортогональный или коллинеарный агрегат с тихоходным электрогенератором того или иного типа. Относительная величина максимальной мощности, которую можно отобрать у течения в такой системе (в долях начальной максимальной мощности потока в трубе без агрегата $P_0 = \rho g \Delta H U \Omega$), составляет

$$P_{\max}/P_0 = 2/3 \sqrt{3} = 0,385. \quad (17)$$

Этот результат является для рассматриваемых условий фундаментальной оценкой, свободной от частных гипотез [5]. Описанные схемы могут быть использованы для оптимального преобразования энергии приливов, в том числе с обеспечением базисной составляющей мощности [6].

Выбор остается за реальными проектами и экономическими оценками.

В принципе, вносимые предложения в области гидроэнергетики означают переход от концентрированного преобразования энергии, накопленной за счет уменьшения диссипации энергии потоков в верхних бьефах, к распределенному. Скорость диссипации энергии пропорциональна третьей степени скорости потока. Для того чтобы иметь возможность отобрать 90 % энергии реки, надо уменьшить скорость ее течения (увеличить время пребывания воды в реке) всего в 2,16 раза. Любое из описанных выше устройств тем более эффективно, чем большую часть сечения реки оно занимает. Конкретные

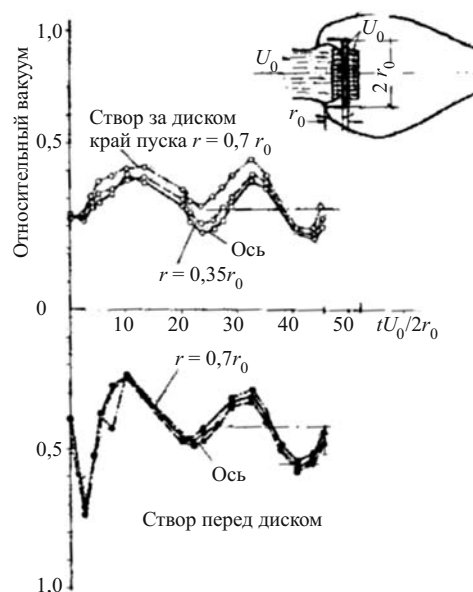


Рис. 12. Относительное давление на напорной стороне концентратора в форме цилиндрического насадка с длиной, равной радиусу диска (верхний график). Относительный вакуум за концентратором при подаче в зону вакуума половины расхода, забираемого с напорной грани (нижний график)

проекты должны исходить из локальных требований потребителей и естественных экологических ограничений. Важно, что любая из указанных схем допускает простое увеличение мощности за счет расположения подобной системы в реке в том же створе либо выше или ниже по течению. Эти же системы могут быть использованы для регулирования уровней воды в реках без создания плотин [7]. Ортогональные турбины по схеме на рис. 1 – 4 могут быть применены в составе агрегатов, преобразующих энергию течений и поверхностных волн в комплексе [8].

Список литературы

1. Лятхер В. М. Гидроэлектростанции с ортогональными агрегатами // Малая энергетика. 2008. № 1 – 2 (6 – 7). С. 39 – 47.
2. Пат. РФ № 2347938. Плавающая водо-воздушная электростанция / Лятхер В. М. // Бюллетень изобретений. 2009. № 6.
3. Пат. РФ № 2347937. Бесплотинная гидроэлектростанция / Лятхер В. М. // Бюллетень изобретений. 2009. № 6.
4. Лятхер В. М., Иванов И. И., Скосарева С. М. Экспериментальные исследования ортогональных агрегатов для использования энергии течений // Гидротехническое строительство. 1986. № 11. С. 33 – 38.
5. Лятхер В. М. Энергетический потенциал приливных электростанций // Изв. РАН. Энергетика. 2006. № 4. С. 39 – 46.
6. Лятхер В. М. Оптимальное использование энергии приливов // Доклады РАН. 2006. Т. 411. № 4. С. 476 – 479.
7. Пат. РФ № 2347936. Способ работы гидроагрегата для регулирования уровня воды в нижнем бьефе ГЭС и свободнопоточный гидроагрегат для регулирования уровня воды в нижнем бьефе ГЭС / Лятхер В. М., Мажбиц Г. Л. // Бюллетень изобретений. 2009. № 6.
8. Пат. РФ № 2351793. Волно-поточная энергетическая установка / Лятхер В. М. // Бюллетень изобретений. 2009. № 10.

Автоколебания напорных систем и разрушение гидроагрегатов

Лобановский Ю. И., кандидат физ.-мат. наук (ООО “НЦИТ “Интертех”)

Рассмотрено возбуждение гидроакустических автоколебаний в напорных водоводах гидроэлектростанций с высокими плотинами. Выведен критерий возбуждения автоколебаний для определения гидроакустической устойчивости ГЭС. Вычислены индексы гидроакустической устойчивости гидроэлектростанций различных типов.

Ключевые слова: резонансное возбуждение автоколебаний напорных систем ГЭС, гидроакустическая устойчивость, отрывы турбинных крышек.

Как известно, 17 августа 2009 г. в 8 ч 13 мин по местному времени на Саяно-Шушенской гидроэлектростанции им. П. С. Непорожного из турбинного колодца на высоту около 14 м был выброшен второй гидроагрегат, который персонал станции незадолго до этого попытался остановить. Во время инцидента произошло полное разрушение гидроагрегата. Его авария привела к катастрофическому развитию событий на станции. Вода, под большим давлением хлынувшая из открытого турбинного колодца, разрушила часть конструкций машинного зала и уничтожила важнейшие подсистемы других агрегатов, что привело к выходу их из строя и частичному или полному разрушению. Машинный зал и помещения под ним были затоплены. К 9 ч 20 мин с гребня плотины вручную были закрыты аварийно-ремонтные затворы на водоводах всех гидроагрегатов и таким образом был прекращен доступ воды с верхнего бьефа в машинный зал [1, 2]. За 26 лет до этого, 9 июля 1983 г. в 22 ч 48 мин, через 4 мин после включения в сеть первого гидроагрегата, на Нурекской ГЭС также произошел частичный отрыв его крышки [3]. Объяснить причину этого инцидента тогда не удалось.

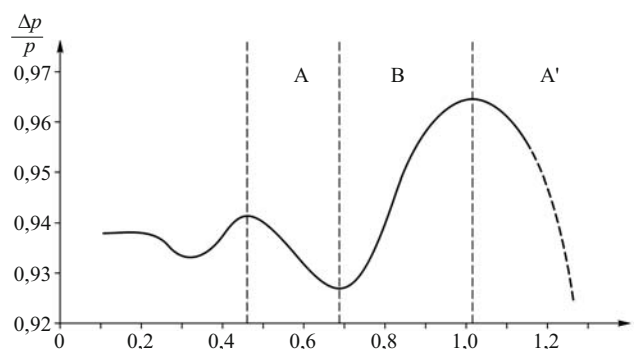
В работах [2, 3] было показано, что оба инцидента произошли в результате неконтролируемого роста пульсаций давления в напорных водоводах гидроагрегатов. Единственная известная непротиворечивая теория, объясняющая это явление как с качественной, так и с количественной точки зрения, — это теория резонансного возбуждения автоколебаний напорных систем [3, 4], являющаяся развитием теории гидроакустического резонанса [5 – 7]. Опишем вкратце основные положения этой теории и несколько более подробно остановимся на тех практических выводах из нее, которые стоило бы принять во внимание гидроэнергетикам, проектирующим, строящим и эксплуатирующим высоконапорные гидроэлектростанции.

Из теории следует, что для того, чтобы пульсации давления в водоводе возрастали по времени, необходимо выполнение двух условий:

1) на стационарной характеристике турбины (зависимости относительных потерь полного давления $\Delta p/p$ от безразмерного расхода $q = Q/Q^*$, где Q^* — объемный расход воды на рабочем режиме) должен существовать падающий участок, где производная полного давления по расходу отрицательна (рисунок);

2) частота прецессии вихря за турбиной или других достаточно мощных источников колебаний давления, например частота вращения ротора турбины, и собственная частота колебаний воды в водоводе должны быть близки между собой.

На рисунке, построенном на основе экспериментальных данных, полученных при натурных испытаниях десятого гидроагрегата Саяно-Шушенской ГЭС [5], вертикальными пунктирными линиями выделены зоны, в которых производная функции $\Delta p/p$ (за исключением их границ) сохраняет постоянный знак. Именно зоны А и А' являются теми областями, где возможно возникновение разрушительных автоколебаний в водоводе ГЭС (следует отметить, что в зоне В возможно возникновение автоколебаний в водоводе гидроаккумулирующей станции при работе ее агрегата в насосном режиме [4]). При указанных выше условиях под действием внешнего периодического возмущения может произойти возбуждение автоколебаний из-за наличия в колебательном контуре нелинейного элемента, создающего положительную обратную связь. Роль такого элемента играет турбина на па-



дающих участках своей стационарной характеристики.

Второе необходимое условие с достаточной для возбуждения автоколебаний точностью реализуется, к счастью, сравнительно редко. Частота прецессии вихря за турбиной (вихревая частота) ν_v зависит от частоты вращения ротора турбины ν_r и степени отставания от ротора несимметричного вращающегося отрыва, которая определяется особенностями обтекания турбины. Частота собственных колебаний воды в водоводе ν_e зависит от его геометрии и с частотой вращения турбины прямо не связана.

Поэтому для предварительного решения поставленной задачи следует найти гидроэлектростанции, у которых

$$\nu_p \approx \nu_e,$$

где частота возбуждения $\nu_p = \nu_v$ или $\nu_p = \nu_r$, причем, как показали дальнейшие расчеты, в большинстве случаев, в том числе и в обоих инцидентах, произошедших в реальности, опасной оказывается близость частот собственной ν_e и вихревой ν_v .

Элементы теории резонансного возбуждения автоколебаний напорных систем. На основе теории размерностей [9] было показано [3], что вихревая частота ν_v в первом приближении пропорциональна частоте вращения ротора турбины ν_r :

$$\nu_v = \frac{\nu_v^* \nu_r}{\nu_r^*}, \quad (1)$$

где индекс * относится к известным из эксперимента характерным значениям этих параметров. Выражение (1) позволяет пересчитывать вихревые частоты различных гидроагрегатов в том случае, когда параметры оптимальности сравниваемых радиально-осевых турбин ξ не слишком сильно различаются между собой (для высоконапорных ГЭС

$\xi \approx 30 - 50$, для средненапорных — $\xi \approx 50 - 70$ [3]). Поэтому в качестве характерных частот при пересчете в первом случае используются соответствующие частоты агрегатов Саяно-Шушенской ГЭС, а во втором — Красноярской ГЭС [3, 9]. Данный комплексный эмпирический параметр вычисляется следующим образом:

$$\xi = 500 \frac{\nu_r W^{\frac{1}{2}}}{h^{\frac{5}{4}}},$$

где ν_r — частота, Гц; W — мощность, МВт; h — напор, м.

Собственная частота колебаний в водоводе ν_e определяется посредством решения методом Фурье одномерного волнового уравнения с сильным разрывом — перепадом полного давления на турбине [3]. Именно этот разрыв давления, соизмеримый по величине с изменением давления во всем водоводе, превращает хорошо известную линейную задачу малых колебаний жидкости в трубе с открытыми концами [10, 11] в нелинейную [5, 6]. Был построен регулярный метод расчета нелинейной системы уравнений гидроакустических колебаний, и после массовых расчетов были выявлены качественные свойства решений этой системы уравнений в области практически интересных значений определяющих параметров. Анализ свойств решений системы уравнений в этой области позволил найти простой метод оценки собственных частот типичных водоводов, который может быть использован любым инженером [3].

Как показали дальнейшие исследования, для более точной оценки устойчивости напорных систем необходимо точно знать коэффициент затухания колебаний δ в точках максимумов стационарной характеристики турбины. Для Саяно-Шушенской ГЭС этот параметр был определен из сопоставления расчетных и экспериментальных данных. Анализ основных факторов, вызывающих затухание колебаний (диссипации энергии колебаний в водоводе и излучения энергии через его открытые концы), позволил построить метод пересчета этого параметра для других гидроэлектростанций [3].

Вычисление индекса устойчивости. Результаты применения разработанной полуэмпирической теории к группе средне- и высоконапорных гидроэлектростанций в самом простом инженерном варианте представлены в табл. 1.

Сравнивая частоты собственных колебаний водоводов ν_e и вихревые частоты ν_v , а также турбинные частоты ν_r у четырех рассматриваемых гидроэлектростанций, можно наглядно убедиться, что вследствие большого различия частот у трех сред-

Т а б л и ц а 1

ГЭС	L , м	κ	ν_e , Гц	ν_v , Гц	ν_r , Гц
Гувер	145	0,10	3,3	1,8	3,00
	130		3,6		
Красноярская	135		3,5	1,2	1,56
Итайпу	125		3,8	1,2	1,53
Санья	115		4,1	1,0	1,25

Примечание. L — полная длина водовода (сумма длин его напорной части и отсасывающей трубы); $\kappa = 1$ — $\Delta p/p$ в соответствующих точках максимума стационарной характеристики турбины.

ненапорных ГЭС (Красноярской, Итайпу и Санья) нет опасности возникновения автоколебаний.

У высоконапорной гидростанции Гувер собственные частоты более длинного водовода оказались в опасной близости к турбинным частотам. Отношение $|\Delta v|/v_e < 0,1$ примерно такое же, как у Саяно-Шушенской и Нурекской ГЭС [3]. Поэтому эту гидроэлектростанцию следует отнести к группе риска и оценить ее гидроакустическую устойчивость более точным методом. Для этого при использовании результатов классической теории резонансного возбуждения колебательной системы с затуханием [12] была получена оценка условий жесткого возбуждения автоколебаний в напорной системе гидроэлектростанции:

$$\sigma = \frac{2\pi}{k_\sigma \beta} \frac{|v_p - v_e|}{v_e},$$

где $\beta = \delta/v_e$; σ — индекс устойчивости гидроакустической системы, характеризующий степень резонансного отклика колебательной системы, состоящей из напорного водовода, турбины и отсасывающей трубы, на внешнее колебательное возмущение; k_σ — нормирующий множитель, величина которого по результатам расчетных и экспериментальных

данных для Саяно-Шушенской ГЭС была принята равной 5; δ — коэффициент затухания в точке максимума стационарной характеристики турбины [3].

Смысл введения нормирующего множителя состоит в том, чтобы описанная ниже критическая величина индекса устойчивости σ^* не слишком отличалась от 1, а также практически не зависела от точности определения коэффициента затухания δ [13].

Результаты расчетов возбуждения автоколебательных процессов для шести высоконапорных ГЭС представлены в табл. 2. Во всех случаях, кроме первого из представленных вариантов для Нурекской ГЭС (для него был проведен расчет в зоне А), рассматривался режим возбуждения автоколебаний в зоне А', который приводит к катастрофическому сценарию дальнейшего развития событий. Для Нурекской ГЭС из-за большой длины ее водоводов режимы были рассчитаны на второй моде колебаний (рассмотрены самый длинный (третий) и самый короткий (восьмой) водоводы, а также водовод первого гидроагрегата, на котором ранее произошла авария 9 июля 1983 г., когда его турбинная крышка была частично оторвана) [3]. Для ГЭС Гувер и Токтогульской представлены значения индекса σ для частот возбуждения как вихревой, так и турбинной, а для остальных — только для вихревой частоты,

Т а б л и ц а 2

ГЭС	L_1 , м	L_2 , м	κ	v_e , Гц	β	v_p , Гц	σ
Саяно-Шушенская	241	28	0,035	1,55	0,172	1,425 ± 0,025	0,6 ± 0,1
Нурекская	649	34,5	0,080	0,72	0,281	0,63 ± 0,07	0,55 ± 0,45
<i>Нурекская</i>	666	34,5	0,055	1,59	0,152	2,00 ± 0,04	2,1 ± 0,2
	649			0,149	1,9 ± 0,2		
	610			0,141	1,4 ± 0,2		
<i>Гувер</i>	115	30	0,095	3,29	0,074	1,80 ± 0,03	7,7 ± 0,2
						3,00	1,5
	100			3,73	0,071	1,80 ± 0,03	9,2 ± 0,15
						3,00	3,5
<i>Чиркейская</i>	226	30	0,035	1,63	0,142	2,00 ± 0,04	2,0 ± 0,2
	205	60,7		1,72	0,137		1,5 ± 0,2
<i>Токтогульская</i>	175	30	0,035	2,07	0,126	1,66 ± 0,03	2,0 ± 0,15
						2,78	3,4
	155	55		2,25	0,121	1,66 ± 0,03	2,7 ± 0,15
						2,78	2,4
Сяовань'	275	30	0,035	1,37	0,231	1,50 ± 0,03	0,5 ± 0,1

так как турбинные частоты там гораздо удаленнее от частот собственных колебаний водовода и никакой опасности собой не представляют.

Уровень колебательного возмущения, при котором система в процессе жесткого возбуждения переходит в автоколебательный режим, может быть приблизительно оценен из имеющихся натурных данных, по крайней мере в двух случаях этот режим был запущен, во многих других — нет [3]. Кроме того, известно, что на двух гидроаккумулирующих станциях Далечице и Жарновец произошло приближение к режиму возбуждения автоколебаний [4]. Для всех этих случаев можно подсчитать индекс устойчивости, и граница раздела между ними даст критический уровень индекса σ^* . Рассмотрим имеющиеся экспериментальные данные.

Прямым жирным шрифтом в таблице 2 выделены неустойчивые гидроэлектростанции, а жирным курсивом — ГЭС, приближающиеся к границе устойчивости и, видимо, могущие ее перейти при очень сильных возмущениях, вносимых в работу их гидроагрегатов. Первые две строки табл. 2 относятся к случаям инцидентов на Саяно-Шушенской и Нурекской ГЭС. На последней станции авария произошла в зоне А на первой моде колебаний. Все остальные представленные в табл. 2 расчеты проведены для зоны А', при этом для Нурекской ГЭС в строках 3 – 5 показаны результаты расчетов уже на второй моде колебаний, так как на первой моде в зоне А' у нее никаких проблем с гидроакустической устойчивостью заведомо не существует. Именно поэтому собственная частота водовода первого агрегата станции на этом режиме возросла примерно в два с четвертью раза [3].

Вариант Сяовань' — чисто расчетный. Так как длины водоводов этой строящейся китайской гидроэлектростанции неизвестны, они, в предположении конструктивного подобия ее плотины, были пересчитаны с длин водоводов Саяно-Шушенской и Чиркейской ГЭС. В реальности как конструкция и длина водоводов ГЭС Сяовань, так и индекс ее гидроакустической устойчивости, вполне могут быть иными.

Из табл. 2 следует, что в тех случаях, когда происходили отрывы турбинной крышки (на Саяно-Шушенской и Нурекской ГЭС), индекс гидроакустической устойчивости σ оказывался меньше 1. При $\sigma \approx 1,1 - 1,2$ начинались недопустимые вибрации гидроагрегатов на ГАЭС Далечице и Жарновец [4]. Когда $\sigma \geq 1,3 - 1,4$, серьезных гидроакустических проблем, видимо, не наблюдалось. Следовательно, по имеющимся данным условием возбуждения автоколебаний оказывается следующее:

$$\sigma \leq \sigma^* \approx 1 - 1,2,$$

где σ^* — критическое значение индекса устойчивости.

Согласование между результатами теории резонансного возбуждения автоколебаний и экспериментальными данными, полученными при эксплуатации 11 ГЭС и ГАЭС, рассмотренными в [3, 4], а также Ингури ГЭС, доказывает, что эта теория достаточно адекватно отражает реальные процессы, происходящие в напорных системах гидроэлектростанций при потере ими гидроакустической устойчивости, и что ее можно использовать для поиска неустойчивых гидроэлектростанций. Таким образом, если индекс гидроакустической устойчивости $\sigma < 1$, то гидроагрегат может вылететь из своего турбинного колодца.

Список существующих ГЭС, входящих в зону гидроакустического риска. В предыдущих разделах было показано, что для возбуждения автоколебаний в напорной системе необходима близость частоты внешнего периодического возмущения, которое возникает из-за вращения ротора гидроагрегата или из-за прецессии затурбинного вихря, и частоты собственных колебаний воды в водоводе. Частота вращения ротора коррелирует с напором воды на номинальном рабочем режиме агрегата: чем выше напор, тем, как правило, больше эта частота. Частота прецессии затурбинного вихря (вихревая частота), в свою очередь, зависит от частоты вращения ротора, тогда как собственная частота колебаний в основном определяется длиной водовода. В случае, когда водоводы расположены, как на Саяно-Шушенской ГЭС, на фронтальной поверхности плотины, их собственные частоты также коррелируют с напором, но противоположным образом: чем выше напор, тем длиннее водоводы и тем ниже частоты собственных колебаний напорной системы.

Отсюда следует, что существует некий диапазон напоров, а значит, и высот плотин, в котором возможен этот опасный процесс — возбуждение автоколебаний. Данный диапазон напоров можно назвать зоной гидроакустического риска. В том случае, когда водоводы расположены вне плотины, например пробиты в окружающих станцию скалах, как на Нурекской ГЭС, а также, когда существенный вклад в напор вносит деривация, как на Ингури ГЭС и большинстве высокогорных альпийских станций, априорную оценку возможной принадлежности станции к зоне риска сделать сложнее. Однако, как показывает даже самое первичное знакомство с плотинно-деривационными гидроэлектростанциями, они характеризуются, как правило, очень длинными туннелями, подводщими воду, и отходящими от них очень короткими напорными водоводами. Так что при предварительном обзоре гидроэлектростанций, вероятно, находящихся в зоне гидроакустического риска, такие ГЭС, за иск-

лучением отдельных случаев, можно не рассматривать. В то же время, как показано выше, в зоне риска вполне могут оказаться станции типа Нурекской ГЭС. Поэтому при отсутствии информации о том, какими на самом деле являются водоводы на многих плотинных гидроэлектростанциях, при самом первом рассмотрении можно считать потенциально опасными все станции с соответствующей высотой плотин вне зависимости от конструкции их водоводов.

Целесообразно сосредоточиться на ГЭС, которые входят в группу риска с достаточно высокой степенью вероятности, не распыляя внимания на те станции, опасность для которых минимальна. Вследствие этого в двух последних разделах статьи рассматриваются только ГЭС с высотой плотины не ниже 200 м. Исключаются из списка, как уже указывалось ранее, плотинно-деривационные гидроэлектростанции с короткими водоводами. Не рассматриваются также гидроаккумулирующие станции, которых в мире сейчас насчитывается около 300 [14], несмотря на то, что, по крайней мере, на двух из них зарегистрированы явления, которые были интерпретированы как приближение к опасному гидроакустическому режиму [4]. Это связано с тем, что длины водоводов ГАЭС не коррелируют с их напорами, и для оценки гидроакустического риска необходимы точные данные о конструкции этих станций. Поэтому для них не представляется возможным провести такой предварительный обзор, хотя совершенно не исключено, что какие-то из них также могут входить в группу риска.

В соответствии с заявленными принципами был составлен, видимо, практически полный мировой список ГЭС с высотой плотин не ниже 200 м, и с мощностью хотя бы одного из радиально-осевых агрегатов станции не меньше 100 МВт. При меньших мощностях нет гарантии достаточной точности применяемой в работе [3] теории подобия, да и инциденты на маломощных станциях не столь опасны. Все источники информации, использованные при составлении этого списка, указывать вряд ли целесообразно вследствие их многочисленности, поэтому представлена только исходная ссылка на неполный список самых высоких плотин мира [15].

Итак, всего в мире насчитывается 24 гидроэлектростанции большой и средней мощности, по предварительным данным входящие в группу риска по гидроакустической устойчивости. Общая их мощность составляет около 37,5 ГВт, и все вместе они по мощности примерно эквивалентны шести Саяно-Шушенским ГЭС. Из этих 24 станций характеристики гидроакустической устойчивости выше подробно рассматривались у пяти, в табл. 3 их названия выделены курсивом. Только у двух из них (выделены жирным шрифтом) индекс гидроакустической устойчивости σ оказался меньше 1, и имен-

но там произошли два известных инцидента с отрывами турбинной крышки [3]. Многие станции из этого списка работают достаточно давно, и, скорее всего, гидроакустические характеристики большинства из них приемлемы для безопасной эксплуатации. Однако было бы чрезвычайно полезно рассчитать и их индексы устойчивости. Но для этого необходимо знать набор их параметров, указанный в инструкции [16], чего невозможно достичь без прямых контактов с эксплуатационниками этих станций. Вследствие отсутствия этих данных мож-

Т а б л и ц а 3

№ п/п	ГЭС	Страна	Высота плотины, м	Мощность, ГВт	Год постройки
1	<i>Нурекская</i>	Таджикистан	300	2,79	1980
2	Chicoasen	Мексика	261	2,43	1980
3	<i>Саяно-Шушенская</i>	Россия	245	6,40	1990
4	Mica	Канада	243	1,74	1973
5	Alberto Lleras	Колумбия	243	1,60	1989
6	Srisaïlam	Индия	241	1,67	1987
7	Ertan	Китай	240	3,30	1999
8	La Esmeralda	Колумбия	237	1,00	1980
9	<i>Чиркейская</i>	Россия	232,5	1,00	1976
10	Oroville	США	230	0,76	1968
11	Bhakra	Индия	226	1,20	1963
12	Hoover	США	221	2,08	1936
13	Yali	Вьетнам	220	0,72	2002
14	Mratinje	Черногория	220	0,36	1976
15	Dworschak	США	218,5	0,40	1972
16	Glen Canyon	США	216	1,30	1966
17	<i>Токтогульская</i>	Киргизия	215	1,20	1975
18	San Roque	Филиппины	210	0,345	2003
19	Keban	Турция	207	1,33	1974
20	Karun 3	Иран	205	2,00	2005
21	Dez	Иран	203	0,52	1963
22	Campos Novos	Бразилия	202	0,88	1998 – 2006
23	Berke	Турция	201	0,51	2001
24	Karun 1	Иран	200	2,00	1976

но сделать только самую грубую оценку вероятности того, что высоконапорная гидроэлектростанция может быть гидроакустически неустойчива, деля число ГЭС, на которых произошли подобные инци-

денты, на общее число станций. Эта вероятность оказывается близка к 0,1.

Следует также упомянуть о не входящей в данный список гидроэлектростанции “Памир-1” (Таджикистан), мощность которой заметно меньше, чем у любой из станций, рассматриваемых в этой статье, и поэтому ее характеристики, как будто бы, выходят за пределы возможной области пересчета параметров по подобию. Тем не менее эта ГЭС интересна тем, что 5 февраля 2007 г. на ней также произошла авария с отрывом турбинной крышки второго гидроагрегата и ее вылетом (очевидно, вместе с ротором агрегата) из турбинного колодца. Машинный зал был полностью затоплен, однако человеческих жертв там не было. В качестве причины случившегося назывался гидравлический удар, однако, почему он возник, разъяснений не последовало [17]. Интересно отметить, что инцидент произошел при “сокращенном” расходе воды вследствие замерзания водохранилища. Другой, более поздний вариант объяснения выброса агрегата — “из-за повышения уровня воды в ирригационном канале” [18]. Таким образом, официальные объяснения, как минимум, противоречивы, а вся картина объективно очень похожа на то, что произошло в двух инцидентах с возникновением автоколебаний в напорных водоводах на Саяно-Шушенской и Нурекской ГЭС. Однако заключение о возможности возбуждения автоколебаний в напорной системе ГЭС “Памир-1” пока дано быть не может, так как неизвестен полный набор ее технических характеристик, необходимых для расчета индекса ее гидроакустической устойчивости.¹

Список строящихся ГЭС, входящих в зону гидроакустического риска. Первое десятилетие XXI века характеризуется невиданным ранее ростом интенсивности строительства гидроэлектростанций, относимых к группе риска, притом что незадолго до начала ввода в строй первых из этих станций произошла катастрофа на Саяно-Шушенской ГЭС, которую следует рассматривать как грозное предупреждение о возможном будущем некоторых станций из этого списка (табл. 4). Общая мощность таких гидроэлектростанций составляет около 130 ГВт, что примерно равно мощности 20 Саяно-Шушенских ГЭС, и планируется, что все они должны войти в строй во втором десятилетии XXI века.

Гидроэлектростанция Лонгтан (Longtan) уже начинает работать (двадцать шестой номер в табл. 4). Первый агрегат очередной китайской ГЭС

Т а б л и ц а 4

№ п/п	ГЭС	Страна	Высота плотины, м	Мощность, ГВт
1	Рогунская	Таджикистан	335	3,60
2	Shuangjiangkou	Китай	314	2,00
3	Songta	Китай	307	4,20
4	Jinping 1	Китай	305	3,60
5	Jinping 2	Китай	305	4,80
6	Maji	Китай	300	4,20
7	Lianghekou	Китай	300	3,00
8	Xiaowan	Китай	292	4,20
9	Dibang	Индия	288	3,00
10	Xiluodu	Китай	278	12,6
11	Baihetan	Китай	277	12,6
12	Diamer Basha	Пакистан	272	4,50
13	Nuozhadu	Китай	261,5	5,85
14	Tehri	Индия	261	2,40
15	Siang Upper	Индия	257	11,0
16	Laxiwa	Китай	254	4,20
17	Deriner	Турция	247	0,67
18	Gibe III	Эфиопия	243	1,87
19	Kishau	Индия	236	0,60
20	Wudongde	Китай	235	7,40
21	Goupitan	Китай	234	3,00
22	Shuibuya	Китай	233	1,50
23	Karun 4	Иран	230	1,00
24	Bekhme	Ирак	230	1,50
25	TaSang	Бирма	228	7,11
26	Longtan	Китай	216,5	6,30
27	Hutiaoxia	Китай	216	6,00
28	Dagangshan	Китай	210	2,60
29	Bakun	Малайзия	205	2,40
30	La Yesca	Мексика	205	0,75
31	Худони	Грузия	201	1,80

¹ Спустя два месяца после написания текста статьи удалось получить информацию, на основе которой были найдены две области параметров напорной системы ГЭС Памир-1, индекс гидроакустической устойчивости в которых оказался существенно меньше 1.

— Сяовань (Xiaowan) (восьмой номер в табл. 4) должен быть запущен в конце 2010 г. Некоторые из станций данного списка, например Рогунская, Siang Urreg или Худони, в реальности, быть может, не будут построены так быстро, как планируется сейчас. Однако есть мало сомнений в том, что конвейер по постройке 17 китайских гидроэлектростанций с высотой плотин более 200 м и общей мощностью, примерно эквивалентной 14 Саяно-Шушенским ГЭС, не сообразится с графика, если его организаторы не столкнутся с неожиданными для них явлениями, подобными тем, что произошли на Саяно-Шушенской ГЭС 17 августа 2009 г. А возможность этого, как представляется из сопоставления табл. 3 и 4, существует: вполне можно ожидать, что 2–3 станции из табл. 4 и из них 1–2 китайские могут оказаться гидроакустически неустойчивыми, и тогда рано или поздно их будет ждать судьба Саяно-Шушенской ГЭС. Общие потери от катастрофы в Саянах оцениваются в 3 млрд. долл., так что возможные потери от таких инцидентов могут быть порядка нескольких миллиардов долларов, не говоря уже о возможных человеческих жертвах. Более точное представление о будущих рисках гидроэлектростанций из табл. 4 можно получить после расчета их индексов гидроакустической устойчивости. Необходимая для этого информация может быть предоставлена, по-видимому, только компаниями, занятыми их постройкой, причем именно эти компании более чем кто-либо и должны быть заинтересованы в том, чтобы эти расчеты были сделаны.

Выводы

1. Построена теория резонансного возбуждения автоколебаний напорных систем, позволяющая оценить гидроакустическую устойчивость гидроэлектростанций, потеря которой привела к катастрофе на Саяно-Шушенской ГЭС.

2. Вычислены индексы гидроакустической устойчивости девяти ГЭС и ГАЭС, причем только на тех станциях, где происходили инциденты с необъяснимыми отрывами турбинных крышек, этот индекс оказался меньше 1.

3. Составлены мировые списки потенциально наиболее опасных с гидроакустической точки зре-

ния существующих и строящихся гидроэлектростанций.

Список литературы

1. Лобановский Ю. И. Иерихон на Енисее / Технадзор, ноябрь 2009, № 11 (36). <http://synerjetics.ru/article/ierihon.htm>.
2. Лобановский Ю. И. Технические причины катастрофы на Саяно-Шушенской ГЭС (итоги расследования). <http://synerjetics.ru/article/catastrophe.htm>.
3. Лобановский Ю. И. Критерий возбуждения гидроакустических автоколебаний напорной системы. <http://synerjetics.ru/article/excitation.htm>.
4. Лобановский Ю. И. Гидроакустическая устойчивость гидроаккумулирующих станций. <http://synerjetics.ru/article/stability.htm>.
5. Окулов В. Л., Пылев И. М. Неустойчивость напорных систем // Доклады Академии наук. Энергетика. 1995. Т. 341. № 4.
6. Арх В. Х., Окулов В. Л., Пылев И. М. Неустойчивость напорных систем гидроэнергоблоков // Известия Академии наук. Энергетика. 1996.
7. Okulov V. L., Pylev I. M. The Behavior of Hydraulic Machinery under Steady Oscillatory Conditions // IANR, 7-th International Meeting, 5–7 September 1995, Ljubljana, Slovenia.
8. Брызгалов В. И. Из опыта создания и освоения Красноярской и Саяно-Шушенской ГЭС: Производственное издание, 1998. <http://03-ts.ru/index.php?nma=downloads&fla=stat&idd=826>.
9. Седов Л. И. Механика сплошной среды. — М.: Наука, 1976. Т. 2.
10. Дж. В. Стретт (Лорд Рэлей). Теория звука. — М.: Государственное издательство технико-теоретической литературы, 1955. Т. II.
11. Горелик Г. С. Колебания и волны: введение в акустику, радиофизику и оптику. — М.: Государственное издательство физико-математической литературы, 1959.
12. Карлов Н. В., Кириченко Н. А. Колебания, волны, структуры. — М.: Физматлит, 2001.
13. Лобановский Ю. И. Отражает ли теория резонансного возбуждения автоколебаний напорных систем реальность? <http://synerjetics.ru/article/theory.htm>.
14. Гуртовцев А. Л. Гидроаккумулирующие станции. http://www.elektro.elektrozavod.ru/pdf/2007_1.pdf.
15. List of world's tallest dams. http://en.wikipedia.org/wiki/List_of_world%27s_tallest_dams.
16. Лобановский Ю. И. Первичный отбор ГЭС и ГАЭС с радиально-осевыми турбинами в группу риска по гидроакустической устойчивости. http://synerjetics.ru/article/group_risk.htm.
17. Выявление причины аварии на ГЭС “Памир 1” продолжается: Сообщение для прессы. <http://www.untj.org/files/disaster/PamirEnergyPressRelease22Feb2007RUS.pdf>.
18. Важные события уходящего 2007 года по версии Asia-Plus. <http://asiaplus.tj/articles/57/1632.html>.

Расчетное обоснование безопасности современных гидротехнических сооружений и особенности учета воздействий от технологического оборудования при землетрясении

Мгалобелов Ю. Б., доктор техн. наук, Дейнеко А. В.,
кандидат техн. наук (ОАО “Институт Гидропроект”)

Изложен современный подход к расчетным исследованиям напряженно-деформированного состояния, прочности и устойчивости гидротехнических сооружений. Отмечены актуальные направления совершенствования расчетных исследований: внедрение технологии параллельных вычислений, интеграция расчетных программ и систем автоматизированного проектирования, развитие конструктивных расчетов и др. Рассмотрена методика учета влияния массивного технологического оборудования на напряженно-деформированное состояние сооружения при сейсмическом воздействии.

Ключевые слова: расчеты, расчетные исследования, напряженно-деформированное состояние, сейсмическое воздействие, технологическое оборудование, гидротехнические сооружения.

Главной задачей проектирования современных гидротехнических сооружений является обоснование их безопасности [1]. Как правило, для этой цели на основе математического моделирования системы “сооружение — основание” проводятся расчетные исследования напряженно-деформированного состояния (НДС), прочности и устойчивости с учетом различного рода нагрузок и воздействий, в том числе и динамических. Положение осложняется тем, что в разных странах используются различные критерии оценки НДС, прочности и устойчивости [2] и приходится прикладывать определенные усилия, чтобы запроектировать сооружение в соответствии с заданными стандартами. Такое положение сложилось при проектировании с участием российских специалистов и зарубежных консультантов гидроэлектростанции Шон Ла на р. Да, строительство которой заканчивается в сейсмоактивном районе Вьетнама. В результате сооружения ГЭС были запроектированы по российским СНиП и американским стандартам. ГЭС Шон Ла должна стать самой крупной в Юго-Восточной Азии [3].

Расчетные исследования НДС выполняются, как правило, на основе метода конечных элементов (МКЭ) в пространственной постановке с использованием многоцелевых универсальных программных комплексов конечно-элементного анализа. На рис. 1 представлена конечно-элементная модель (КЭ-модель) здания ГЭС Шон Ла [4]. Модель построена из объемных конечных элементов (КЭ) в форме тетраэдров в зонах массивного бетона и основания; оболочечных КЭ, моделирующих плитные железобетонные конструкции (стены, перекрытия, бычки), а также стальные облицовки напорного водовода и спиральной камеры; стержневых КЭ для учета ферм покрытия, связей и прогонов; контактных КЭ по подошве секции; КЭ сосредоточенной массы для учета присоединенных масс при сейсмических воздействиях.

Современное проектирование требует взаимодействия расчетных программ с системами автоматизированного проектирования (САПР) [5 – 6]. Их взаимодействие носит двухсторонний характер:

из САПР поступает исходная информация для разработки КЭ-модели сооружения и дальнейшего исследования НДС в среде расчетной программы;

на основе результатов исследования НДС формулируется вывод о прочности и устойчивости сооружения, выполняются расчеты армирования, результаты которых могут передаваться в САПР в электронной форме.

Определенную трудность для эффективного взаимодействия САПР и расчетных программ создают различия в принципах управления данными. В частности, в САПР используется объектно-ориентированный подход, при котором элементами модели являются геометрические фигуры, способные объединяться в структуры типа простых или динамических блоков, представляющих реальные объекты проектирования (перекрытие, стена, ригель). В расчетных программах геометрической основой КЭ-модели являются ее узлы. Каждый узел может одновременно принадлежать любому числу КЭ, моделирующих стыки конструкций. Промежуточные узлы и КЭ распределяются из вычислительных соображений, и их расположение, как правило, не имеет связи с соображениями проектирования.

В целом общепринятые в САПР принципы управления данными, например стандартизированный на международном уровне принцип распределения данных по слоям [7], оказываются несовместимыми со способами управления данными в КЭ-моделировании.

Определенный прогресс достигнут при проектировании ГЭС Шон Ла, где была внедрена технология передачи результатов расчета армирования в САПР в виде автоматизированно генерируемых изолиний равных площадей арматуры, совмещаемых с арматурными чертежами. Технология налажена в рамках конкретного проекта, но требуются

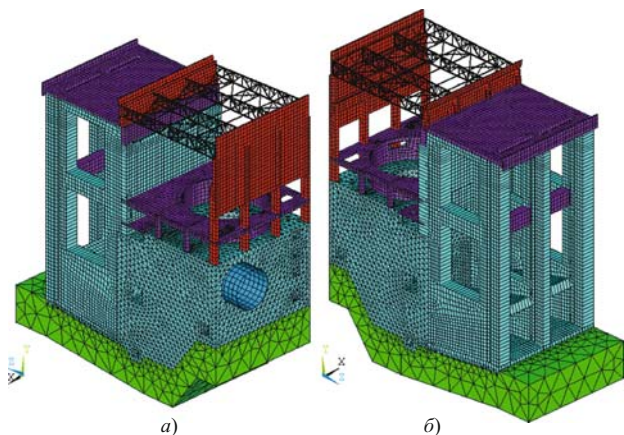


Рис. 1. Фрагмент пространственной КЭ-модели стационарной секции ГЭС Шон Ла: *a* — вид со стороны верхнего бьефа и левого берега; *b* — вид со стороны нижнего бьефа и правого берега

усилия, чтобы организовать обмен данными в каждом новом случае (при смене САПР или расчетной программы), поскольку интерфейсы обмена данными были разработаны инженерами-расчетчиками, а не производителями промышленного программного обеспечения. Как представляется, совершенствование взаимодействия САПР и расчетных программ потребует дальнейшей работы в направлении стандартизации [8 – 10].

В процессе обоснования безопасности сооружения на основе математического моделирования системы “сооружение — основание” решаются следующие задачи:

назначение критериев прочности и устойчивости, в том числе сейсмостойкости, разработка сценариев аварии;

исследование НДС системы “сооружение — основание” и оценка запасов общей прочности и устойчивости с точки зрения нормативных требований;

оптимизация проектных решений, исходя из критериев прочности и устойчивости системы “сооружение — основание”;

определение армирования железобетонных конструкций и наиболее напряженных зон массивного бетона, проверка прочности поперечных сечений стальных конструкций, решение других частных задач по заданию проектировщиков.

С одной стороны, в круг решаемых задач входят вопросы инженерной безопасности системы “сооружения гидроузла — основание”, что требует построения математической модели, охватывающей комплекс сооружений и большой объем основания с воспроизведением инженерно-геологического строения и геотехнических показателей. С другой стороны, стоят задачи обеспечения прочности отдельных элементов сооружений и конструкций, что требует детализации модели (необходимо учесть геометрические особенности конструкции, всевозможные проемы, места размещения оборудования

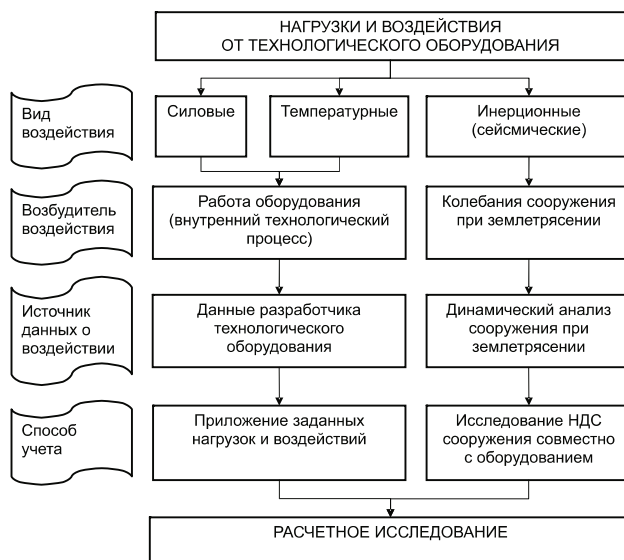


Рис. 2. Схема учета взаимодействия технологического оборудования с сооружением

и др.). Некоторое противоречие между этими двумя группами задач носит скорее организационный характер, чем вычислительный. И то и другое требует детализации КЭ-модели, но детализация происходит в разных геометрических масштабах и не препятствует друг другу. Однако работа идет в направлении повышения числа конечных элементов: нарастает объем модели и сложность ее обработки.

Очевидно желание построить КЭ-модель, в которой были бы воспроизведены все особенности системы “комплекс сооружений гидроузла — основание”, и геометрические, и конструкционные, и возможность учета нелинейных эффектов и истории загрузки. До внедрения МКЭ практиковались расчеты общей и местной прочности сооружений, выполняемые методами строительной механики независимо друг от друга. С развитием математического моделирования и ростом вычислительных возможностей компьютеров необходимость разделять расчеты на “общую” и “местную” прочность исчезает.

Основным практическим ограничением при разработке КЭ-моделей является время компьютерного счета, которое при решении практических задач гидротехнического строительства может исчисляться часами и сутками. Определенный прогресс можно ожидать благодаря ускорению расчетов с использованием графических процессоров технологии “CUDA”, что позволяет ускорить расчеты на обычных персональных компьютерах за счет использования общей оперативной памяти и значительного параллелизма [11]. Графические процессоры (они используются в графических ускорителях компьютерных видеоадаптеров) основаны на многоядерной архитектуре, и их быстродействие с учетом параллельных вычислений в последние годы значительно превышает быстродействие обычных

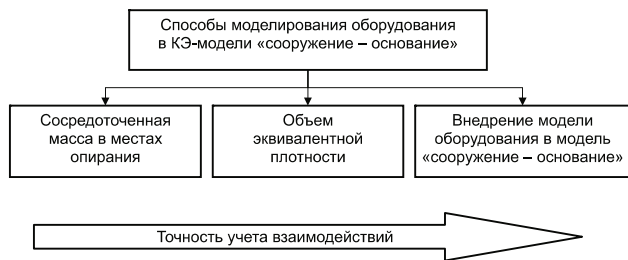


Рис. 3. Способы моделирования оборудования

центральных процессоров. Исследования российских ученых показали, что в задачах механики упругопластического тела удается достигнуть 200-кратного ускорения за счет перехода к параллельным вычислениям.

Анализируя современную практику расчетных исследований гидротехнических сооружений и предъявляемые к ним требования, по нашему мнению, следует сделать вывод, что расширение практики использования результатов расчетных исследований НДС системы «сооружение — основание» для последующего выполнения конструктивных расчетов является в настоящее время направляющим вектором развития расчетных исследований.

Конструктивные расчеты отдельных элементов (перекрытие, колонна) в составе комплексного расчета системы «сооружение — основание» при обеспечении корректности постановки задачи и рациональной детализации моделирования (включая детализацию нагрузок, воздействий, граничных условий) позволяют получить:

наиболее точные результаты, учитывающие влияние всего комплекса воздействий на сооружение (температурных, сейсмических, от технологического оборудования);

сокращение затрат труда на аналитические и фрагментарные компьютерные инженерные расчеты отдельных строительных конструкций;

повышение эффективности использования результатов за счет их экспорта из расчетных программ в САПР в электронной форме.

К числу важных направлений развития расчетных исследований следует отнести разработку и внедрение методики учета влияния массивного технологического оборудования (гидроагрегаты, трансформаторы) на НДС здания гидроэлектростанции. Схема взаимодействия оборудования со зданием ГЭС: состав и виды воздействий, возбудители воздействий, источник данных о них и способ их учета — представлена на рис. 2.

Ключевым с точки зрения учета воздействий от оборудования является определение их природы. Силовые нагрузки и температурные воздействия связаны с весом оборудования, динамикой и выделением тепла при его работе и не зависят от конструктивных и компоновочных особенностей сооружения и грунтов основания. Поэтому проектирова-

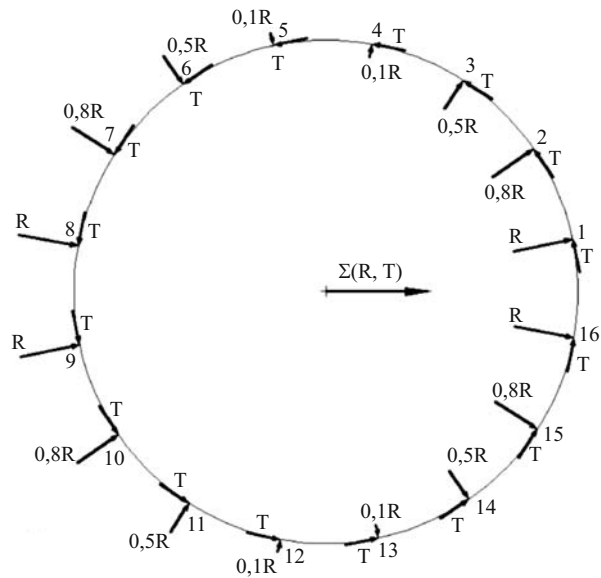


Рис. 4. Схема мгновенного распределения нагрузок от гидроагрегата на плиту машзала через 16 опор при двойном коротком замыкании: $\Sigma(R, T)$ — равнодействующая сила

ние оборудования можно осуществлять независимо от сооружения, считая, что оборудование опирается на фундамент, отвечающий заданным требованиям. Силовые воздействия оборудования на фундамент (опоры, анкеры и т.д.) и температурные воздействия (непосредственно на опорную конструкцию, на тепловой режим помещения в целом) могут быть определены разработчиками оборудования и переданы проектировщикам здания ГЭС.

Иначе обстоит дело с сейсмическими нагрузками, которые зависят как от самого оборудования (его массы и конструктивных особенностей), так и от ускорения основания здания ГЭС при землетрясении. Ускорение опорных частей оборудования, в свою очередь, определяется реакцией сооружения на сейсмическое воздействие и зависит от места их расположения, от конструктивных и компоновочных особенностей здания ГЭС и от основания. Очевидно, что искомый результат можно получить при динамическом анализе работы здания ГЭС совместно с оборудованием при сейсмическом воздействии.

Для площадки ГЭС Шон Ла пиковое ускорение на дневной поверхности задано равным $2,3 \text{ м/с}^2$, и на отдельных конструкциях ускорение может достигать $6,0 \text{ м/с}^2$. При ускорении $1,0 \text{ м/с}^2$ возникает инерционная сила 1 кН на 1000 кг массы. Во время землетрясения при большой массе гидросилового оборудования порядка $300 - 400 \text{ т}$ сейсмические инерционные силы могут достигать значительных величин.

Учет массы оборудования при расчете системы «сооружение — основание» возможен несколькими способами, отличающимися степенью детализации взаимодействия системы «оборудование — сооружение», как показано на рис. 3.

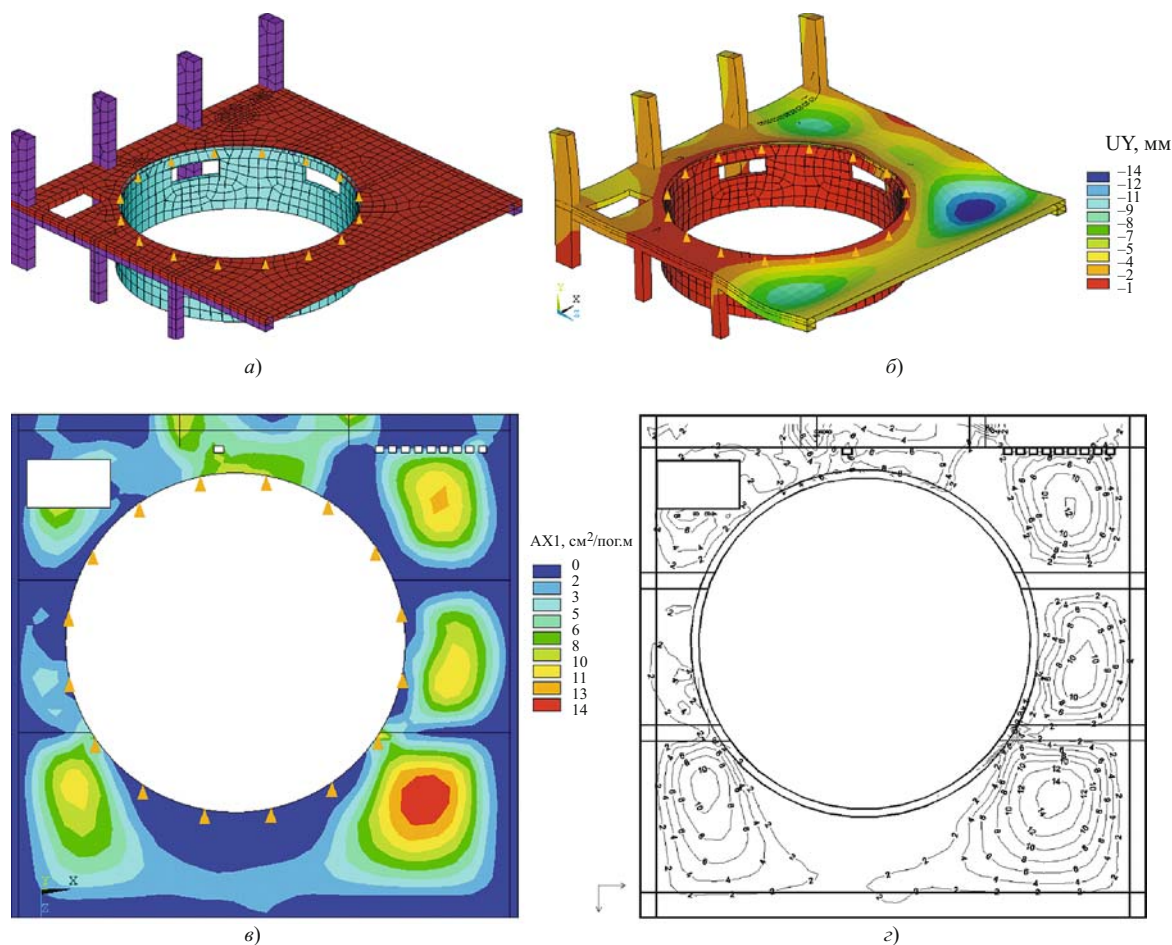


Рис. 5. Плита перекрытия машзала: а — фрагмент КЭ-модели; б — прогибы (вертикальные перемещения); в — армирование в направлении оси X по нижней грани (визуализация расчетной программы); г — те же после экспорта в САПР

На схеме показано, что точность учета взаимодействий в системе “оборудование — сооружение” будет возрастать по мере детализации представления оборудования в КЭ-модели. В первом случае, при задании сосредоточенной массы в местах опирания оборудования, расчетная схема будет наиболее проста. Однако остаются неучтенными распределение массы по объему оборудования и эксцентриситет фактического центра массы относительно точки ее приложения.

Как представляется, значительное приближение расчетной схемы к действительному взаимодействию оборудования и сооружения достигается во втором случае при моделировании оборудования объемом эквивалентной плотности. При этом воспроизводятся условия контакта оборудования и сооружения (возможность отрыва от опорной площадки или смещения катучих опор), но не учитывается динамическое взаимодействие частей оборудования, которое в определенных случаях может оказать влияние на динамическое воздействие от оборудования на сооружение. В целом способ объемов эквивалентной плотности хорошо подходит при моделировании оборудования несложной формы со сравнительно равномерным распределением

массы, такого как маслonaполненный трансформатор на электростанции.

Способ внедрения в КЭ-модель сооружения КЭ-модели оборудования позволит, при необходимости, наиболее точно учесть их динамическое взаимодействие при землетрясении. Вместе с тем этот способ наиболее требователен к вычислительным ресурсам (которые, как отмечено выше, являются основным ограничителем детализации моделирования) и пока не внедрен в практику расчетных исследований.

Проблема учета нагрузок и воздействий от оборудования на сооружение нарастает вследствие усложнения современного оборудования. Так, на ГЭС Шон Ла применены гидроагрегаты конструкции “ALSTOM” китайского производства. Новизна, касающаяся вопроса учета нагрузок, состоит в том, что спицы гидроагрегата повернуты под углом и передают на опорные площадки в уровне перекрытия машзала усилия не только сжатия, но и растяжения (отрыва от опорной площадки). Схема мгновенного распределения нагрузок на перекрытие машзала при двойном коротком замыкании, когда равнодействующая сила направлена по оси X, приведена на рис. 4 (вектор равнодействующей силы вращается вместе с агрегатом).

Для расчета армирования железобетонной плиты машзала необходимо перебрать ряд направлений действия усилия (заметим, что на плиту гидроагрегат передает усилия растяжения, что потенциально может дать весомый вклад в армирование).

Соответствующий фрагмент КЭ-модели и результаты расчета представлены на рис. 5. Приведено распределение максимального армирования (“МАХ-наложение”), полученного выбором в каждом конечном элементе (раздельно для каждого направления армирования) максимального значения арматуры из расчетов на различные сочетания нагрузок. Для сравнения приведены два варианта результатов расчета армирования: растровая визуализация из расчетной программы в виде изохром равных площадей армирования и после экспорта в векторную координатную среду САПР в виде изолиний равных площадей армирования, аппроксимированных полилиниями. В последнем варианте видны следы нижележащих конструкций (контурных балок, колонн, кожуха генератора). Подбор арматуры и экспорт результатов в САПР выполнены по программе “РАСАР”, разработанной в Центре научного обоснования проектов института “Гидропроект” (Ю. Б. Мгалобелов, В. В. Орехов, С. Н. Хохотва).

Расчетные исследования таких задач требуют оптимизации сочетаний нагрузок с целью сокращения их числа, потому что при расчете системы “сооружение – основание” время счета и объем требуемых компьютерных ресурсов (память, пространство на жестком диске) велики. Иначе при расчете возникает несоответствие между степенью изменения исходной информации (нагрузок) и получаемых результатов, с одной стороны, и ресурсоемкостью расчета — с другой.

Указанное несоответствие является субъективным критерием выбора рационального способа решения задачи между расчетом системы “сооружение — основание” и фрагментарным расчетом сложно загруженной строительной конструкции, требующей исследования множества сочетаний нагрузок и воздействий. Однако ясные количественные критерии и рекомендации по выбору рационального способа расчета, насколько известно, не предложены. Надо заметить, что по мере увеличения вычислительной мощности при прочих равных условиях указанное несоответствие снижается. Как было отмечено выше, необходимость разделять расчеты на “общие” и “местные” постепенно отпадает.

В заключение отметим, что тенденция к расширению использования расчетных исследований НДС системы “сооружение — основание” для выполнения конструктивных расчетов (прежде всего по определению армирования железобетонных конструкций), как представляется, в обозримой перспективе будет оказывать большое влияние на раз-

витие теории и практики расчетных исследований и формирование конкурентного рынка соответствующих инженеринговых услуг. К числу направлений на этом пути, требующих первоочередного развития, следует отнести:

развитие методов управления качеством и проектами с учетом нового уровня сложности расчетных исследований (вследствие увеличения объема и детализации конструктивных расчетов, одновременно с ростом детализации КЭ-моделей);

внедрение в практику расчетов технологий параллельных вычислений, особенно на графических процессорах технологии “CUDA”;

внедрение методики учета влияния на НДС сооружения технологического оборудования, в том числе при переходных процессах и сейсмическом воздействии;

совершенствование методики расчетов бетонных и железобетонных конструкций, особенно массивных конструкций на температурные воздействия;

расширение практик учета нелинейных эффектов (прежде всего контактных взаимодействий) и истории загрузки;

совершенствование интерфейсов интеграции расчетных программ и САПР с целью двустороннего обмена данными, особенно в направлении передачи результатов расчетов в САПР;

стандартизацию в вопросах компьютерного управления проектными данными, включая данные математического моделирования и результаты компьютерных расчетов;

разработку нормативно-технической базы, содержащей комплекс конкретных рекомендаций и требований в части методики расчетных исследований гидротехнических сооружений на основе МКЭ, и требования к расчетным программам.

В связи с изложенным представляется желательным на отраслевом уровне оживить научно-практическую работу по внедрению в проектирование современных достижений в области расчетных исследований НДС гидротехнических сооружений и активизировать обмен знаниями в этой области во всероссийском и международном форматах.

Список литературы

1. *Федеральный закон “О безопасности гидротехнических сооружений”* от 21 июля 1997 г. № 117-ФЗ.
2. *Мгалобелов Ю. Б.* Сравнение критериев надежности при проектировании бетонных плотин на скальных основаниях по российским СНиП и американским стандартам // *Гидротехническое строительство.* 2007. № 9. С. 45 – 53.
3. *Волынчиков А. Н., Мгалобелов Ю. Б.* Обоснование надежности основных сооружений гидроузла Шон Ла во Вьетнаме // *Гидротехническое строительство.* 2007. № 12. С. 23 – 38.
4. *Дейнеко А. В.* Обоснование надежности здания ГЭС на динамические воздействия от гидросилового оборудования при землетрясении // III Всероссийский конкурс молодых

Поздравление Борису Львовичу Исторiku



5 июля 2010 г. исполнилось 75 лет главному научному сотруднику ОАО “НИИЭС”, доктору технических наук Борису Львовичу Исторiku.

После окончания в 1958 г. Московского института инженеров водного хозяйства Б. Л. Историк поступил в институт “Гидропроект”, далее продолжил работу в Научно-исследовательском секторе института, преобразованного в ОАО “НИИЭС”.

Борис Львович Историк – один из основоположников в нашей стране численных методов решения задач нестационарной гидродинамики. Его методика определения параметров волны прорыва напорного фронта использована при расчетах практически всех значимых гидроузлов. Результаты численных расчетов обобщены в виде экспресс методики. По этому фундаментальному научному и важному для безопасности гидротехнических сооружений направлению Борис Львович успешно защитил кандидатскую и докторскую диссертации.

Подлинным призванием Б. Л. Историка стала разработка принципиально новых конструктивных

решений в области гидроэнергетического оборудования. Им создан водомет, разрушающий высокоскоростной импульсной струей бетон и скальные породы, который был успешно применен на Чиркейской ГЭС. Много сил Борис Львович вложил в создание ветроагрегата с вертикальной осью вращения и аэродинамической системой торможения, который существенно проще установок традиционного осевого типа. Этот ветроагрегат не имеет сложных систем управления и может работать в отдаленных районах с минимальным обслуживанием.

На протяжении многих лет Б. Л. Историк занимается разработкой и совершенствованием принципиально новой поперечно-струйной гидротурбины. Эта турбина, получившая название “ортогональной”, успешно прошла испытания на ряде малых ГЭС и на Кислогубской ПЭС и подтвердила свои высокие конструктивные и энергетические показатели. Многоярусный гидроагрегат, созданный на основе ортогональной турбины, включен в проекты Северной и Мезенской ПЭС. Борис Львович принимает активное участие в проектировании волновых энергетических установок, где используется воздушная ортогональная турбина его конструкции.

За плодотворную инженерную и научную деятельность Б. Л. Историк награжден почетными грамотами Минэнерго СССР и РАО “ЕЭС России”, ему присвоены почетные звания ветерана энергетики, гидроэнергетики и работника ТЭК.

Борис Львович – человек исключительной порядочности, доброжелательности и скромности, он заслуженно пользуется уважением и доверием своих коллег и авторитетом в научном мире.

Редколлегия и редакция журнала “Гидротехническое строительство”, коллеги и друзья поздравляют Бориса Львовича Историка с юбилеем и желают ему счастья, здоровья и новых творческих успехов в развитии отечественной гидроэнергетики!

- специалистов инжинирингового профиля в области электроэнергетики: Сб. докладов. — М.: НП “ВТИ”, 2009. С. 225 – 236.
5. Дейнеко А. В. Обмен данными в автоматизированном проектировании // Строительное проектирование. 2009. № 2. С. 90 – 93.
 6. Дейнеко А. В. Использование внешних данных в автоматизированном проектировании // Строительное проектирование. 2009. № 3. С. 41 – 46.
 7. ISO 13567-1:1998. Technical product documentation — Organizing and naming layers for CAD — Part 1: Overview and principles.
 8. Дейнеко А. В. Нормоконтроль в автоматизированном проектировании // Строительное проектирование. 2007. № 2. С. 57 – 59.

9. Дейнеко А. В. Автоматизированный нормоконтроль и вопросы совместной работы в учебном проектировании // Научно-методические основы двухуровневой системы образования (состояние, перспективы развития): Всероссийская научно-практическая конференция. — М. МИКХиС, 2008. С. 41 – 46.
10. Семенов В. Н. Государственный образовательный стандарт и градостроительный кодекс РФ (к вопросу качества подготовки дипломированного специалиста по направлению “Строительство”) // Строительное проектирование. 2008. № 6. С. 32 – 70.
11. Евстигнеев Н. М. Ускорение расчетов инженерных задач, приводимых к эллиптическим операторам, с использованием графического процессора технологии CUDA // Строительное проектирование. 2009. № 2. С. 55 – 60.

Схема “Большая Волга”: генезис и становление

Бурдин Е. А., кандидат исторических наук

(Ульяновский государственный педагогический университет)

Рассматривается начальный период разработки схемы “Большая Волга”. Анализ архивных источников показал, что в 1930 – 1931 гг. наряду с официальными выдвигались альтернативные проекты народнохозяйственного освоения водных ресурсов Волги. Решающий вклад в технико-экономическое обоснование её коренной реконструкции внесли академические и ведомственные научные учреждения.

Ключевые слова: Волга, Волгострой, гидроузел, проект, энергия.

В конце 1920-х гг. в СССР был принят курс на форсированную индустриализацию, проведение которой потребовало большого количества электроэнергии. В связи с этим активизировались проектно-изыскательские работы по плану Самарского Волгостроя, предусматривавшему сооружение гидроузла. Оно намечалось в воротах Самарской Луки около г. Ставрополя с подпором воды от 15 до 20 м. Мощность гидроэлектростанции должна была составить до 1600 МВт, общая стоимость всего сооружения — около 1 млрд. 200 млн. руб. [7, д. 346, л. 176]. На базе дешёвой энергии планировалось размещение промышленного комбината с передачей остальной энергии на ирригацию и электрификацию железнодорожного транспорта.

12 февраля 1930 г. ЦК ВКП(б) после рассмотрения доклада Средневолжского (г. Самара) крайкома принял решение о проработке проблемы Волгостроя. Оно было подтверждено новым постановлением от 10 июня 1931 г., причём дальнейшие проектно-изыскательские работы начали переводиться на центральный бюджет с организацией особого управления, позже реорганизованного в бюро “Большая Волга” во главе с профессором А. В. Чаплыгиным [9, д. 193, л. 5]. Проект получил всесоюзный статус и широкую государственную поддержку.

Решение ЦК ВКП(б) было крупным успехом для Средневолжской политической и хозяйственной элиты, так как позволяло при дальнейшем продвижении своих интересов опираться на авторитет Центрального Комитета. Поэтому президиум краевого исполкома на заседании 18 ноября 1930 г. постановил: “Обратиться к Председателю ВСНХ СССР с ходатайством о включении Волгостроя в список ударных строителей” [9, д. 46, л. 346 об.].

Архивные документы свидетельствуют, что в 1931 г. начинают разрабатываться планы комплексного освоения водных ресурсов Волги на всём её протяжении. Их появление следует связывать с проектом канала Москва — Волга, который предусматривал обеспечение города водой и подъём уровня в Москве-реке, что позволяло в будущем соединить столицу с пятью морями: Балтийским, Белым, Чёрным, Азовским и Каспийским. 15 июня 1931 г. пленум ЦК ВКП(б) принял резолюцию: “...ЦК считает необходимым коренным образом разрешить задачу обводнения Москвы-реки путём соединения её с верховьем Волги и поручает московским организациям совместно с Госпланом и Наркомводом приступить немедленно к составлению проекта этого сооружения с тем, чтобы уже в 1932 году начать строительные работы...” [10, с. 60].



Рис. 1. Волжская пристань в старом Угличе, начало 1930-х гг. НВ 712/103 (фонд Угличского краеведческого музея)

Впервые проект Самарского гидроузла был рассмотрен как центральное отправное звено для решения проблемы Большой Волги на заседании Госплана СССР в июне 1931 г. Заместитель главного инженера Волгостроя Хомутов указывал на трудности в работе: “К сожалению, мы в настоящее время имеем положение, когда этими огромными вопросами до самого последнего времени занимался только Волгострой. Только в незначительной степени занимался этим НКВД. Все остальные организации пока к этому делу относились с большой прохладцей, а в большинстве случаев предлагали нам отвязаться, т.к. у них имеется целый ряд более сложных задач и им не до таких проблем, как Волгострой” [7, д. 346, л. 62].

А. В. Чаплыгин подчёркивал странное организационное положение бюро, поскольку, являясь организацией Средневолжского крайисполкома, оно должно было теперь кроме проблемы Самарского Волгостроя разрабатывать ещё и схему “Большая Волга”, которая мало связана с краем [там же, л. 39]. Эта ситуация показала, насколько трудно проходил начальный этап организационного оформления исследований по реконструкции Волги. Видимо, несмотря на решения ЦК ВКП(б), ещё не была преодолена инерция недавнего времени, когда эта проблема воспринималась многими ведомствами как региональная, к тому же не успел сложиться действенный механизм гидростроительства. Но скоро всё изменилось коренным образом.

В связи с вышеприведёнными обстоятельствами 21 июля 1931 г. президиум Госплана признал необходимым всемерно форсировать проектно-изыскательские работы и согласовать схему сооружений у Самарской Луки со схемой прочих транспортно-энергетических узлов на Волге с учётом ирригационных и рыбохозяйственных задач [7, д. 37, л. 1 – 2]. Для этого намечалось концентрировать все результаты исследовательских работ в Волгострое, который вошёл в состав треста “Гидроэлектрострой” Энергоцентра ВСНХ СССР (с 1932 г. — в составе Наркомтяжпрома СССР) [там же, л. 1]. К середине 1930-х гг. все проектно-изыскательские работы проводились в тресте “Гидроэлектропроект” НКТП СССР и проектно-строительной организации “Волгострой” НКВД СССР, занимав-

шейся сооружением Рыбинского и Угличского гидроузлов (с 1940 г. — Гидропроект).

Показательно, что в начале 1930-х гг. выдвигались альтернативные проекты народнохозяйственного освоения водных ресурсов Волги со стороны частных лиц, что было невозможно в дальнейшем, когда проектно-изыскательские и строительные работы в области сооружения гидроузлов перешли под полный контроль государства. Так, в 1930 – 1931 гг. изобретатель-самоучка В. Емельянов из г. Сызрани, фельдшер по образованию, выступал с критикой схемы, предлагаемой А. В. Чаплыгиным в рамках Волгостроя [7, д. 346, л. 26 – 31]. В итоге он предложил свой контрпроект, по которому плотину нужно сооружать в Шаланге (село), ниже Казани или между казанским мостом через Волгу и Казанью, где грунт соответствует сооружению плотины с подпором до 25 м, причём его правильность подтверждали некоторые консультанты Волгостроя, в частности профессор Анисимов и др.

В 1931 г. альтернативный проект получил широкую известность. Триумфальным стал доклад В. Емельянова 30 марта 1931 г. в Москве на расширенном заседании производственного сектора при месткоме Волгостроя [там же, л. 169 – 172]. Судя по протоколу, против автора выступил только инженер Полонский, признавший трудности сооружения плотины на песчаном основании, но считавший, что необходимо продолжать поиски возможности осуществления Самарского гидроузла [там же, л. 172]. Наиболее авторитетными сторонниками проекта изобретателя, как и прежде, стали консультанты Волгостроя, профессора Анисимов и Орлов. Последний признал совершенно правильными прогнозы В. Емельянова о том, что увеличение зеркала реки повысит испаряемость, большие площади затопления приведут к увеличению фильтрации, а плотина помешает самосплаву леса, причём последний аргумент являлся наиболее существенным в пользу перенесения гидроузла от Ставрополя к Шаланге [там же, л. 171].

Архивные источники не дают возможность проследить последующую судьбу интересного проекта В. Емельянова. Вместе с тем дальнейшие события показали, что не было учтено ни одно из предложений изобретателя.



Рис. 2. Волжская пристань в новом Угличе, июль 2009 г. (фото автора)



Рис. 3. Начальник третьего участка младший лейтенант М. Л. Ключин на фоне строящегося здания ГЭС. СССР, Ярославская обл., г. Рыбинск. 1939 – 1940 гг. РБМ-24284. ФС-4828 (фонд Рыбинского краеведческого музея)

Одним из первых практических шагов по реализации схемы Волжской реконструкции стало постановление СНК СССР и ЦК ВКП(б) от 3 марта 1932 г. “О строительстве электростанций на Волге”, которое предусматривало строительство двух крупных гидроузлов в Иваново-Вознесенском и Нижегородском районах Поволжья, а также в районе г. Перми, суммарная мощность которых определялась в 800 тыс. — 1 млн. кВт [5, с. 382]. Для выполнения этой задачи было организовано специальное управление “Средволгострой” во главе с А. В. Винтером, причём ему передавались кадровый аппарат и оборудование Днепростроя, последовательно перебрасывавшиеся в новый район строительства по мере окончания работ [там же, с. 382 – 383]. Последующая деятельность созданного управления регулировалась решениями правительства. Так, 24 июня 1932 г. было принято постановление СНК СССР № 996 “О плане развёртывания работ Средволгостроя”, которое разрешало построить механический завод, производить лесозаготовки, организовать деревообрабатывающие заводы, совхозы, иметь буксирный и грузовой флот и т.д. [6, л. 32]. Соответствующим комиссариатам, в первую очередь НКТП, было поручено обеспечить выполнение заказов Средволгостроя. На подготовительные работы по сооружению Балахнинского, Ярославского и Пермского гидроузлов отпускалось 35 млн. руб. [там же, л. 31]. Однако в силу различных причин было начато сооружение только Ярославского гидроузла у с. Норское.

Важное направление освоения природных ресурсов Волжского бассейна наметило постановление СНК СССР и ЦК ВКП(б) от 22 мая 1932 г. “О борьбе с засухой и орошении Заволжья”, в соответствии с которым с целью уничтожения засухи и организации устойчивой зерновой базы в Заволжье с производством на поливных землях 4,9 млн. т пшеницы признавалось необходимым сооружение Камышинского гидроузла на Нижней Волге, обеспечивающего орошение 4 – 4,4 млн. га посевной площади [2, с. 1]. Его мощность определялась в 1,8 – 2 млн. кВт, а основными задачами помимо ирригации являлись выработка электроэнергии и создание больших судоходных глубин [там же]. Для организации проектно-исследовательских работ планировалось создание при Наркомземе СССР Нижневолгопроект-

та под руководством академика И. Г. Александрова, автора проекта Днепростроя. Вместе с тем Энергоцентру Наркомтяжпрома предписывалось продолжать разработку вопроса о Самарском гидроузле.

В период с 1931 по 1936 г. разрабатывалось множество различных вариантов коренной реконструкции Волги, с этой целью проводились сотни заседаний и совещаний. В общей схеме “Большая Волга” постоянно менялись количество входящих в неё гидроузлов и их параметры. Так, в марте 1932 г. планировалось построить Ярославский, Горьковский и Пермский гидроузлы, а во второй половине этого же года предлагалось возвести пять гидроузлов [8, л. 93].

Партийно-хозяйственное руководство СССР отдавало себе отчёт в том, что без фундаментальных научных исследований форсированное индустриально-технологическое развитие невозможно, поэтому в обосновании гидроэнергетических проектов большая роль отводилась научно-техническому потенциалу ведомственных и академических учреждений. Так, в 1931 г. Госплан СССР поручил Всесоюзному научно-исследовательскому институту энергетики и электрификации разработать рабочую гипотезу схемы использования водных ресурсов Волги в транспортных и энергетических целях [1, с. 9].

Об огромном вкладе представителей технических, естественных и экономических наук в научное обоснование и рассмотрение проектов коренной реконструкции Волги свидетельствует сессия Академии наук СССР по проблеме Волго-Каспия, состоявшаяся 25 – 29 ноября 1933 г. [3]. В соответствии с директивами высшей партийно-хозяйственной элиты от 1932 – 1933 гг. на ней была представлена разработанная Гидроэлектропроектом схема, впервые содержавшая единое решение Волжской проблемы, энерго-экономическое обоснование которой провёл Энергетический институт (ЭНИИ) АН СССР. О широком спектре рассматриваемых на сессии вопросов говорят названия секций: сельского хозяйства и растительного сырья, водного хозяйства и транспорта, геологии и минерального сырья, энергетики, гидротехнических сооружений, рыбного хозяйства и животного сырья. В её работе приняли участие видные представители всех научных и проектных организаций, в том числе академики Г. М. Кржижановский, Б. Е. Веденеев, Н. М. Тулайков, А. В. Чаплыгин, А. А. Чернышёв, профессора Г. К. Ризенкампф, С. А. Кукель-Краевский и др. По нашим подсчётам, всего было заслушано 69 докладов, по большинству из которых прошли прения, причём в них иногда участвовали сотни человек.

Выступавший первым Г. М. Кржижановский отметил грандиозность схемы “Большая Волга”, различные варианты реализации которой предполагали расходы от 16 млрд. до 25 млрд. руб. в ценах 1932 г. [3, с. 6]. По его мнению, переход от Днепрогэса к Волжской проблеме означал новый, ещё более решительный подъём в индустриальном и энергетическом развитии страны. В качестве главной причины обращения за помощью к академической науке он назвал составление расчётов на третью и четвёртую пятилетки, так как “первый этап... т.е. период до 1937 г., уже разработан. Работники Академии наук, двухсот научно-исследовательских институтов и свыше трёхсот специалистов по различным отраслям науки и техники уже сделали вклад в это дело. Материалы эти нам известны, но они пока ещё не получили окончательного утверждения в правительственных инстанциях. Всё же и в таком виде они имеют огромную научную ценность” [3, с. 6 – 7]. Энергетический институт примерно рассчитал народнохозяйственные показатели в районах Волжского бассейна на первый (условный 1937 г.),



Рис. 4. Современный вид Угличской ГЭС, июль 2009 г. (фото автора)

второй (1942 г.) и третий (1947 г.) этапы. Так, к 1947 г. производство электроэнергии должно было составить 69 % от общесоюзного, продукции машиностроения — 51 %, химии — 59 % и т.д. [3, с. 8]. Во второй пятилетке намечалось сооружение Балахнинского, Ярославского, Угличского и Вальковского гидроузлов на Волге. По различным оценкам, энергетический потенциал реки колебался от 16 до 38 млрд. кВт · ч, причём вторая цифра превосходила количество производимой энергии в Германии [3, с. 14].

Закономерно, что Г. М. Кржижановский выступил в защиту разработанного специальной группой ЭНИИна комбинированного варианта, при котором “северное питание” не позволит снизиться уровню Каспийского моря даже в условиях масштабной ирригации [3, с. 15]. Предполагалось построить три волжских комплекса. Первый включал в себя Ивановский, Угличский, Ярославский, Балахнинский гидроузлы на Волге, а также Пермский на Каме и Дно-Волжские общей мощностью 1,43 МВт (этап 1937 г.), второй — северные Демянские и Мстинские гидроцентрали, Окские, Верхнекамские и Самарский гидроузлы мощностью 2,42 МВт (1942 г.), третий — четыре Верхнекамских гидроузла и Криушский гидроузел и, возможно, ГЭС в Соколых Горах, Усть-речке и Камышине (1947 г.) [3, с. 16].

Руководитель прорабатываемой в Гидроэлектропроекте Волжской проблемы Г. К. Ризенкамф, отметив основные принципы схемы реконструкции реки, призвал не упускать из поля зрения Каспийское море и его нужды [3, с. 18 – 19]. Фактически он выступил против плана создания Камышинского гидроузла, проектируемого Нижневолгопроектом. С этой целью он привёл следующие аргументы: в результате появления крупного водохранилища из-за больших расходов воды на ирригацию, испарение и фильтрацию потребуются изъять из стока Каспия до 27 млрд. кубометров воды, что приведёт к значительному обмелению моря [3, с. 19]. Такое положение приведёт к большим расходам на переустройство всех портов, валютным расходам на компенсацию Ирану, заключению особого соглашения с ним, а также к отрицательному влиянию на рыбный промысел, дающий около 45 % всей рыбной продукции СССР [3, с. 21].

Весьма сложной проблемой было увеличение судоходного фарватера на Волге. Дело в том, что в октябре 1933 г. правительство в качестве конечной цели реконструкции водного пути поставило задачу достижение глубин в 5 м [3, с.

47]. Проанализировав возможные варианты решения проблемы, Г. К. Ризенкамф пришёл к выводу: “... необходимо создать такую схему реконструкции Волги, которая позволила бы получить на первом этапе (к 1942 г.) водный путь на самой Волге в три с половиной метра и выработку гидроэнергии минимально в 11 млрд. кВт · ч... и вместе с тем позволила бы ко второму этапу (1947 г.) довести глубины до величин, приближающихся к 5 м, и выработку гидроэнергии до 20 млрд. кВт · ч, не переустраивая ранее созданных сооружений ...” [там же].

Академик Б. Е. Веденеев акцентировал внимание на важнейшем факторе сооружения Волжских гидроузлов — площадях затопления пойменных территорий [3, с. 113 – 116]. Он считал, что при составлении проектов мощных гидроузлов в равнинной местности должен учитываться ущерб от затопления не только населённых и промышленных центров, но и допустимость изъятия из сельскохозяйственного оборота земельных угодий. Учёный констатировал: различными вариантами технической схемы преобразования Волги предусматривается создание Ивановского, Калязинского, Угличского, Мышкинского, Ярославского, Василёвского, Криушинского, Самарского и Камышинского гидроузлов с высотой напора плотин от 10 до 28,8 м (увеличение сверху вниз) [3, с. 113]. По предварительным подсчётам Б. Е. Веденеева, площадь затопления после пуска в эксплуатацию всех вышеперечисленных гидроузлов, за исключением Ивановского, Калязинского и Мышкинского, равнялась бы 1,11 млн. га, а сумма убытков — 598 млн. руб. [3, с. 114]. Наибольшие потери приходились на Камышинский гидроузел. По мнению учёного, большие площади затопления могли оправдаться только дешёвой электроэнергией.

Практически все выступавшие обратили особое внимание на благоприятное в промышленном плане расположение Самарского узла, который находился на пересечении водных и железнодорожных магистралей, рядом с сырьевыми ресурсами, а в перспективе обладал огромным количеством дешёвой гидроэлектроэнергии — до 9,2 млрд. кВт · ч [3, с. 47].

На сессии выявились существенные расхождения взглядов некоторых участников на пути решения и задачи реализации Волжской проблемы. Например, Г. К. Ризенкамф и Б. Е. Веденеев, признавая принцип комплексности,



Рис. 5. Калязинская колокольня на Угличском водохранилище около г. Калязина в Тверской области, июль 2009 г. (фото автора)

отстаивали приоритет энергетического освоения водных ресурсов Волги. К ним примыкал И. Г. Александров, выступавший против создания крупных искусственных водных путей и транспортной составляющей схемы. Другие же учёные основной упор делали на ирригационном или транспортном значении Большой Волги. Несмотря на это, удалось выработать общую резолюцию, отражавшую позицию всех секций. Анализ материалов ноябрьской сессии показал, что её участники признавали огромное народнохозяйственное значение проблемы комплексной реконструкции Волги. Они пришли к следующим принципиальным выводам:

1. Водный баланс Каспийского моря должен быть сохранён, так как снижение уровня принесёт значительный ущерб разным отраслям народного хозяйства. Это приводит к необходимости компенсировать забираемую из Волго-Каспийского бассейна воду дополнительным питанием из соседних многоводных речных систем (Дон, Онега, Сухо́на, Вычегда и Печора).

2. Главная цель преобразования сельского хозяйства — создание устойчивого зернового хозяйства на базе орошения Заволжья, в связи с чем следует ввести новые способы орошения, например дождевание, а также электрифицировать земледельческие процессы.

3. Завершающая стадия реконструкции Волги должна предусматривать глубины в 5 м, которые могут быть достигнуты путём комбинирования землечерпания, шлюзования и регулирования стока, что потребует огромных капитальных затрат. Важной задачей является создание сквозного глубоководного пути между Балтийским, Белым, Каспийским и Чёрным морями. Эти соединения следует производить в порядке комплексных транспортно-энергетических задач.

4. Волжские гидроузлы могут быть использованы в качестве элементов единой крупной энергетической системы

европейской части СССР и далее единой высоковольтной сети, что весьма существенно повысит надёжность и устойчивость энергоснабжения. Особенно большое значение в этом процессе отводится Самарскому гидроузлу как мощному источнику энергии для промышленности и орошения Заволжья, занимающему центральное место во всех отношениях [4, с. 47 – 49].

Итак, участники сессии АН СССР 1933 г. одобрили предложенную Гидроэлектропроектом схему реконструкции Волги, поэтому она была принята в качестве основы для дальнейшей проработки этой проблемы. В целом решения сессии носили технократический характер, поскольку рассматривались в основном технико-экономические параметры плана “Большая Волга”, а воздействие глобального гидростроительства на экологическую систему бассейна учитывалось недостаточно, совершенно не брался в расчёт колоссальный ущерб, наносимый историко-культурному наследию народов Поволжья, как материальному, так и духовному.

Последующий процесс реконструкции Волги определили положения проектировщиков Волгостроя НКВД СССР. В результате был сделан акцент на крупные гидроузлы с максимальным подпорным уровнем, что обеспечивало наибольшие выработку энергии и судоходные глубины, а также орошение значительного количества сельскохозяйственных земель. Но это приводило к затоплению больших площадей земельных угодий, наносило большой ущерб рыбному хозяйству и т.д. Упор на энергетическое, транспортное и ирригационное использование водных ресурсов Волги открыл широкие возможности для крупномасштабного гидроэнергетического строительства в Поволжье.

Список литературы

1. *Авакян А. Б.* Волга в прошлом, настоящем и будущем. — М.: Экспресс-3М, 1998.
2. *Гидротехническое строительство.* 1932. № 2 – 3.
3. *Проблема Волго-Каспия // Труды ноябрьской сессии 1933 г.* — Л.: Изд-во АН СССР, 1934.
4. *Резолюции ноябрьской сессии, посвященной проблеме Волго-Каспия.* — Л.: АН СССР, 1934.
5. *Решения партии и правительства по хозяйственным вопросам (1917 – 1967): Сб. документов за 50 лет. В 5 т. Т. 2: 1929 – 1940 гг. / Сост. К. У. Черненко, М. С. Смиртюков.* — М., 1967.
6. *Российский государственный архив экономики (РГАЭ).* Ф. 4372. Оп. 28. Д. 456.
7. *РГАЭ.* Ф. 4372. Оп. 29. Д. 346. — все одной ссылкой.
8. *РГАЭ.* Ф. 4372. Оп. 31. Д. 831. Л. 93.
9. *Самарский филиал Российского государственного архива научно-технической документации (СФРГАНТД).* Ф. Р-309. Оп. 1 – 1.
10. *Сталинские стройки ГУЛАГа. 1930 – 1953 / Ред. А. Н. Яковлев; сост. А. И. Кокурин, Ю. Н. Моруков; Междунар. фонд “Демократия”.* — М.: Материк, 2005.

Правилам технической эксплуатации электрических станций и сетей — 70 лет

С 1 июля 1940 г. Наркомат электростанций СССР приказом от 19 мая 1940 г. № 20 ввел в действие “Правила технической эксплуатации электрических станций и сетей” (далее ПТЭ) и организовал пересмотр всех отраслевых нормативно-технических документов — типовых инструкций, циркуляров, информационных писем по эксплуатации оборудования и сооружений электростанций, в том числе гидроэлектростанций. ПТЭ с тех пор стало фундаментом для реализации главного правила обеспечения безопасности действующих объектов электроэнергетики — точного исполнения всеми работниками требований инструкций по их эксплуатации.

Производство электроэнергии на электростанциях СССР в 1940 г. составило 48,31 млрд. кВт · ч (гидроэлектростанций — 5,26 млрд. кВт · ч). Мощность всех электростанций страны в конце 1940 г. составила 11,3 млн. кВт (гидроэлектростанций — 1,59 млн. кВт). Ежегодный прирост мощностей на электростанциях в 1938 – 1940 гг. составлял около 1 млн. кВт.

Напомним, что в 1939 г. началась вторая мировая война и страна стояла перед угрозой нападения со стороны фашистской Германии. В этих условиях экономика страны требовала максимального укрепления, производство — повышения производительности и безопасности. В 1940 г. Совнарком СССР принял решение о переводе народного хозяйства на семидневную рабочую неделю вместо существовавшей до этого шестидневной. В целях повышения производительности и эффективности труда и повышения ответственности всех работников за безопасность работы основных обеспечивающих отраслей были введены общесоюзные правила технической эксплуатации в ряде отраслей, в том числе в электроэнергетике. С этого времени ПТЭ действуют непрерывно и являются обязательным общепромышленным нормативным документом, регулирующим основные технические и организационные требования к деятельности по производству и распределению электрической и тепловой энергии на электрических станциях и в электрических и тепловых сетях.

Следует отметить, что основным разработчиком ПТЭ всех изданий был трест “ОРГРЭС” (Союзтехэнерго, фирма “ОРГРЭС”). К разработкам привлекался широкий круг ведущих специалистов-энерге-

тиков; окончательную доработку ПТЭ осуществляли редакционные комиссии, персональный состав которых публиковался в каждом издании (кроме последнего, утвержденного ОАО РАО “ЕЭС России” в 2003 г.). Выпуск каждого обновленного издания ПТЭ сопровождался публикацией пособий для изучения ПТЭ, что играло важную роль в освоении и практическом применении требований и норм документа.

Содержание первого издания ПТЭ включало все основные вопросы эксплуатации электростанций и сетей по разделам: территория, здания и сооружения, производство и распределение тепловой энергии, производство и распределение электрической энергии, гидротехнические сооружения и водное хозяйство электростанций, гидроэнергетическое оборудование гидроэлектростанций, организация эксплуатации электростанций и сетей. Принятая в первом издании структура содержания, основанная на обобщении накопленного к тому времени научного и производственного опыта создания и эксплуатации объектов электроэнергетики, практически сохранилась в течение всего последующего периода, вплоть до настоящего времени. Изучение и последующее применение ПТЭ позволили электростанциям и сетевым предприятиям организовать эксплуатацию оборудования и сооружений на отработанной и нормированной основе.

Уместно привести цитату из редакционной статьи в журнале “Электрические станции” (1940 г.): “Сейчас на базе составленных, технически ясных и современных общенаркоматских правил технической эксплуатации на станциях могут быть разработаны столь же ясные и технически современные индивидуальные цеховые технические инструкции и правила обслуживания агрегатов, и стахановцы эксплуатационных и ремонтных участков станций получают в свои руки мощный рычаг для дальнейшего увеличения производительности труда, повышения производительности, надежности и экономичности работы оборудования”.

Первое издание ПТЭ содержало требования, которые и в настоящее время являются бесспорными и обеспечивают безопасность, надежность и эффективность эксплуатации оборудования. Среди этих требований — необходимость иметь на электростанциях заводские технические паспорта и эксплуатационные характеристики установленного

оборудования, проверенные натурными испытаниями, с выделением режимов, которые требуют по той или иной причине, обусловленной конкретными условиями эксплуатации, особо внимательного контроля со стороны персонала. В ПТЭ было включено требование периодических повторений таких испытаний, чтобы по их результатам можно было следить за старением оборудования и выявлять эффективность конструктивных изменений или изменений схемы установки. Это указание обязывает персонал электростанций изучить свое оборудование, так как такого рода испытания позволяют выявлять и устранять недостатки в состоянии и работе оборудования.

В ПТЭ содержались указания по минимальному набору контрольно-измерительной аппаратуры и приборов, необходимых для контроля режимов работы оборудования и для его защиты от повреждений, в том числе аварийных. Такие же требования были введены в отношении контрольной аппаратуры на гидротехнических сооружениях.

ПТЭ содержало перечень эксплуатационных мероприятий по повышению экономичности оборудования, в том числе рекомендации по экономически обоснованному распределению нагрузки между работающими генераторами, поддержанию оптимальных режимов регулирования нагрузки, минимизации потерь напора на ГЭС, включая потери на сороудерживающих решетках. Выполнение этих требований должно опираться на тщательный контроль за эксплуатацией всех объектов электростанций.

В отдельный раздел ПТЭ были включены требования к организации ремонтного обслуживания оборудования и сооружений, при этом основной упор был сделан на систему планово-предупредительного ремонта с учетом контроля и оценки текущего состояния объектов.

Наконец, очень важным было включение в ПТЭ твердых требований в части причин, при возникновении которых необходима немедленная остановка основного оборудования электростанций во избежание развития аварий. Предшествовавший опыт показывал, что отсутствие таких требований при-

водило либо к остановке гидро- и турбоагрегатов по малозначимым причинам, либо к продолжению их работы, несмотря на наличие объективных показаний для их отключения.

За прошедшие годы ПТЭ выдержало 14 изданий, утвержденных на уровне министерств, управляющих отраслью. В 1995 г. РАО «ЕЭС России» утвердило 15-е, переработанное и дополненное издание ПТЭ. Это издание в последний раз содержало указание на то, что ПТЭ обязательны для всех электростанций, тепловых и электрических и сетей, а также научно-исследовательских институтов, проектных, строительно-монтажных ремонтных и наладочных организаций, выполняющих работы для электростанций и сетей (независимо от формы собственности).

Последнее издание ПТЭ, утвержденное Министерством топлива и энергетики Российской Федерации в 2003 г., уже не имело подобного указания. Более того, из этого издания был исключен целый ряд важных требований, в их числе указания на причины, при которых оборудование должно быть выведено из работы действием технологических защит или персоналом. Существенно сокращены требования к эксплуатационному персоналу, включая требования к его подготовке для допуска к работе. Исключены разделы по охране труда, пожарной безопасности, природоохранным требованиям. Существенное сокращение требований, прошедших многолетнюю апробацию и обеспечивших безопасность объектов электроэнергетики, в определенной степени ослабило влияние важнейшего нормативного документа на поддержание технического состояния электростанций и сетей. Поэтому, отмечая годовщину существования ПТЭ, необходимо одновременно принять все возможные меры для восстановления обязательности изучения и точного исполнения требований отраслевых нормативных документов. Первоочередной мерой должно стать внесение изменений в современную законодательную базу, в первую очередь в федеральный закон «О техническом регулировании», и вывести отрасль электроэнергетики из сферы применения этого закона.

Серков В. С., кандидат техн. наук., член редакционных комиссий по пересмотру ПТЭ в 1975 – 1995 гг.

Приказ

Народного Комиссара Электростанций СССР

19 мая 1940 г.

№ 20

1. Изданные Наркомэлектро в соответствии с постановлением Экономического Совета при СНК СССР № 451 от 26/III 1940 г. “Правила технической эксплуатации электрических станций и сетей” ввести в действие на всех электростанциях и сетях Наркомэлектро с 1 июля 1940 г.

2. Считать утратившими силу с 1 июля с. г. все приказы, распоряжения и циркуляры, противоречащие “Правилам технической эксплуатации электростанций и сетей”.

3. Обязать управляющих районных управлений и энергокомбинатов и директоров предприятий к 1 июня с. г. выдать “Правила технической эксплуатации электростанций и сетей” всем рабочим эксплуатационных цехов и инженерно-техническим работникам электростанций и сетей, отделов районных управлений и энергокомбинатов.

4. Управляющим районных управлений и энергокомбинатов, директорам электростанций и сетей:

а) немедленно организовать изучение “Правил технической эксплуатации электростанций и сетей” эксплуатационным персоналом предприятий;

б) пересмотреть к 1 июля с. г. все эксплуатационные инструкции, приведя их в соответствие с “Правилами технической эксплуатации электростанций и сетей”;

в) провести с 1 июля по 1 августа с. г. проверку знаний “Правил технической эксплуатации электростанций и сетей”.

5. Управляющему Орггрэс тов. Гольденбергу к 1 августа с. г. пересмотреть все выпущенные инструкции, противоаварийные и эксплуатационные циркуляры, информационные письма, приведя их в точное соответствие с “Правилами технической эксплуатации электростанций и сетей”.

6. Обязать Главного инспектора Наркомата по эксплуатации электростанций и сетей тов. Круглова установить контроль за точным выполнением электростанциями и сетями “Правил технической эксплуатации электростанций и сетей”.

Народный Комиссар Электростанций СССР

А. Летков

Роль, задачи и проблемы развития стандартизации в обеспечении безопасности объектов гидроэнергетики

Серков В. С., кандидат техн. наук (НП “Гидроэнергетика России”)

В 1995 г. РАО “ЕЭС России” утвердило 15-е издание ПТЭ, а общее число НТД в области гидроэнергетики превысило 500 наименований.

В послевоенный период в отрасли была развернута большая работа по изучению и анализу опыта эксплуатации и по созданию отраслевой нормативной технической базы. Работы выполняли государственный трест “ОРГРЭС” и ведущие научные организации, финансирование осуществлялось централизованно за счет обязательных отчислений, осуществляемых районными энергоуправлениями. В дальнейшем эти работы активно развивались, структура организации их исполнения изменялась и совершенствовалась.

В условиях вертикальной иерархической схемы управления электроэнергетикой применение всех норм, содержащихся в отраслевых нормативно-технических документах (НТД), было обязательным и поддерживалось административным и научно-техническим ресурсом. Высокий уровень требовательности к изучению и проверке знаний НТД поддерживался контролем государственного органа управления — министерства, затем контролем со стороны РАО “ЕЭС России”.

В 2003 г. Минэнерго России утвердило последнее издание ПТЭ. В этом издании из Правил был исключен ряд важных требований, в частности требования к организации работы с персоналом электростанций и сетей, к его квалификации, подготовке к работе и к регулярной проверке знаний нормативных документов. Из Правил были исключены важнейшие требования по условиям останова гидроагрегатов в аварийных ситуациях. Можно полагать, что исключение этих требований из основного документа по эксплуатации электростанций имело следствием постепенное снижение профессионального уровня работников электростанций и управляющих структур генерирующих компаний.

В начале нынешнего века одновременно происходили два процесса: подготовка реформирования электроэнергетики и проведение реформы в области технического регулирования, в результате чего многие существенные требования действовавших ранее НТД лишились обязательности и получили статус применения на добровольной основе. Обязательные требования безопасности в соответствии с введенным в действие Федеральным законом “О техническом регулировании” могли быть сформулированы только в технических регламентах. К сожалению, из-за длительной неразберихи в федеральных органах власти выпуск технических регла-

ментов опоздал по меньшей мере на 5 – 6 лет. Таким образом, вновь образованные после распада РАО “ЕЭС России” субъекты электроэнергетики, по существу, лишились правовой основы для применения в полном объеме требований действовавших ранее ПТЭ, РД, СНиП и других НТД. Ввод их в действие в каждом независимом акционерном обществе зависел только от понимания руководством этого общества значения этих документов для безаварийной эксплуатации объектов.

В РАО “ЕЭС России” в 2003 г. был сформирован “Реестр действующих в электроэнергетике нормативно-технических документов для распространения их действия в Холдинге в период до создания соответствующих стандартов”, в который было включено около 1800 документов. Поскольку большинство этих документов, включавших не только технические нормы, но и организационные требования, уже не отвечали структурным изменениям в схеме управления реформированной электроэнергетики и правовому статусу новых образований, то возник вопрос о пересмотре документов и придании им статуса стандартов организации ОАО РАО “ЕЭС России” в соответствии с требованиями ФЗ “О техническом регулировании”. Концепция перевода НТД в плоскость стандартов организации в качестве основного включала принцип, согласно которому присоединение новых обществ к новым стандартам должно означать обязательность их повсеместного применения в отрасли, при этом стандарты смогли бы в каком-то объеме взять на себя функции утраченной вертикальной системы технологического управления.

Работа над стандартами организации ОАО РАО “ЕЭС России” (СТО) была начата в 2004 г. Был решен ряд необходимых задач, в том числе организационных, методических, финансовых. Были последовательно утверждены программы разработки стандартов сначала на 2004 – 2005 гг., затем на 2006 – 2007 гг. и, наконец, на 2008 – 2009 гг.

На рис. 1 представлена схема создания новых СТО. Схема предусматривает не только переработку действовавших ранее НТД, но и ввод в них апробированных новаций, а также создание архива неиспользованных, частично утративших актуальность норм и требований. При разработке СТО рассматривалась возможность использования их требований и норм при разработке национальных стандартов, однако эти рекомендации не были использованы Ростехрегулированием.



Рис. 1. Схема разработки новых стандартов организации

НП «Гидроэнергетика России», выиграв в 2004 г. соответствующий тендер, была определена ведущей организацией по разработке СТО в области гидроэнергетики. Следует отметить, что к участию в этих работах были привлечены высококвалифицированные специалисты из ведущих научно-исследовательских и проектных институтов, фирмы «ОРГРЭС» и других организаций. Все привлекаемые к работам специалисты имели богатый опыт разработки и применения НТД, владели фактическим знанием содержательной части действовавших НТД. Естественно, что в данном случае обошлось без конкурсов, поскольку круг специалистов, обладающих квалификацией, необходимой для такой работы, уже тогда был весьма узок. Процедуры разработки, прохождения и рассмотрения проектов документов включали их внешнюю экспертизу организациями и высококвалифицированными специалистами, последующее рассмотрение специально сформированными органами ОАО РАО «ЕЭС России» (Рабочей группой и Центральной комиссией по техническому регулированию) с широким представительством научных, технических и управляющих структур. Такая система обеспечивала на выходе надлежащее качество вводимых в действие СТО.

НП «Гидроэнергетика России» практически выполнило свои обязательства по этим программам. Первый СТО «Методики оценки технического состояния основного оборудования гидроэлектростанций» введен в действие в 2006 г. В 2008 г. введены в действие 20 СТО ОАО РАО «ЕЭС России», в

2009 г. — еще 15 СТО НП «ИНВЭЛ». Структура введенных в действие в этот период стандартов охватила три основных направления: правила эксплуатации, правила проектирования, правила строительства (рис. 2). К сожалению, еще не завершена разработка стандартов в сфере общестанционного, в том числе электротехнического, оборудования, выполнявшаяся другими организациями. Поэтому по состоянию на первый квартал 2010 г. подготовленные проекты стандартов по этим направлениям не вступили в силу.

Авария на Саяно-Шушенской ГЭС в августе 2009 г. и результаты ее расследования показали необходимость частичной доработки ряда введенных в действие СТО. Основными направлениями доработки стандартов явились:

усиление требований и норм в области контроля основного оборудования, технологических процессов, элементов и деталей оборудования, которые послужили непосредственной причиной начала и развития аварии; в первую очередь — контроль вибрационного состояния гидротурбины и гидрогенератора, контроль состояния крепежных деталей крышек гидротурбин;

усиление требований к управлению технологическим состоянием оборудования, в том числе требований к немедленному выводу из работы гидроагрегатов, контролируемые технические показатели состояния которых выходят за пределы допустимых;

введение ранее отсутствовавших требований к ограничению участия гидроагрегатов в автоматиче-

ском регулировании частоты и мощности, задаваемом средствами системного оператора без учета индивидуальных характеристик и состояния станционного оборудования;

усиление требований к резервированию электропитания важнейших потребителей собственных нужд гидроэлектростанций, в том числе электропитания приводов аварийных и аварийно-ремонтных затворов гидротурбин;

введение требования о необходимости установки на гидроэлектростанциях специальных автоматических регистраторов аварийных событий (типа “черных ящиков”);

введение дополнительных требований и норм в сфере охраны труда и совершенствование правил безопасности на гидроэлектростанциях, в том числе при выполнении работ в подводной части зданий гидроэлектростанций и гидротехнических сооружений.

На первом этапе работы были внесены изменения в шесть стандартов, в которых сконцентрированы основные требования к проектированию и эксплуатации оборудования и гидротехнических сооружений гидроэлектростанций. ОАО “РусГидро” ввело эти изменения для управляемых им гидроэлектростанций приказом от 22.12.2009.

В первом квартале 2010 г. в доработке находились 19 действующих СТО и еще 10 разработанных проектов СТО, ввод в действие которых по предложению НП “Гидроэнергетика России” приостановлен на период их доработки.

В настоящее время еще не обновлена в необходимом объеме база нормативно-технической документации, наработанная в прошлые годы. Анализ этих документов показывает необходимость принятия по ним конкретных решений: актуализации, полного обновления или отмены.

Дальнейшее развитие стандартизации в сфере гидроэлектростанций требует решения трех наиболее важных проблем.

Во-первых, после прекращения деятельности ОАО РАО “ЕЭС России” до сих пор отсутствует отраслевая программа стандартизации в области гидроэнергетики, при этом еще существует мнение отдельных несведущих лиц об отсутствии необходимости в разработке стандартов. Пока не реализованный проект программы стандартизации ОАО “РусГидро” на 2009 – 2011 гг. не в полной мере отражает основные задачи отраслевой стандартиза-

ции для гидроэлектростанций. Крайне важно, чтобы разрабатываемые вместо отраслевых НТД стандарты организации носили отраслевой характер и использовались всеми гидрогенерирующими компаниями и объектам России.

Во-вторых, в гидрогенерирующих компаниях отсутствует устойчивое финансирование работ по стандартизации. Государство в лице Минэнерго России не имеет желания заниматься проблемой создания нормативно-технической базы для предприятий электроэнергетики. Оно не справляется даже со своевременной подготовкой и вводом в действие небольшого числа технических регламентов.

В-третьих, следует исключить практику проведения открытых конкурсов на разработку стандартов. Организации, а главное – лица, способные в качестве научных руководителей осуществлять эту работу, в отрасли хорошо известны, их не более полутора десятков.

Успешное развитие стандартизации требует решения ряда практических задач, связанных с организацией работы после ввода в действие стандартов. В первую очередь это их изучение и применение на местах; переработка в производственные инструкции (стандарты ГЭС), учитывающие специфику установленного оборудования и особенности гидротехнических сооружений; организация работы по проверке знаний и соответствующей аттестации работников ГЭС, генерирующих компаний, министерства. Необходимо осуществлять постоянное сопровождение введенных в действие стандартов, оперативно отражать в них изменения, возникающие в первую очередь из-за интенсивно изменяющегося законодательства, затрагивающего область электроэнергетики и гидроэнергетики. Следует официально ввести перечень НТД, рекомендуемых к применению на гидроэлектростанциях до разработки и ввода в действие соответствующих технических регламентов и СТО. Соответствующие предложения с поименным перечнем НТД переданы в Минэнерго России в 2009 г.

Важно ускорить ввод в действие основных технических регламентов в сфере электроэнергетики и, одновременно, поддерживающих их сводов правил и национальных стандартов. К сожалению, эта работа не налажена, отсутствуют перечни таких документов, не говоря уже о самих документах.

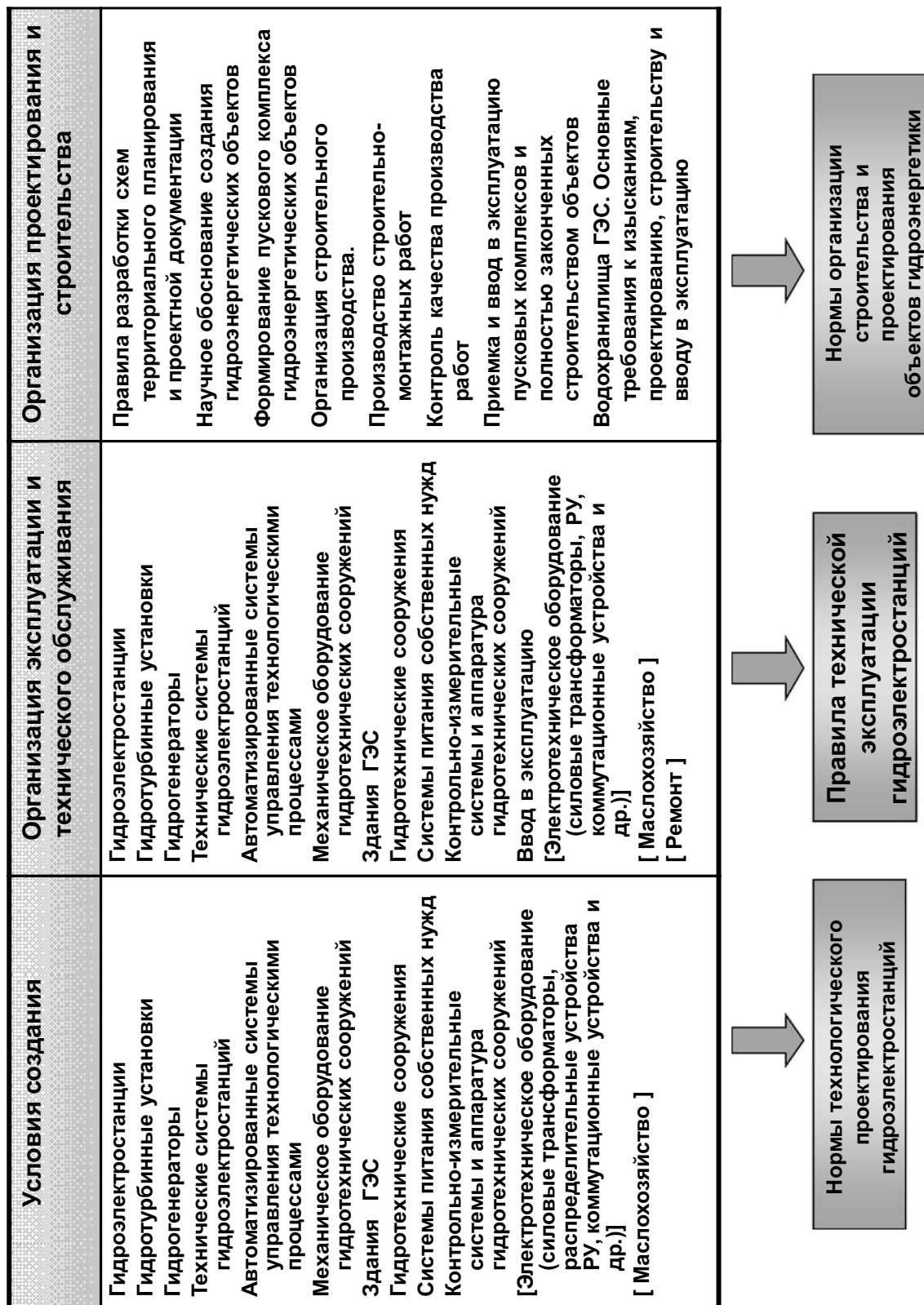


Рис. 2. Структура стандартов организации, введенных в действие в 2006 – 2009 гг.

Памяти Рагозина Дмитрия Александровича

22 мая 2010 г., на семьдесят восьмом году жизни скончался наш коллега, товарищ, талантливый инженер Рагозин Дмитрий Александрович.

В 1955 г. Рагозин Д. А. окончил Московский институт Инженеров водного хозяйства и получил специальность инженера-гидротехника.

В институт “Гидропроект” поступил в 1956 г., где работал в должностях от инженера до начальника гидротехнического отдела, заместителя главного инженера института, главного инженера проекта. При его непосредственном участии запроектированы все гидроэлектростанции Ангарского каскада: Иркутская, Братская, Усть-Илимская и Богучанская ГЭС. Параллельно с обязанностями начальника отдела и заместителя главного инженера Гидропроекта исполнял обязанности главного инженера проекта Богучанской ГЭС и Дургунской ГЭС в Монголии. При его руководстве разработан и защищен в Сводной экспертной комиссии Госплана СССР, Госстроя СССР и Государственного комитета по науке и технике технический проект Богучанской ГЭС, проведено его утверждение Советом Министров СССР; выполнена рабочая документация по объектам инфраструктуры, внутриплощадочным объектам и инженерным коммуникациям, а также первая рабочая документация по основным сооружениям.

В 1993 – 1995 гг. Рагозин Д. А. руководил проектированием Дургунской ГЭС в Монголии и обеспечил защиту проекта в директивных органах Монголии.



В восьмидесятые и начале 90-х годов Рагозин Д. А. осуществлял руководство организацией работ по развитию нетрадиционной электроэнергетики, участвовал в работе гидротехнической секции экспертной комиссии Госстроя СССР и гидроэнергетической подсекции энергетической комиссии (СЭВ). Состоял членом гидротехнической секции НТС Минэнерго СССР.

С середины 90-х годов и до настоящего времени Рагозин Д. А. в должности главного инженера проекта занимался вопросами, связанными с обеспечением безопасности напорных гидротехнических сооружений действующих Ангарских ГЭС, а также их реконструкцией, перевооружением и модернизацией.

За пятьдесят четыре года, отданных институту Гидропроект, его труд был отмечен правительственными наградами: медалью “За доблестный труд”, орденом “Трудового Красного Знамени”, серебряной медалью Выставки Достижений Народного Хозяйства (ВДНХ). Награжден отраслевыми наградами: “Почетный энергетик” Минэнерго СССР и “Почетный Гидроэнергетик РАО ЕЭС”, знаком “Отличник Минэнерго СССР”.

Закончилась жизнь Дмитрия Александровича, но он всегда будет жить в памяти всех, кто его знал, кто знал этого талантливого и выдающегося гидростроителя, а памятником ему будут построенные с его участием гидроэлектростанции.

Сдано в набор 26.05.2010. Подписано в печать 21.07.2010. Формат 60×84 1/8.

Печать офсетная. Печ. л. 8,0. 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-2010»

(Том 1. Российские и зарубежные газеты и журналы)

70224 — индекс журнала «ГИДРОТЕХНИЧЕСКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО»

Редакционная коллегия:

Лапин Г. Г. (гл. редактор), Абубакиров Ш. И., Александров А. Е., Альхименко А. И., Аргал Э. С., Баранов А. Е., Беликов В. В., Беллендир Е. Н., Бронштейн В. И., Воскресенский С. М., Золотов Л. А., Каганов Г. М., Кириллов В. М., Красильников М. Ф., 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