



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.

№ 5

май

2010

Содержание

Гидроэнергетика в годы Великой Отечественной войны

2

Строительство и эксплуатация

Розенталь Н. К., Чехний Г. В., Базанов В. Е.,
Борисов Т. Ю., Шурухин Л. А. Коррозионное со-
стояние бетонных и железобетонных конструк-
ций шлюзов Рыбинского гидроузла.

4

Куприянов В. П. Эксплуатация водосбросных
сооружений гидроэлектростанций в зимний период

16

Берлин В. В., Муравьев О. А. Технические ас-
пекты аварии на втором агрегате Саяно-Шушенской
ГЭС.

25

Марчук А. Н. Отклик на статью “Поведение
Саяно-Шушенской плотины после катастрофиче-
ского разрушения здания ГЭС”

32

Жепетов В. А., Сивков А. А., Ларионов В. В.,
Семенов С. И., Козич А. И. Проектирование трехъ-
ярусных ортогональных гидроагрегатов для энерго-
блоков Северной ПЭС

33

Безопасность гидротехнических сооружений

Беликов В. В., Прудовский А. М., Василье-
ва Е. С. Численное моделирование волны прорыва
плотины Краснодарского водохранилища.

38

Соколов С. Б. О скорости волн перемещения в
канале с треугольным сечением

48

Поздравление А. А. Храпкову

54

Дискуссии

Шестопалов П. В., Паремуд С. П., Вольнич-
ков А. Н., Мгалобелов Ю. Б. Ответы на “Коммен-
тарии к предложению о строительстве ступенчатого
водосброса Богучанской ГЭС”

55

Прокофьев В. А., Судольский Г. А. Ответы на
“Комментарии к предложению о строительстве сту-
пенчатого водосброса Богучанской ГЭС”

58

Памяти Милоша Павчича

63

Памяти Родионова В. Б.

64

На обложке – Рыбинский шлюз

Гидроэнергетика в годы Великой Отечественной войны

9 мая 2010 г. исполнилось 65 лет со дня Победы советского народа в Великой Отечественной войне.

В предвоенные годы гигантская созидательная работа по индустриализации СССР требовала постоянного ввода новых мощностей и роста выработки электроэнергии. Мощность всех электростанций страны в 1940 г. составляла 11 193 тыс. кВт, в том числе 37 находящихся в эксплуатации гидроэлектростанций имели суммарную мощность 1587 тыс. кВт. Началось освоение гидроэнергоресурсов Верхней Волги: в системе Мосэнерго работала Ивановская ГЭС — первая гидростанция на Волге, были введены в действие оба гидроагрегата Угличской ГЭС. Для энергоснабжения Ленинграда были введены Волховская и Нижнесвирская ГЭС. Были построены и введены в эксплуатацию гидроэлектростанции на Кольском полуострове — (Нивская-II и Нижнетуломская, на Алтае — Ульбинская, в Узбекистане — ГЭС Чирчикского каскада, в Таджикистане — Варзобская, в Грузии — Риони, в Армении — ГЭС Севано-Разданского каскада). На Украине была введена крупнейшая Днепровская ГЭС, строительство которой создало сквозной водный путь по Днепру до Черного моря.

В первые годы Великой Отечественной войны оборудование находившихся в европейской части СССР фабрик, заводов, электростанций было демонтировано и эвакуировано на восток страны, в Среднюю Азию и на Урал, где развернулось срочное расширение существующих заводов и фабрик и строительство новых предприятий. С размещением на Урале эвакуированных предприятий возросла потребность в электроэнергии, были форсированы работы по реконструкции и расширению существующих и строительству новых электростанций.

Война нанесла огромный ущерб гидроэнергетике. В течение первых трех лет было потеряно свыше 2/3 установленной мощности гидроэлектростанций. Было демонтировано оборудование на 11 ГЭС суммарной мощностью свыше 1 млн. кВт, в том числе на Днепровской, Кегумской, Нивской, Нижнесвирской и др. За время оккупации и при своем отступлении фа-

шисты разрушили мощные энергосистемы Днепра, Донбасса, Ленинграда, Харькова, Краснодарского края, Киева, Воронежа, Крыма, Белоруссии и Кольского полуострова, а наиболее ценное оборудование электрических станций вывезли в Германию. За время военных действий Советский Союз потерял по мощности около 5 млн. кВт, были разрушены и повреждены 62 электростанции и свыше 10 тыс. км линий электропередач.

Восстановительные работы на электростанциях начинались сразу же после освобождения региона от фашистов, в условиях продолжающихся боевых действий на фронтах, когда война отвлекала огромные людские и материальные ресурсы. Два гидроагрегата Рыбинской ГЭС были пущены в самом начале войны: первый — в ноябре 1941 г., второй — в январе 1942 г. Вместе с Угличской ГЭС они стали основным источником энергоснабжения прифронтной Москвы. В апреле 1942 г., после разгрома немецко-фашистских войск под Москвой, начались интенсивные строительные-монтажные работы, в результате которых в апреле 1943 г. было наполнено до проектной отметки Угличское водохранилище, а в августе 1945 г. был введен в эксплуатацию третий гидроагрегат Рыбинской ГЭС.

В 1941 г., в связи с приближением фронта, на Волховской ГЭС было демонтировано и вывезено основное оборудование. Но уже в 1942 г., после поражения немецко-фашистских войск под Тихвином, начались работы по восстановлению гидроэлектростанции. В начале 1943 г. три агрегата станции снова начали выдавать электроэнергию блокадному Ленинграду. Ленинградские энергетики за 75 ч проложили по дну Ладожского озера кабель длиной 122 км и обеспечили подачу электроэнергии в осажденный город. Только за время блокады Ленинграда Волховская ГЭС дала городу 110 млн. кВт · ч энергии.

В феврале 1944 г. начались восстановительные работы на Днепровской ГЭС, наиболее пострадавшей во время войны. Здесь были взорваны напорная стенка перед зданием ГЭС, соприлегающий устой, бетонная плотина, полно-

стью разрушено здание ГЭС и другие сооружения. При восстановительных работах было практически полностью модернизировано технологическое оборудование, управление станцией стало автоматизированным. Восстановление шло форсированно и первые три машины начали давать промышленный ток в 1947 г.

Интенсивные строительно-восстановительные работы велись на Кольском полуострове и Северном Кавказе, а также по новым объектам гидроэнергетики в республиках Средней Азии и Закавказья, на Урале и в Сибири. В результате мощность электростанций Урала и других районов Советского Союза почти удвоилась, за 1942 – 1944 гг. было введено в эксплуатацию 3,4 млн. кВт новых энергетических мощностей. Уже в 1946 г. мощность электростанций СССР превысила довоенный уровень, достигнув 12,4 млн. кВт.

Многие крупные руководители, создавшие сегодняшний гидроэнергетический потенциал страны, прошли солдатами через горнило Великой Отечественной войны. Нарком электростанций СССР Д. Г. Жимерин руководил демонтажом оборудования Днепрогэса, когда враг уже подходил к Днепру. Герой Социалистического Труда Е. Н. Батенчук, построивший Иркутскую, Вилюйскую, Нижнекамскую ГЭС и автогигант КАМАЗ, свой первый бой принял 22 июня 1941 г. Будущий начальник Красноярскгэсстроя А. Е. Бочкин свой длинный боевой путь начал с обороны Москвы. Строил подмосковные оборонительные рубежи И. И. Наймушин, позже начальник строительства Нива-2, Камской ГЭС, начальник Братскгэсстроя, тоже Герой Социалистического Труда. С первых дней войны сражался на фронте П. И. Андреев

— парторг ЦК на строительстве Чирчикских ГЭС, после войны — заместитель начальника Куйбышевгидростроя. Прокладывали трудные фронтовые дороги военные инженеры-гидротехники Г. А. Радченко, Н. С. Розанов, Ф. Г. Гунько, И. М. Гамус, П. В. Баженов, Н. П. Розанов, С. Я. Эйдельман. С преподавательской работы добровольно ушел на фронт К. К. Кузьмин, сражавшийся командиром взвода арtpолка, впоследствии К. К. Кузьмин стал главным инженером Красноярскгэсстроя. М. Ф. Складнев командовал батареей зениток ПВО, охранявших небо над Ленинградом и над его родным ВНИИГом, которым он так долго и славно руководил. Начальник Чиркейгэсстроя В. И. Жолнерчук, когда ему было 12 лет, стал партизанским разведчиком в Белоруссии и неоднократно приносил ценные сведения из-за линии фронта. Восемнадцатилетним паренком взвалил на свои плечи тяжелое ружьё В. А. Герасименко, стал истребителем танков будущий начальник строительства Усть-Илимской ГЭС. Директор Гергебельской ГЭС, а позже управляющий Дагэнерго В. Х. Муслимов участвовал со своей батареей в героическом десанте в Новороссийск. Саперный батальон капитана Б. И. Загородникова снял более 8 тыс. пехотных мин, установил 6 тыс. противотанковых, уничтожил 4 вражеских танка. После войны он стал начальником строительства Мамаканской ГЭС.

В грозные для отчизны годы советские гидростроители превратились из мирных созидателей в бесстрашных воинов. Слава и светлая им память! Их героические дела обязывают сегодняшних гидротехников и гидроэнергетиков бережно сохранять оставленное им наследство и приумножать энергетическую мощь страны.

Коррозионное состояние бетонных и железобетонных конструкций шлюзов Рыбинского гидроузла

Розенталь Н. К., Чехний Г. В. (НИИЖБ), Базанов В. Е. (ФГУП “Канал им. Москвы”),
Борисов Т. Ю. (Рыбинский район гидросооружений,
филиал ФГУП “Канал им. Москвы”), Шурухин Л. А. (ЗАО “Акватик”)

Посвящена исследованию коррозионного состояния бетонных и железобетонных конструкций основных сооружений Рыбинского гидроузла, подвергавшихся различным воздействиям, в том числе действию напорных вод, увлажнению и высушиванию, замораживанию и оттаиванию, воздействию речных судов и др.

Ключевые слова: судоходные шлюзы, верхние и нижние подходные каналы, причально-направляющие сооружения, здания управления системой питания шлюзов.

Проблема сохранности и эксплуатационной пригодности гидротехнических сооружений всегда имела особое значение. Многие гидротехнические сооружения, построенные в прошлом веке, находятся в эксплуатации 30 – 70 лет. Одним из них является Рыбинский гидроузел. В связи с его предстоящей реконструкцией было выполнено обследование бетонных и железобетонных конструкций гидроузла, которое выявило ряд особенностей их состояния.

Рыбинский гидроузел на р. Волге — один из крупных комплексных гидроузлов в Европе. Входит в состав Волжской водной транспортной системы, являющейся частью международного транспортного коридора “Север — Юг” и обеспечивающей судоходство по каналу имени Москвы, по р. Волге и Волго-Балтийскому водному пути. Водно-транспортный комплекс Рыбинского гидроузла входит в состав ФГУП “Канал имени Москвы” и включает следующие сооружения: судоходные шлюзы, верхние и нижние подходные каналы, причально-направляющие сооружения, здания управления системой питания шлюзов и пять дамб.

Рыбинский гидроузел построен в две очереди. Первая очередь, включая однокамерный шлюз (камера № 11), построена и введена в эксплуатацию в 1941 г. Вторая очередь, включая вторую камеру (камера № 12), введена в эксплуатацию в 1952 г.

Шлюз представляет собой сложное инженерное сооружение, осуществляющее подъем и спуск речных судов на 18,4 м. Общая длина шлюза 361,3 м, полезная длина камеры 283 м, полезная ширина — 30 м. Камеры шлюза заполняются через водопроводные галереи. Напор воды на НПУ 18,4 м. Минимальная глубина на пороге нижней головы 3,9 м.

За 67 лет работы оборудование и система управления Рыбинского шлюза выработали свой нормативный ресурс и морально устарели. Железобетонные конструкции шлюза сильно изношены, наблюдаются неравномерные осадки и нарушения герме-

тичности швов секций шлюза и водопроводных галерей.

Для оценки состояния шлюза, каналов, причальных сооружений и зданий в порядке подготовки к разработке проекта капитального ремонта и модернизации выполнено их комплексное обследование. Генеральным подрядчиком работ являлось ЗАО “Акватик”, координатором работ — Подводречстрой, исследования состояния железобетонных и каменных конструкций зданий и сооружений выполнял НИИЖБ.

Агрессивные и физико-механические воздействия на бетонные и железобетонные конструкции. Грунты на территории Рыбинского шлюза сложены четвертичными отложениями: современным аллювием, древними коренными отложениями с галькой, гравием, валунами, частично суглинками и супесями, особенно в верхней части.

Среднее годовое количество осадков 512 мм (65 % годовой нормы выпадает в мае-октябре). Средняя месячная температура воздуха в январе составляет – 11 °С, в июле + 17,4 °С. Почва промерзает в среднем на глубину до 1,3 м.

Бетонные и железобетонные конструкции гидроузла подвергаются следующим воздействиям:

механическому воздействию судов на стены камер и причальные стенки, включая истирающее и ударное воздействия;

гидравлическому давлению воды; воздействию кавитации на конструкции каналов системы подачи воды и опорожнения камер (стены каналов, колосниковые решетки);

периодическим увлажнению и высушиванию; выщелачивающему воздействию речной воды; агрессивному действию на бетон растворенных в подземных водах солей;

периодическим замораживанию и оттаиванию бетона в зоне переменного горизонта, замораживанию бетона в водонасыщенном состоянии при опорожнении камер шлюзов. Кроме того, опасность

представляет оледенение поверхности конструкций, когда вода из пор и капилляров бетона не может испаряться и замораживание происходит при высокой степени насыщения бетона водой;

воздействию углекислого газа воздуха на бетон, карбонизации бетона с утратой защитного действия по отношению к стальной арматуре;

действию на бетон масел, поступающих из механического оборудования.

Уровень воды в нижнем бьефе Рыбинского гидроузла в зимние месяцы (в I и IV кварталах) обычно находится на отм. 84,84 – 86,54 м. Поскольку в зимнее время уровень воды в камерах совпадает с уровнем нижнего бьефа, в указанном интервале отметок бетон насыщен водой и в наибольшей степени подвергается морозному воздействию. В различные годы в течение зимнего периода уровень воды изменяется в значительно больших пределах, зона морозной деструкции стен камер и причалов в нижнем бьефе имеет значительно большую высоту, практически до верха причальных сооружений.

В верхнем бьефе уровень воды изменяется в меньшей степени. Для указанного выше периода уровень воды 100,20 – 101,00 м. Здесь высота зоны периодического замораживания и оттаивания бетона существенно меньше.

Конструкция Рыбинского шлюза. Камеры шлюза выполнены отдельно, расположены симметрично относительно продольной оси сооружения и в продольном направлении разрезаны деформационными швами на три части: две крайние (береговая и речная) и среднюю часть (межшлюзовое пространство с водопроводными галереями в подземной части и средними стенками обеих камер). В поперечном направлении камеры разрезаны на восемь секций по 30 м каждая. Высота секций от подошвы 30,74 м, толщина днища 6,15 м. От водопроводных галерей в камеры идут 16 поперечных водовыпусков, перекрытых деревянными колосниками, которые гасят поток, поступающий из галерей в камеры.

Каждая камера имеет верхнюю и нижнюю головы. Нижняя голова представляет собой железобетонную конструкцию докового типа. Длина головы 58 м, высота — 33,5 м, ширина днища 47,2 м. Нижние головы для устойчивости на сдвиг имеют зуб (со стороны камеры) длиной 3 м. Толщина днища нижних голов составляет 8,5 м, в нишах двухстворчатых ворот — 7 м. В зоне двухстворчатых ворот толщина днища увеличена до 10 м. В днище и устоях проходят дренажные потерны. В зоне нижней головы в днище и устоях имеются дренажные потерны.

Верхняя голова представляет собой неразрезную железобетонную конструкцию докового типа. Длина верхней головы 51 м, ширина (с шахтами противовесов) — 47,85 м, высота — 35 м. Со стороны верхнего бьефа днища верхних голов выпол-

нены в виде королевой надстройки с нишами аварийно-ремонтных ворот. Толщина днища верхних голов составляет 7,5 м, в нише аварийно-ремонтного затвора — 10 м. Для удлинения пути фильтрации и уменьшения противодавления каждая голова имеет верховой зуб длиной 47,85 м, между верхними головами устроена железобетонная диафрагма.

Верхняя голова оборудована застенным закрытым дренажем с выводом в дренажные ванны вдоль камер. В конце камер дренажные ванны соединены с нижним бьефом. На нижней голове дренаж осуществлен через потерну между нижней головой и восьмой секцией камеры. Потерна соединена с нижним бьефом. Межшлюзовое пространство дренируется трубой диаметром 0,3 м в нижний бьеф.

Межшлюзовое пространство завершается железобетонными полуциркульными пирсами радиусом по 20 м. Верховой пирс поставлен на намытый песчаный грунт над водоводами шлюза, в нем расположены служебные помещения. Низовой пирс с тыловой стороны засыпан грунтом до отм. 92,3 м.

Проектом предусмотрено применение бетонов прочностью 110 и 130 кгс/см² и арматурных стержней из стали СТ-3. Стены шлюза возведены из монолитного железобетона с применением железобетонных плит-оболочек. Головная и хвостовая части шлюза выполнены с применением штукатурки с отделкой под руст.

Армирование стен выполнялось посредством арматурных ферм, в которые для жесткости включены стальные трубы, и армокаркасов. В состав ферм входили стальные трубы диаметром 150 мм, прямоугольные стержни сечением 76 × 13 мм и наклонно расположенные стальные стержни диаметром 25 мм. Армокаркас выполнен в виде сетки из стали диаметром 25, 40 и 50 мм.

Согласно геодезическим наблюдениям, за время строительства сооружение претерпело значительные осадки. Так, осадка верхнего пирса достигает 478 мм, водоприемника — 363 мм, верхней и нижней голов — соответственно 393 и 266 мм. Верхние головы имеют неравномерную осадку в продольном (до 189 мм) и поперечном (до 65 мм) направлении и имеют наклон в сторону верхнего бьефа и к центру шлюза. Нижние головы имеют наклон в продольном направлении до 62 мм и в поперечном — до 46 мм. Неравномерные осадки образовались в годы строительства и в первые годы эксплуатации (1941 – 1945 гг.).

По последним данным Рыбинского гидроузла общая максимальная осадка верхних голов по камере № 11 составляет 390 мм (левая сторона), по камере № 12 – 365 мм (правая сторона). Общая максимальная осадка нижних голов по камере № 11 составляет 244 мм (левая сторона), по камере № 12 – 261 мм (правая сторона).

Таким образом, происходит неравномерное перемещение секций стен в плане. Однако влияние

этих перемещений на образование трещин в стенах, по-видимому, невелико, хотя полностью искл­ючить его нельзя.

Стены шлюза ремонтировались локально с помощью торкрет-бетона или омоноличивания поврежденных участков.

Результаты обследования. Обследование выполнено в осенне-зимний период 2008 г. после завершения навигации, откачки воды из камер и водоподводящих галерей шлюза (рис. 1). Оно включало детальный визуальный осмотр и выборочно инструментальные исследования. Обследование стен на большой высоте выполнено с участием промышленного альпиниста. В процессе обследования осматривали поверхность; фиксировали ширину раскрытия трещин; выявляли участки с “бухтением”, свидетельствующим об отделении наружных слоев бетона; вскрывали “бухтящие” участки; определяли глубину разрушения бетона; оценивали состояние стальной арматуры; определяли прочность бетона ультразвуковым методом; фотографировали поврежденные участки; выбуривали и испытывали в лаборатории керны.

Стены камер шлюза. Площадь повреждения стен камер шлюза составляет 80 %. Наиболее характерные дефекты в стенах камер шлюза представлены на рис. 2 – 6:

разрушение плит-оболочек и монолитного бетона до рабочей арматуры с обнажением и коррозией до половины сечения сетки плит-оболочек;

разрушение ремонтного слоя из торкрет-бетона, толщина слоя 8 см;

образование вертикальных и горизонтальных трещин в стенах;

потечи извести и ржавчины из швов между плитами-оболочками;

точечный выход ржавчины на поверхность стен.

Анализ дефектов позволил выделить четыре зоны повреждения бетона по высоте стен камер.

1. *Зона 1*, нижняя — от уровня днища камеры высотой около 5 м. В период эксплуатации шлюза эта зона постоянно находится под водой. В настоящее время поверхность бетона покрыта слоем ракушек дрейсены. Характерны следующие воздействия эксплуатационной среды на эту зону:

истирающее действие судов на бетон. В ряде мест видны горизонтальные мазки краски от судов. Истирание бетона происходит равномерно; на фоне растворной части бетона видны наполовину истертые, как бы срезанные по вертикальной плоскости симметрии белые зерна крупного заполнителя из известняка размером до 20 мм. Глубина истирания составляет несколько сантиметров. Отмечается неровная (ступенчатая) поверхность на границе старого и ремонтного бетона, выступающие кромки которой могут быть причиной ударов судов по ним. Разрушение ремонтного бетона всегда начинается с кромок. На момент обследования бетон этой зоны

поврежден на глубину до 3 – 4 см с разрушением растворной части и обнажением крупного заполнителя;

выщелачивающее действие речной воды и действие углекислоты, выделяемой моллюсками. Доля этих деструктивных воздействий на бетон невелика. По крайней мере, в местах, где истирающее действие судов невозможно (перегибы “днище — вут”, “вут — стена”), существенного повреждения бетона не наблюдается.

2. *Зона 2* — примерно от уровня 5 м над днищем, это зона наибольшего повреждения бетона. Ее протяженность по высоте равна высоте двух плит-оболочек (около 5 м). Здесь одновременно действуют на бетон:

трение бортов судов;

переменные увлажнение и высушивание в теплый период года;

замораживание и оттаивание при изменяющемся уровне воды в камере (как в нижнем бьефе) в холодный период года.

Замораживание бетона происходит в водонасыщенном состоянии, которое усиливает морозную деструкцию бетона. В этой зоне произошло практически полное разрушение плит-оболочек. Ранее поверхность стен была отремонтирована в основном монолитным бетоном с подачей его за деревянную опалубку. Типичным дефектом ремонта явилось недоуплотнение бетона по контуру (в основном снизу) ремонтируемого участка. Глубина разрушения бетона на участках, не подвергавшихся ремонту, различна. Имеются места, где разрушение бетона распространилось на глубину до 10 – 15 см. Такая неравномерность связана с неоднородностью бетона по морозостойкости, что обусловлено непостоянством состава бетона в отдельных замесах, неодинаковой степенью уплотнения бетонной смеси, дефектами ухода (раннее высушивание).

3. *Зона 3* — основная по площади. Она простирается до верхнего ряда плит. Основные деструктивные воздействия в этой зоне следующие:

истирание стен судами;

переменные увлажнение и высушивание в эксплуатационный период;

замораживание и оттаивание в холодный период года.

В отличие от зоны 2 замораживание бетона здесь происходит не при полном насыщении бетона, что снижает опасность морозной деструкции. Если число циклов замораживания и оттаивания в нижележащей зоне зависит от числа смен уровня воды в нижнем бьефе (при понижении уровня воды происходит замораживание бетона, при подъеме — оттаивание в воде), то в зоне 3 число циклов замораживания и оттаивания зависит от числа переходов температуры воздуха через 0 °С и от облучения солнцем. Считается, что для средней полосы России нагревание поверхности бетона солнцем при-



Рис. 1. Камеры шлюза, освобожденные от воды



Рис. 2. Разрушение плит-оболочек и монолитного бетона до рабочей арматуры

мерно на 30 % увеличивает число циклов замораживания и оттаивания бетона в конструкциях. Помимо судов, воды и температуры, агрессивное воздействие на железобетонные конструкции в этой зоне оказывает углекислый газ воздуха, вызывая карбонизацию бетона, которая приводит к снижению щелочности бетона (изменение рН с 12,5 – 13,1 до 8 – 9), в результате чего он утрачивает пассивирующее действие на стальную арматуру и развивается ее коррозия. Обследования показали,

что основным в этой зоне является истирающее действие судов. Везде наблюдается обнажение арматурной сетки плит-оболочек, местами — разрушение бетона до рабочей арматуры в монолитном бетоне стен.

Потечи извести и ржавчины из швов между плитами-оболочками свидетельствуют о наличии за плитами пустот, заливаемых водой при заполнении камер. С понижением уровня вода вытекает из имеющихся за плитами полостей и выносит из-



Рис. 3. Обнажение и обрыв проволочной арматуры плит-оболочек при глубоком повреждении бетона



Рис. 4. Вертикальная трещина в стенке камеры шлюза, потеки отсутствуют, трещина не сквозная

весть. Желтая окраска высолов свидетельствует о коррозии арматуры и анкерных креплений плит-оболочек.

4. *Зона 4* находится выше верхнего уровня воды при заполнении камер и охватывает верхний пояс и первый сверху ряд плит-оболочек. Бетон в этой зоне подвергается тем же воздействиям, что и в зоне 3, за исключением прямого воздействия речной воды. Здесь также происходит интенсивное истирание бетона судами, которое в ряде случаев вы-

звало обнажение арматурных сеток верхнего ряда плит-оболочек.

Особо отмечено состояние бетона в штрабах, где расположены механические устройства для причаливания судов во время шлюзования. На бетон в штрабах воздействуют те же деструктивные факторы, которые в соответствующих зонах действуют на открытую поверхность стен. Исключение составляет лишь истирающее действие судов, которое в штрабах невозможно, однако ребра испыты-



Рис. 5. Трещины в стенках межкамерного пространства шириной раскрытия до 10 мм, бетон вокруг трещины разморожен



Рис. 6. Разрушение ремонтного торкрет-бетона и монолитного бетона до оголения стальной арматуры на глубину до 15 см в стенке камеры шлюза

вают большее деструктивное действие от ударов судов. Наличие ребер существенно изменяет картину температурного поля в теле бетона при замораживании (быстрое замораживание бетона в ребрах), что в конечном счете вызывает ускоренную морозную деструкцию бетона на этих участках. Обследования показали, что в большинстве указанных мест произошло глубокое (до 10 – 15 см) разрушение бетона.

Одной из возможных причин образования трещин в стенах камер является неравномерная осадка сооружения, а также перемещение стен в горизонтальном направлении.

Прочность бетона определяли испытывая образцы, полученные из выбуренных кернов, и применяя неразрушающий ультразвуковой метод. Анализ полученных данных показал, что прочность монолитного бетона находится в пределах от 8,8 до

28,0 МПа при среднем значении 20,0 МПа и коэффициенте вариации 30,3 %. Прочность ремонтного торкрет-бетона находится на уровне 12,6 – 30,5 МПа при среднем значении 25,84 МПа и коэффициенте вариации 29,3 %.

Таким образом, установлена четкая зависимость степени и вида коррозионного повреждения стен от уровня воды в камерах в эксплуатационный и холодный периоды года. Наибольшему повреждению бетон подвергнулся в зоне переменного горизонта воды, который устанавливается в зимний период (7 – 8-е ряды плит-оболочек сверху между отм. + 84 и + 90 м), т.е. там, где происходит наибольшее количество циклов замораживания и оттаивания бетона в водонасыщенном состоянии. Глубина разрушения бетона на указанных участках достигает 10 – 20 см.

Основными причинами повреждения стен являются размораживание бетона и истирающее действие судов. Истирание бетона происходит по всей высоте стены. При трении судов о стену истирается как цементный камень, так и зерна крупного заполнителя, который в основном представлен известняком и имеет невысокую стойкость к истиранию. Имеется много зерен, стертых до половины своего размера. Очевидно, заполнитель из известняка мало пригоден для бетона зоны истирания; необходим прочный бетон из износостойких, твердых изверженных пород или устройство, исключающее трение судов о стены камер.

Обнаженная проволочная арматура плит-оболочек при глубоком повреждении бетона оборвана. В то же время обнаженная основная арматура стен имеет малую степень коррозионного поражения — в виде налета или тонкой слоистой коррозии. При диаметре арматуры 20 мм и более такое коррозионное повреждение не снижает прочности арматуры. Локально отмечен обрыв арматуры малого диаметра (8 мм) в фильтрующей трещине.

Простукивание стен показало, что около 50 % площади поверхности плит-оболочек не имеет с тыльной стороны контакта с монолитным бетоном массива стен. Об этом свидетельствуют и выбуренные керны. “Бухтение” отмечается в основном на участках, где наружный слой имеет повреждения. При вскрытии “бухтящего” бетона установлено, что отделение бетона произошло также по плоскости контакта бетона с арматурной сеткой.

Наблюдается специфический вид повреждения стен от температурных воздействий — отделение слоя бетона от стальной арматуры, уложенной с малым шагом (порядка 10 см). Происходит скалывание бетона по условной плоскости “внешняя сторона арматурного каркаса — защитный слой бетона”. Причиной отделения защитного слоя не являются коррозия арматуры и давление на бетон слоя продуктов коррозии, поскольку степень коррозионного повреждения невелика. Можно полагать, что ска-

лывание происходит вследствие разности температурных деформаций стали и бетона, при этом максимальные касательные напряжения проявляются в указанной плоскости.

Локально на поверхности бетона имеются вертикальные трещины шириной раскрытия до 10 мм. Поскольку сквозная фильтрация воды через стены наблюдается лишь в единичных случаях, большинство трещин не являются сквозными.

Существенные повреждения бетон имеет в зоне деформационных швов, разрушены герметизирующие материалы. Поврежден бетон в штрабах.

Межкамерное пространство. Между камерами шлюза имеется свободное межкамерное пространство, засыпанное грунтом на высоту 5 м и поросшее растительностью. Здесь в фундаменте шлюза находятся подводящие и отводящие каналы шириной 5 и высотой 7,45 м. Стены межкамерного пространства возведены из монолитного железобетона с применением плит-оболочек. В межкамерном пространстве по верху стен смонтированы пешеходные дорожки из сборных железобетонных ребристых плит (тротуарных), уложенных на железобетонные консоли (подкосы). На контакте со стенами шлюза плиты уложены ребрами вниз, а по внешнему контуру пешеходной дорожки — ребрами вверх. Плиты с водосточными отверстиями диаметром 5 см опираются на железобетонные подкосы, которые закреплены на стенах путем приварки арматурных выпусков из стен и консолей. По внешнему контуру пешеходных дорожек расположены монолитные железобетонные бортовые балки. Контрфорсы стен выполнены из монолитного бетона, с фасада закрыты плитами-оболочками.

Анализ полученных данных позволил определить характерные повреждения в конструкциях межкамерного пространства:

разрушение защитного слоя бетона и коррозия стальной арматуры в тротуарных плитах и бортовой балке вследствие протечек (рис. 7);

в нескольких местах размыв грунта в межшлюзовом пространстве с образованием провалов в результате протечек напорной воды (рис. 8);

трещины в стенах межшлюзового пространства, в том числе с выносом ржавчины на участке стены над размывом грунта, фильтрующие летом с выносом извести и продуктов черного цвета, а также с натеками извести толщиной до 3 – 4 см на поверхности стены;

размораживание бетона в стенах на глубину до 5 см;

коррозия стальной арматуры в стенах в местах протечек.

Показательным является то, что на стенах межкамерного пространства при заполнении камер водой во время навигации отсутствует фонтанирующая фильтрация. Исключением является трещина в



Рис. 7. Повреждения стенок водоводов на глубину до 7 см в результате выщелачивания, размораживания бетона и кавитации

стене камеры № 12 (секция № 4), где в навигационный период наблюдался поток воды.

При обследовании обнаружены стальные анкеры, которые использовались в первые годы эксплуатации сооружения для наблюдения за динамикой трещин. В настоящее время образовавшиеся ранее трещины не фильтруют, очевидно, произошло их закрытие. Наблюдения прекращены.

В межкамерном пространстве повреждения имеют тротуарные плиты, бортовые балки, подкосы, контрфорсы и стены межкамерного пространства. Отмечены массовые высолы, содержащие известь и ржавчину; обрастание зелеными водорослями стены, не освещаемой солнцем. Глубина разрушения бетона на отдельных участках достигает 10 – 15 см. Ширина раскрытия трещин до 5 мм. Вынесенный слой извести имеет толщину до 3 – 4 см. Коррозия стальной арматуры в плитах и подкосах вызвала потерю сечения арматурных стержней до 50 %. Обнаружен обрыв арматуры малого диаметра (8 мм) в фильтрующей трещине.

Вертикальные трещины имеют затухающий характер по глубине. Вскрытие вертикальных трещин показало, что на глубине 4 – 5 см ширина раскрытия трещин значительно уменьшается. Ультразвуковым методом обнаружены трещины глубиной до 13 см. Более глубокие трещины указанным методом не определяются. Выбуренные по трещинам керны показали, что трещины распространяются в глубь бетона до 39 см. Вокруг трещин отмечено размораживание бетона в полосе шириной до 0,5 – 0,7 м. Имеется несколько типов трещин. Фильтрующие трещины с небольшой шириной раскрытия (десятые доли мм) со временем заполняют-

ся известью, при этом фильтрация прекращается. Обнаруженные у вертикальных трещин наплывы извести толщиной до 3 – 4 см свидетельствуют о длительной фильтрации воды. Источник воды остается неясным: возможно затекание воды с тротуарных плит за плиты-оболочки или фильтрация воды через сложную систему трещин в массиве стен.

Вдоль стен межкамерного пространства имеется несколько провалов грунта, образовавшихся в результате фильтрации воды из камер или водопроводных галерей. Большинство провалов образовалось ранее, и в последние годы вода здесь не появляется. Однако в провале у секции № 4 стены камеры № 12 уровень воды при заполнении камеры в навигационный период повышается. Постоянное наличие воды в лотке по продольной оси межкамерного пространства также указывает на протечки через конструкции шлюза.

Существует несколько причин повреждения конструкций межкамерного пространства. Переменные увлажнение и высушивание бетона происходят при заполнении и опорожнении камер шлюза и при периодических протечках с тротуарных плит. Массовые протечки и высолы свидетельствуют о наличии полостей за плитами-оболочками, что при воздействии воды создает условия для коррозии стальной арматуры. Замораживание бетона в водонасыщенном состоянии усиливает морозную деструкцию бетона. Процесс значительно ускоряется при малой толщине защитного слоя бетона. В отдельных секциях защитный слой разрушен на 50 – 60 % площади плит-оболочек. Агрессивное воздействие оказывает углекислый газ воздуха, который вызывает карбонизацию бетона, в результате

чего бетон утрачивает свои защитные свойства по отношению к стальной арматуре и, следовательно, развивается ее коррозия. Неравномерная осадка сооружения, перемещение стен в продольном и поперечном направлениях способствуют развитию трещин, ускоренной карбонизации бетона на значительную глубину и коррозии стальной арматуры.

Ультразвуковые измерения коррелируют с наличием или отсутствием повреждений бетона. В отсутствие повреждений скорость ультразвука равна 4000 м/с и более, на поврежденных участках — 3000 м/с и менее. Рассчитанная средняя прочность монолитного бетона составляет 22,8 МПа при коэффициенте вариации 33,9 %.

Днища камер. На момент обследования днища камер покрыты толстым слоем смерзшегося песка и гравия и недоступны для осмотра. Доступна для осмотра верхняя, выступающая над днищем часть стен подводных каналов и вертикальная грань — уступ плиты днища. Каналы перекрыты деревянными решетчатыми блоками — колосниками. Часть стальных болтов, крепящих деревянные блоки, оборвана.

Состояние бетона днища зависит от качества бетона и от скорости водного потока, которая в различных зонах у днища может существенно различаться. Особенно наглядно это проявилось на внутренних сторонах стенок подводных каналов. Степень повреждения бетона — от незначительного шелушения до разрушения вплоть до арматурного каркаса. Кроме того, некоторое разрушающее действие может оказывать углекислота, выделяемая моллюском дрейсеной, который покрывает большие поверхности конструкций, постоянно находящихся под водой.

Глубина разрушения бетона в конструкциях каналов камер колеблется от 2 до 7 см при среднем расчетном значении 2,6 – 3,7 см. Прочность бетона находится в пределах 20,3 – 27,1 МПа при коэффициентах вариации 9,2 – 14,1 %.

Верхние и нижние головы. Повреждения представлены в основном истиранием бетона до рабочей арматуры с образованием каверн глубиной до 15 см, размораживанием бетона на глубину 7 – 12 см, вертикальными и диагональными трещинами, заполненными известью, и высолами со следами ржавчины.

Верховой и низовой пирсы. Отмечены истирание судами бетона стенок верхового пирса на глубину 2 – 3 см и стенок низового пирса — до обнажения стальной арматурной сетки, размораживание бетона (в большей степени для низового пирса в зоне переменного уровня) и наличие трещин, заполненных известью.

Потерны, кабельные каналы и шахты. Все конструкции каналов, потерн и шахт выполнены из монолитного железобетона. Из характерных повреждений имеются постоянные протечки с выносом из

трещин (максимальная ширина раскрытия 1 мм) и деформационных швов извести и продуктов коррозии стальной арматуры, локальное размораживание бетона, многочисленные отстрелы защитного слоя бетона вследствие коррозии вспомогательной стальной арматуры. Коррозия слоистая, толщина слоя ржавчины составляет 3 – 5 мм при толщине защитного слоя бетона 1 – 2 см. В отсутствие защитного слоя арматура разрушена почти полностью.

Выборочное исследование ультразвуковым методом показало среднее значение прочности бетона 24,4 МПа при коэффициенте вариации 5,3 %.

Водопроводные галереи и галереи водоводов. В пределах камер шлюза галереи расположены в днище межкамерного пространства. Для каждой камеры предусмотрена одна короткая и одна длинная галерея. Галереи проходят между верхними головами на протяжении 47 м и поворачивают по дуге на 90° к плотине № 2. В средней части участка две галереи каждой камеры соединяются в одну. Ширина галереи в средней части 5,1 м; высота галереи 7,45 м, на входе — 9,5 м; толщина днища галереи 3 м; толщина плиты перекрытия галереи 3 м; толщина стен (разделяющих) галереи 2,75 м.

Конструкции водопроводных галерей, возведенные из монолитного железобетона, имеют многочисленные повреждения. На потолочной поверхности обнаружены многочисленные трещины, переходящие на стены. Протяженность трещин на стенах равна протяженности трещин на потолке. Половина трещин фильтрует воду; из 10 % трещин вода выносит ржавчину, свидетельствующую о коррозии стальной арматуры. Общая протяженность трещин — около 2000 м.

Обследования галерей выявили следующие виды повреждений:

многочисленные (в среднем с шагом 5 – 10 м) фильтрующие трещины в перекрытии, переходящие на стены, а также продольные трещины. Трещины выявляются отложениями извести и капелью различной интенсивности. У отдельных трещин отложения извести закрашены коричневыми продуктами, что свидетельствует о коррозии арматуры. На основании ранее выполненных обследований больших резервуаров для воды можно полагать, что в фильтрующих трещинах возможна коррозия вплоть до обрыва арматуры. В этих условиях образуются гальванические пары с анодом в трещине, что вызывает электрохимическую коррозию стальной арматуры. Причинами образования трещин являются деформации сооружения от просадки основания и температурные деформации;

фильтрация воды в деформационных швах, которые имеют различную ширину. В некоторых из них произошло смятие шпонки, уплотняющий битумный материал выдавлен из швов. Несколько шпонок, отремонтированных с применением со-



Рис. 8. Коррозия арматуры и размораживание бетона в тротуарных плитах, бортовой балке, подкосах и контрфорсах; горизонтальная фильтрующая трещина в стенке межшлюзового пространства



Рис. 9. Вертикальные трещины в стенке межшлюзового пространства с выносом извести, ржавчины и органических продуктов черного цвета над провалом в грунте

временных эластичных материалов, находятся в удовлетворительном состоянии;

износ бетона различной степени, обусловленной неоднородным качеством бетона при укладке в конструкцию. В одинаковых условиях эксплуатации имеются практически не поврежденные участки и участки, где разрушился слой бетона толщи-

ной от 2 до 7 см с выходом на поверхность зерен крупного заполнителя размером около 7 см. Причины повреждения бетона — выщелачивающее действие воды, действие мороза в холодный период года, кавитационное воздействие больших скоростей водных потоков в местах подачи воды в камеры (рис. 9);



Рис. 10. Повреждения бетона в конструкциях причальных галерей в результате размораживания на глубину до 20 см с оголением стальной арматуры, коррозия арматуры от ржавчины до обрыва стержней



Рис. 11. Повреждения внутри галереи причала: размораживание бетона, трещины, отделение защитного слоя бетона с оголением корродирующей арматуры

сталактиты и сталагмиты, образованные из льда. Они свидетельствуют о протечках стыков даже после откачки воды из камер.

Причалы (палы) верхнего и нижнего бьефов. В верхнем и нижнем подходных каналах предусмотрено по две причальных линии (палы) длиной 600 и 300 м.

Нижние подходные причальные линии — речные (длина 300 м) и береговые (длина 600 м), двухъярусные, эстакадного типа, секционные. Секция состоит из пяти плоских железобетонных рам с нижней фундаментной плитой. Лицевая сторона представляет собой сплошную железобетонную на-

правляющую стенку, переходящую в подводной части в шандорную. Конструкция сборно-монолитная. Применен бетон прочностью 170 кг/см². Лицевые грани с отм. 83,5 м выполнены в железобетонных плитах-оболочках.

Наибольшие повреждения конструкций низовых палов имеются на отм. 83,5 – 87,0 м. В зимний период на этих участках образуются наледи из-за колебаний уровня воды в нижнем бьефе, что является основной причиной размораживания бетона в этой зоне. Бетонные стойки между нижним и верхним ярусами причальной стенки на отдельных сек-



Рис. 12. Повреждения плит дамбы в результате размыва грунта

циях сильно разрушены от навала судов, особенно в конце длинной нитки пала.

Бетон галерей имеет значительные повреждения от трения судов. При этом истирается как растворная составляющая цементного бетона, так и крупный заполнитель, который представлен в конструкциях галерей зернами карбонатов, гранитов, сланцев. Глубина повреждения бетона достигает 20 см, при этом отделяются фрагменты бетона, в том числе защитный слой, оголяется стальная арматура. Степень коррозии стальной арматуры различна — от легкого сплошного налета до обрыва (рис. 10, 11).

Часть поверхности сооружения в последние годы защищена торкрет-бетоном. Судя по его состоянию, при торкретировании не была выполнена необходимая подготовка поверхности и не удален полностью поврежденный слой бетона, в результате чего происходит локальное отслаивание торкрет-бетона. Недавно отремонтированные монолитным бетоном стойки в галереях короткой нитки низового пала повреждений не имеют.

Верхние подходные причальные линии — речные (длина 600 м) и береговые (длина 300 м), балочного типа. Балки коробчатого сечения, опирающиеся на бычки толщиной 3 м. Палы собраны из отдельных секций длиной 20 м. Конструкция секций сборно-монолитная. Верх пешеходной пло-

щадки находится на отм. 104,10 м. В стандартных секциях применен бетон прочностью 170 кг/см^2 с осадкой конуса 7–8 см и крупностью гравия 5–40 мм.

При периодически выполняемых водолазных осмотрах подводных конструкций причальных сооружений отмечают разрушения бетона с обнажением арматуры, трещины раскрытием до 3 см, каверны глубиной до 10 см. Основные разрушения бетона причальных линий верхних подходных каналов имеются на нижнем поясе секций, на отм. 99,8–100,45 м, а также на верхней части опор. Бетон на этих участках разморожен, рыхлый, расслаивается, местами истерт до арматуры.

Дамба № 43. Повреждения железобетонных плит дамбы № 43 в укреплении берега произошли, главным образом вследствие морозной деструкции бетона. Степень повреждений различна — от слабого шелушения поверхности до разрушения углов плит. На отдельных участках произошло обрушение плит вследствие вымывания грунта (рис. 12). Струенаправляющие пирсы в основном отремонтированы. Четыре неотремонтированных пирса в верхней части разрушились на глубину до 30 см. Разрушение произошло вследствие морозной деструкции бетона и периодического воздействия воды с большой скоростью потока.

Эксплуатация водосбросных сооружений гидроэлектростанций в зимний период

Куприянов В. П., кандидат техн. наук (Научно-исследовательский институт энергетических сооружений)

Затрагиваются принципиальные вопросы обеспечения надежности гидроэлектростанций в зимних условиях Сибири, Дальнего Востока и горных районов. Материалы статьи основываются на результатах натурных наблюдений за работой водосбросов в зимний период на различных гидроузлах. Большое внимание уделено анализу зимней эксплуатации водосброса Саяно-Шушенской ГЭС. Сформулированы основные положения, которые следует учитывать по оценке возможности и обеспечения эксплуатации водосбросных сооружений зимой как для построенных, так и для проектирующихся гидроузлов.

Ключевые слова: зимняя эксплуатация водосбросов, обледенение затворов, водяная пыль, эксплуатационный водосброс Саяно-Шушенской ГЭС, водобойный колодец, ОАО "НИИЭС".

В состав любого речного гидроузла входят водосбросные сооружения, предназначенные для сброса паводкового стока, формирующегося на территории России обычно в весенний, реже в летний периоды. Как правило, при разработке проектов гидроузлов пропуск расходов через водосбросные сооружения в зимний период специально не рассматривается. Современными нормами и правилами, регламентирующими проектирование и эксплуатацию гидроэлектростанций, не предусмотрено обеспечение работы водосбросных сооружений при отрицательных температурах воздуха. В то же время в последних нормативных документах, обобщающих весь опыт строительства и эксплуатации ГЭС, предложено не учитывать пропускную способность гидроагрегатов при обосновании параметров водосбросных сооружений [1]. Тем самым подразумевается потенциальная возможность выхода ГЭС из эксплуатации. При этом период восстановления работоспособности гидроэлектростанции в случае серьезной технологической аварии может оказаться достаточно длительным.

Создание подпорного гидроузла неизбежно влечет за собой создание водохранилища, переполнение которого недопустимо. Поддержание водного баланса в разрезе одного или ряда лет достигается за счет наполнения водохранилища в периоды половодья и последующего использования стока в межень. Сброс излишков воды в половодье обеспечивается водосбросными сооружениями, а сработка водохранилища осуществляется путем относительно равномерного пропуска расходов через гидроагрегаты ГЭС. В случае выхода из строя ГЭС указанный режим эксплуатации гидроузла во избежание аварии должен быть полностью соблюден. Это может быть обеспечено только за счет пропуска воды через водосбросные сооружения. Необходимость включения в работу водосбросов при отрицательных температурах воздуха периодически возникала на ряде гидроузлов. Характерным примером такой ситуации является эксплуатация Майнского гидро-

узла, водохранилище которого является контрегулятором Саяно-Шушенской ГЭС.

В состав Майнского гидроузла входит здание ГЭС руслового типа с установленными тремя поворотно-лопастными гидроагрегатами. Через каждый из них предполагалось осуществлять пропуск расхода воды до $685 \text{ м}^3/\text{с}$. В связи с несовершенством конструкции турбин их рабочие колеса были переведены в пропеллерный режим. В настоящее время лопасти турбин по рекомендации ЛМЗ установлены под углом $17,5^\circ$ (конструктивное максимальное значение угла поворота поворотно-лопастной турбины 32°), что привело к снижению мощности и уменьшению пропускной способности гидроагрегата менее $550 \text{ м}^3/\text{с}$. Ситуация усугублялась длительными ремонтными периодами. В частности, средний коэффициент готовности гидроагрегатов на Майнской ГЭС за 2004 – 2007 гг. составил 0,838, что значительно ниже, чем на аналогичных станциях. В результате на гидроузле практически круглогодично требовалось осуществлять холостые сбросы через водосброс.

Эксплуатационный водосброс Майнского гидроузла представляет собой пятипролетную водосливную плотину с шириной каждого пролета 22 м. Необходимо отметить, что такая ширина пролета достаточно велика в сравнении с подобными сооружениями других гидроузлов. Очевидно, что холостые сбросы с относительно небольшими расходами, не превышающими в основном $500 \text{ м}^3/\text{с}$, осуществляются при незначительном, практически щелевом открытии регулирующих сегментных затворов. Такой режим работы водосброса, особенно в зимнее время, сопряжен со значительными эксплуатационными затруднениями, в первую очередь с обледенением затворов с низовой стороны. В начальный период эксплуатации лед удалялся вручную, что было малоэффективно. В настоящее время затворы оборудованы системой электрического обогрева. Определенным благоприятным фактором является расположение Майнского гидроузла в зоне

полыни, формирующейся ниже Саяно-Шушенской ГЭС. Наличие относительно теплой воды в водохранилище исключало обмерзание затворов с внешней стороны обшивки, что давало возможность приоткрывать затворы в любое время.

Более серьезная проблема возникала на Рижской ГЭС, водосброс которой представляет собой водосливную плотину, состоящую из шести пролетов, перекрываемых сегментными затворами. За зимний период вследствие охлаждения затворов происходило их обмерзание с верховой стороны и вес затворов существенно увеличивался. Река Даугава, на которой возведена Рижская ГЭС, характеризуется ранними половодьями, которые часто начинаются в апреле, при отрицательных среднесуточных температурах. Для сброса паводковых вод требовалось открытие затворов, а усилий гидроподъемных механизмов, предназначенных для подъема непосредственно затворов, в этих условиях было недостаточно. Впоследствии для исключения отмеченного явления с низовой стороны обшивки затворов сооружался временный деревянный короб, в котором поддерживалась положительная температура воздуха в течение всего зимнего периода.

Несколько иные проблемы имели место на другом гидроузле Даугавского каскада — Плявиньской ГЭС. На данном гидроузле здание ГЭС встроено в водосливную плотину, а сопряжение бьефов за водосбросом осуществляется отбросом струи в водобойный колодец. Здесь также периодически возникала необходимость пропуска паводка при отрицательных температурах воздуха. При этом из-за большого количества брызг и капельной влаги возникало обледенение выводных переключательных пунктов, приводящее к отключению гидроагрегатов. Справиться с отмеченной проблемой первоначально пытались путем наращивания ограждающих стенок, что оказалось мало эффективным. Впоследствии один из переключательных пунктов был перенесен на безопасное расстояние.

Рекордно высокие температуры зимы 2006/07 г. привели к серьезной паводковой ситуации на Волге. В частности, уровень воды в Чебоксарском водохранилище повысился до 63,3 м — это максимально допустимый уровень верхнего бьефа, при котором обеспечивается сохранность возведенных защитных сооружений. Чтобы не превысить его, впервые за историю эксплуатации на гидроузле пришлось осуществлять зимние пуски. Преимуществом данного гидроузла явилось то, что он имеет донные водосбросы, совмещенные со зданием ГЭС, пропуск воды через которые в зимних условиях сопряжен с существенно меньшими проблемами.



Рис. 1. Сброс воды через лабиринтный водосброс Хоробровской МГЭС, 20 января 2004 г.

Вероятно, что и на других гидроузлах возникала необходимость пропуска воды через водосборные сооружения в зимний период, а также связанные с этим эксплуатационные затруднения. Но все подобные проблемы рассматривались как частные и нетипичные для гидроэлектростанций.

Впервые для целенаправленного изучения вопросов, связанных с зимней эксплуатацией гидромеханического оборудования в климатических условиях России, в 2001 г. была построена малая экспериментальная Хоробровская ГЭС. Гидроузел сооружен на р. Нерль в Ярославской области. Напор на сооружениях составляет 4 м, объем водохранилища — 1,6 млн. м³, максимальная ширина водохранилища — 80 м.

В состав сооружений Хоробровской МГЭС входят здание гидроэлектростанции с установленной мощностью 120 кВт и экспериментальный водосброс, состоящий из лабиринтной водосливной стенки, расположенной между двумя экспериментальными пролетами. В настоящее время в правом пролете установлены два “плавких” затвора, изготовленные по технологии компании “Гидроплюс” (Франция), а в левом — четыре автоматических многоразовых затвора, разработанные в Центре гидравлических исследований ОАО “НИИЭС” [2 – 4]. Мониторинг за состоянием водосброса осуществлялся в течение всего периода эксплуатации. В зимнее время, до ввода в эксплуатацию МГЭС, пропуск расходов осуществлялся преимущественно через лабиринтную часть водосброса, имеющую более низкую отметку порога относительно верхней кромки затворов в экспериментальных пролетах. Установлено, что в сильные морозы на низовых гранях лабиринтного водосброса намерзали глыбы льда, а над сливающейся струей образовывались ледяные своды, местами свисающие до самого нижнего бьефа (рис. 1). На надежность работы ла-



а)



б)

Рис. 2. Автоматические затворы “Гидроплюс” на Хоробровской МГЭС:

а — эксплуатация в зимних условиях; б — пропуск паводка

биринтного водосброса это явление никакого влияния не оказывало.[1]

Наблюдения за состоянием затворов “Гидроплюс” показали, что с их верховой стороны (со стороны водохранилища) образуется наледь, толщина которой зависит от температуры воздуха, и она может полностью заполнять всё внутреннее пространство затвора (рис. 2, а). Наличие наледи приводит к некритическому уменьшению балластной нагрузки в результате вытеснения воды льдом. Отмечено, что в дни, когда среднесуточная температура поднималась выше нуля, между боковыми стенками затвора образовывалась водяная прослойка, которая при понижении температуры вновь замерзала. Лед внутри затвора таял только после начала паводка (рис. 2, б).[2] За прошедший период наблюдений сдвижек и деформаций затворов при изменении температуры и ледовых условий зафиксировано не было. Зимние испытания затворов “Гидроплюс” показали, что они могут быть использованы при наличии сплошного ледового покрытия в водохранилище и даже при наличии ледохода [2].

В пролете, где установлены автоматические затворы многоразового действия, зимой в связи с периодическим переливом потока образовалась большая наледь над порогом, закрывшая от наблюдений сами затворы (рис. 3, а). То есть затворы служили противофильтрационным элементом своеобразной ледовой плотины. Наледь вокруг затворов данного типа таяла с наступлением положительных температур и окончательно исчезала после начала паводка (рис. 3, б). Каких-либо деформаций или повреждений затворов отмечено не было [4].[3]

До настоящего времени имеющийся опыт эксплуатации водосбросов в зимний период не был систематизирован. Однако после крупнейшей технологической аварии на Саяно-Шушенской ГЭС, когда

стало ясно, что восстановление гидроэлектростанции будет осуществляться в течение нескольких лет, а для регулирования режима сработки водохранилища потребуется использовать эксплуатационный водосброс, назрела необходимость выработки общих подходов к проектированию, строительству и эксплуатации водосбросных сооружений при отрицательных температурах воздуха. Очевидно, что для этих условий уникальнейший опыт эксплуатации водосброса на Саяно-Шушенской ГЭС является чрезвычайно важным.

В соответствии с проектом эксплуатационный водосброс Саяно-Шушенской ГЭС предназначался для сброса половодья и дождевых летне-осенних паводков. В зимний период водосброс не должен был эксплуатироваться, а сработка водохранилища осуществлялась через гидроагрегаты. В связи с аварией на ГЭС возникла необходимость в длительной эксплуатации водосброса как в теплое, так и в холодное время года.

При создании эксплуатационного водосброса на Саяно-Шушенском гидроузле был реализован принципиально новый, не имеющий аналогов в мировой практике безнапорный водосброс с течением по потолку. Он располагается в 11 водосбросных секциях и состоит из короткой напорной входной части с основным плоским затвором колесного типа на выходе и безнапорной части, в которой поток, прижимаясь за счет центробежной силы к потолку, имеющему в профиле криволинейное очертание, поворачивается в вертикальной плоскости и выходит в открытый лоток [5]. Основной затвор состоит из трех секций, соединенных между собой специальными сцепными устройствами. Общий вес затвора составляет 191,4 т. Затворные камеры перед основными затворами оборудованы дефлекторами.



а)



б)

Рис. 3. Автоматические затворы многоразового действия на Хоробровской МГЭС:

а — эксплуатация в зимних условиях; б — пропуск паводка

Для уменьшения гидродинамических нагрузок в затворную камеру каждой секции водосброса организован подвод воздуха. Воздух вовлекается из общей аэрационной шахты по трем каналам:

через пазуху с низовой стороны рабочего затвора, имеющую наибольшее поперечное сечение. Воздух, поступающий по данному каналу, сосредотачивается в основном над струей в верхней части затворной камеры;

через левый аэрационный воздуховод, подводящий воздух в низовую часть затворной камеры непосредственно за перекрываемое затвором отверстие;

через правый аэрационный воздуховод за уступ донного порога затворной камеры.

Количество воздуха, вовлекаемого за затворы через аэрационную шахту, зависит от степени открытия затвора и составляет в среднем от 240 до 450 м³/с.

В пределах открытых лотков поток разгоняется до скорости свыше 55 м/с. Здесь для защиты от кавитации устроены аэраторы трамплинного типа (в каждом лотке водосброса имеются два или три аэратора). Расход воздуха, вовлекаемый в поток через аэраторы, приблизительно составляет 12 – 15 % от расхода сбросного потока. Подвод воздуха к аэраторам организован через боковые ниши, расположенные в разделительных стенках лотков.

Гашение энергии осуществляется в едином водобойном колодце. При входе потока в колодец происходит его деаэрация, вследствие которой образуется водовоздушное облако в виде мелкодисперсной водяной пыли, поднимающейся выше гребня плотины.

Было понятно, что отмеченные особенности конструкции водосброса чрезвычайно усложнят

его эксплуатацию при отрицательных температурах и что следует выбрать правила, снижающие опасность повреждения водосброса в сложившихся условиях эксплуатации. Такие рекомендации были разработаны в ОАО «НИИЭС» с учетом полученных ранее результатов экспериментальных исследований на фрагментной модели водосбросной секции в масштабе 1:25 натурной величины. В результате комплексного анализа был определен круг проблем зимней эксплуатации водосброса:

затвор будет постоянно охлаждаться воздухом, поступающим через аэрационную шахту. Протечки через контурные и межсекционные уплотнения и отдельные брызги могут привести к обледенению затворов и их примерзанию к пазовым конструкциям. Серьезную опасность может представлять образование наледи с внешней стороны затворов (со стороны верхнего бьефа). Попытка маневрирования затворами при наличии наледи может привести к повреждению уплотнений;

в период с отрицательными температурами взвешенная в воздухе капельная влага вызовет обледенение аэрационных ниш и трамплинов аэраторов и они могут перестать работать. Отсутствие воздуха в придонном слое потока при больших скоростях может привести к кавитационной эрозии бетонной поверхности. В частности, подобное явление имело место на строительном водосбросе Саяно-Шушенской ГЭС, тогда интенсивность кавитационной эрозии составляла 37 мм в сутки, а общая глубина разрушений превышала 3,5 м. При продолжительной работе водосброса и более высоких скоростях течения потока разрушения могут быть существенными;

при отсутствии подвода воздуха возбудителем кавитации может стать непосредственно сам трамплин аэратора, представляющий собой неровность



Рис. 4. Сброс воды через эксплуатационный водосброс Саяно-Шушенской ГЭС, 25 января 2010 г.

типа уступа. Кавитационные разрушения лотков водосбросов могут представлять определенную опасность для устойчивости разделительных стенок, особенно в нижней части водосброса, где они служат опорой эстакады;

в случае пропуска потока через ограниченное количество водосбросов произойдет обледенение лотков неработающих водосбросов и включение их в работу при необходимости окажется невозможным. Данная проблема может быть усугублена невозможностью открытия затворов вследствие их обмерзания;

транспортирование холодного воздуха по аэрационной шахте и сброс относительно теплого потока воды по низовой грани повлияет на температурно-напряженное состояние водосбросных секций плотины;

в процессе смешения воды и холодного воздуха теоретически возможно переохлаждение водного потока с образованием внутриводного льда. Образование под струей в пределах закрытого участка и за трамплинами аэраторов отдельных капель и их последующее быстрое замерзание могут привести к насыщению потока твердыми ледяными частицами, которые будут являться источником механической эрозии бетонной поверхности водосброса;

чрезвычайно серьезной проблемой является образование при работе водосброса водяной пыли. Ее осаждение на прилегающие конструкции и сооружения приведет к образованию массивных наледей

и, как следствие, к нерасчетным дополнительным нагрузкам на сооружения. Данное явление будет усугубляться интенсивным парением сбросного потока. Последствия от указанного явления сложнопрогнозируемы. Известны случаи разрушения сооружений нижнего бьефа в результате быстрого нарастания наледей.

Для поиска путей уменьшения рисков, связанных с зимней эксплуатацией водосброса, был выполнен комплекс научных исследований. В частности, специалистами НИИЭС проведены натурные испытания с целью определения интенсивности выпадения капельной влаги в процессе “пыления” при различных режимах работы водосброса. На крупномасштабной гидравлической модели исследованы режимы работы водосброса при нештатных открытиях затвора, определена его пропускная способность, измерены локальные понижения давления, изучены условия поступления воздуха в затворную камеру и условия его захвата водным потоком, определено распределение концентрации воздуха по потоку в начальном сечении открытого лотка. Совместно со специалистами ВЦ Российской Академии наук разработана уникальная трехмерная численная модель формирования трехфазного потока (воздух — вода — лед) применительно к конкретным условиям работы эксплуатационного водосброса Саяно-Шушенской ГЭС. Основываясь на результатах исследований, были разработаны



а)



б)

Рис. 5. Формирование ледовых образований на эксплуатационном водосбросе Саяно-Шушенской ГЭС:

а — на эстакаде над водобойным колодцем; б — в водосбросных лотках

принципиальные положения по эксплуатации водосброса в зимний период.

Пропуск расходов в зимний период рекомендовано осуществлять через все водосливные секции при равномерном распределении сбросного расхода. В этом случае исключается полное обледенение лотков водосброса, формируются наиболее благоприятные условия в водобойном колодце и сводится к минимуму возможная необходимость в маневрировании затворами.

Открытие плоских рабочих затворов должно составлять 1200 мм (примерно 60 % от минимального проектного открытия). При таком открытии и отметке верхнего бьефа 530,0 м через все 11 секций водосброса обеспечивается пропуск расхода равного примерно 1100 м³/с, а при УМО 500,0 м — около 700 м³/с, что соответствует величине санитарного расхода.

При рекомендованной величине открытия затворов стало возможным закрытие аэрационных шахт штатными тепловыми щитами, что существенно ограничило поступление холодного воздуха в затворную камеру водосброса. Согласно экспериментальным исследованиям, в этом случае воздух поступает в затворную камеру снизу, со стороны открытого лотка, через разрывы сплошности потока, приводя к незначительному повышению вакуума. Для данных условий понижение температуры воды в закрытом участке водосброса прогнозировалось не более чем на 0,1 °С.

Также установлено, что при пропуске через секцию водосброса расхода воды до 100 м³/с защита бетонной поверхности лотков водосброса от кавитационной эрозии обеспечивается за счет самоаэрации потока, что чрезвычайно важно в случае прекращения поступления воздуха через аэраторы вследствие их обмерзания.

При рекомендуемом режиме эксплуатации водосброса в поток вовлекается примерно в 3 – 5 раз меньше воздуха, чем в случае пропуска расходов на первой проектной ступени открытия затворов. Исследования на трехмерной численной модели при различных направлениях и скоростях ветра и состояниях атмосферы показали, что водосбросы и водобойный колодец расположены относительно благоприятно по отношению к окружающему рельефу и другим сооружениям ГЭС: при рекомендованных условиях пропуска расходов в зимний период водовоздушное облако практически всегда локализуется в пределах водобойного колодца.

Результаты исследований позволили прогнозировать, что при работе всех пролетов водосброса с открытием затворов 1200 мм выпадение капельной влаги на площадках Саяно-Шушенской ГЭС (исключая область, непосредственно примыкающую к водосбросу) будет составлять не более 1 – 2 мм/ч. Выпадение капельной влаги в пределах разделительного устоя может достигать 20 мм/ч. Максимальные осадки будут формироваться на начальном участке водобойного колодца (включая зону расположения эстакады). Здесь интенсивность выпадения капельной влаги составит 60 – 70 мм/ч. Последующие натурные наблюдения полностью подтвердили данный прогноз.

При рекомендуемом режиме эксплуатации водосброса в условиях экстремально низких температур воздуха минимальная температура сбрасываемой Саяно-Шушенской ГЭС воды могла достигнуть 1 °С (вместо минимально наблюдаемой за период эксплуатации СШГЭС 1,5 °С). Для этого случая ближайшее положение нулевой изотермы прогнозировалось на расстоянии 35,0 км от Саяно-Шушенской ГЭС, т.е. дальше створа Майнской ГЭС (21,0 км). Это позволяет считать, что шугооб-



Рис. 6. Ниагарский водопад, 16 февраля 2007 г.

разования в Майнском водохранилище в зимний период эксплуатации водосброса не будет.

Реальные условия эксплуатации водосброса зимой 2009/10 г. подтверждают эффективность предложенных мероприятий. Соблюдение приведенных рекомендаций позволило минимизировать негативные последствия работы водосброса при отрицательных температурах воздуха (рис. 4).[4]

Зимний период 2009/10 г. в районе Саяно-Шушенской ГЭС выдался необычно холодным, в отдельные дни среднесуточная температура понижалась до -30°C . При низких температурах водная пыль мгновенно превращалась в ледовые образования, приводящие к обледенению сооружений в зоне действия водосброса. В первую очередь лед накапливался на эстакаде, расположенной в начале водобойного колодца на высоте примерно 10 м над поверхностью воды (рис. 5, а). И хотя ничего неожиданного в формировании данной наледи не было, ее образование вызвало необоснованные волнения в обществе. Натурные наблюдения, подтвержденные численными исследованиями, показали, что эстакада находится в зоне влияния так называемого “теплового факела”, источником которого является сбрасываемый поток. Было установлено, что формирование наледи на эстакаде происходило при температуре ниже -9°C . При более высокой температуре обледенение прекращалось и наблюдалось таяние льда. При температуре -20°C интенсивность обледенения, согласно расчетам составля-

ла около 1,0 м/сут, а при -30°C — около 2,0 м/сут, что также было подтверждено измерениями высоты ледяных глыб в начале января.[5]

В результате численных исследований с использованием фактического температурного ряда, дополненного наблюдениями за предыдущий год, было получено, что толщина намерзшего льда на эстакаде может достигнуть 27,0 – 28,0 м (без учета эффектов самоуплотнения и обрушения локальных отделеностей). Фактически наледь на эстакаде местами достигала 30,0 м. Наибольшая нагрузка от веса льда составляла около 30 % от несущей способности эстакады. Определенные эксплуатационные затруднения возникли, когда высота наледи превысила высоту разделительного устоя между водосбросом и зданием ГЭС. Для предотвращения самопроизвольного обрушения лед в пределах первой секции устоя был ликвидирован при помощи водяного пара и горячей воды, подаваемой от пожарного автомобиля АПМ.

Интересное явление наблюдалось в пределах водосбросных лотков: здесь в относительно короткий период времени сформировались ледяные козырьки, практически полностью перекрывающие всю ширину (рис. 5, б). Характерно, что на участке, где происходило вовлечение воздуха в затворную камеру, обмерзания не было. В верхней части лотков ледовые образования имели минимальную толщину и увеличивались к низу. Наличие ледяных козырьков вдоль водосбросных лотков сыграло

определенную положительную роль: они предотвращали парение сбросного потока в пределах водосбросной грани и ограничивали расход воздуха, вовлекаемого в движение вместе с потоком воды.

В то же время оттаивание ледовых образований на водосливной грани может привести к определенным негативным последствиям. При срыве льда возможно непроектное динамическое воздействие на элементы эстакады и водобойного колодца. При взаимодействии потока с обрушающимся льдом отдельные струи кратковременно могут принять непредсказуемое направление, например перелиться через отдельные стенки и попасть на крышу машзала, а также воздействовать на глыбы льда на эстакаде.

В ходе натурных наблюдений было установлено, что интенсивность “парения” сбросного потока значительно увеличивалась при температуре воздуха ниже -15°C . Следствием являлось обильное выпадение осадков в виде снега. Наиболее нагруженным в этом отношении являлся балкон, расположенный на отм. 440,0 м непосредственно над водосбросом. Здесь в течение суток временами образовывались снежные сугробы высотой более 80 см. В то же время толщина снежного покрова на гребне плотины увеличивалась незначительно.

В общем случае необходимо отметить, что эксплуатация водосброса на Саяно-Шушенской ГЭС в прошедшую зиму хотя и требовала внимания и существенных трудовых затрат, но не была катастрофичной. Следует признать, что эксплуатация водосброса была бы менее затруднительной при отсутствии эстакады. Учитывая, что в зимний период следующего года для сработки водохранилища, возможно, потребуется также использовать данный водосброс, следует рассмотреть вопрос о демонтаже эстакады.

Несмотря на то что в зимний период через водосброс осуществлялся пропуск относительно небольших расходов воды, продолжительность сбросов была весьма длительной и гарантировать отсутствие каких-либо негативных последствий сейчас невозможно. Перед пропуском весеннего половодья должна быть предусмотрена возможность остановки и осушения водосброса с целью оценки его реального состояния.

Из опыта зимней эксплуатации водосброса на Саяно-Шушенской ГЭС следует, что для каждого из построенных гидроузлов на случай отключения ГЭС должна быть проведена оценка опасности и разработана специальная инструкция по эксплуатации водосбросов гидроузла при отрицательных температурах воздуха, что позволит повысить оперативность принятия решения в случае возникновения аварийной ситуации. Нужно быть готовым к тому, что авария может произойти не только летом,

но и зимой. В инструкции должны быть рассмотрены следующие положения:

обосновано территориальное районирование по климатическим условиям зимнего периода;

всесторонне проанализирована возможность пропуска расходов воды в зимний период через существующие водосбросные сооружения, изучена допустимость использования всего или части водосбросного фронта, возможность маневрирования затворами;

определена расчетная величина сбросного расхода межлетнего периода. По-видимому, сбросной расход водосброса в зимний период не должен превышать средний расход ГЭС, что, как правило, существенно меньше расчетного эксплуатационного сбросного расхода. Очевидно, что в этом случае задачи сопряжения бьефов и гашения энергии сбросного потока не являются определяющими. Тем не менее они также должны быть рассмотрены, особенно когда полынья, образующаяся в нижнем бьефе гидроузла, имеет небольшую длину и возможен пропуск потока поверх льда или со вскрытием русла реки;

гарантирована кавитационная безопасность. При высоких скоростях течения потока защита от кавитационной эрозии обычно обеспечивается с помощью аэраторов, насыщающих воздухом придонные слои потока. В зимних условиях не исключены заполнение льдом аэрационных трактов и образование наледей непосредственно за уступами самих аэраторов. В этом случае может потребоваться ограничить удельный расход величиной, при которой кавитационная защита достигается за счет самоаэрации потока;

изучены вопросы обледенения сооружений и допустимость образования льда на сооружениях гидроузла. Для этой цели следует использовать приобретенный опыт численного моделирования. Разработанная в ОАО “НИИЭС” трехмерная трехфазная математическая модель вынужденной конвекции в зоне водосброса позволила получить результаты, практически полностью совпадающие с натурными данными. На основании данной модели целесообразно разработать типовые рекомендации по оценке формирования наледей при эксплуатации водосбросных сооружений при отрицательных температурах;

сделана оценка дополнительного охлаждения водного потока и возможности образования шуги в нижнем бьефе. Как правило, при каскадном расположении гидроузлов скорости воды перед следующим подпорным сооружением малы и не превышают 0,25 м/с. В этих условиях в случае образования шуги происходит ее всплытие и смерзание в единое ледовое поле, обычно не представляющее опасности для ГЭС нижерасположенного гидроузла;

выполнен прогноз оттаивания наледей в зоне водосбросного сооружения, проанализированы возможные механизмы поведения ледовых масс при различных температурных условиях в весенний период, определен ориентировочный период “размораживания” водосброса, оценена готовность водосброса к пропуску половодья;

разработана программа натурного обследования водосбросного сооружения до начала половодья с целью выявления возможных дефектов, возникших в период зимней эксплуатации.

Идентичные проблемы должны рассматриваться и для вновь проектируемых гидроузлов. При этом в первую очередь необходимо ответить на вопрос: требуется ли в составе гидроузла предусматривать специальный “зимний” водосброс? Разумеется, создание специального водосброса повысит эксплуатационную безопасность гидроузла, но в то же время может привести к неоправданному его удорожанию.

Современные тенденции показывают, что в составе гидроузла должно быть, как минимум, два взаимозаменяемых водосброса, желательно, в соответствии с теорией надежности, различных по своему конструктивному исполнению [6]. В качестве примеров реализации данной концепции можно привести Юмагузинский гидроузел, построенный на р. Белой в 2007 г.; строительство берегового водосброса на Саяно-Шушенской ГЭС, завершающееся в следующем году; проектирование берегового резервного водосброса для Плявиньской ГЭС; проектирование трех водосбросов в составе Камбаратинской ГЭС-2 и ряд других. Если при этом будет

обоснована возможность безопасного “зимнего” попуска по одному из водосбросов, то, очевидно, создание специального водосброса не потребуется.

Поднятые в статье вопросы, исключительно важные для гидроэнергетики, но которым не уделяется должного внимания в инженерной среде, на самом деле отражают обычные природные процессы. Можно привести пример знаменитого Ниагарского водопада, где каждую зиму образуются мощные ледовые напластования, не приводящие в итоге ни к каким негативным последствиям (рис. 6). [6] Главное — понимать происходящее и не навредить сооружениям непродуманными решениями и действиями.

Список литературы

1. СНИП 33-01-2003. Гидротехнические сооружения. Основные положения. — М.: Госстрой России, 2004.
2. Родионов В. Б., Онинченко Г. Ф., Зюзин А. Г. Результаты мониторинга Хоробровской водосливной плотины // Малая энергетика. 2005. № 1 – 2. С. 39 – 42.
3. Родионов В. Б., Онинченко Г. Ф. Испытания “плавких” затворов на Хоробровской ГЭС // Гидротехническое строительство. 2005. № 7.
4. Родионов В. Б., Куприянов В. П., Онинченко Г. Ф. Современные затворы для малых ГЭС // Малая энергетика. 2008. № 1 – 2. С. 47 – 54.
5. Брызгалов В. И. Из опыта создания и освоения Красноярской и Саяно-Шушенской гидроэлектростанций: Производственное издание. — Красноярск, 1999.
6. Rodionov V., Kupriyanov V., Paremud S., Vedosov V., Vladimirov V., Tolochinov A. Construction of auxiliary spillways at existing dams // Transactions comptes rendus. Twenty-Second Congress on Large Dams / Barcelona, Spain. 2006. Vol. 3. P. 1257 – 1268.

Технические аспекты аварии на втором агрегате Саяно-Шушенской ГЭС

Берлин В. В., кандидат техн. наук, Муравьев О. А., доктор техн. наук
(Московский государственный строительный университет, ООО “Белый уголь”)

Рассматриваются условия протекания гидромеханических процессов непосредственно перед началом и в процессе аварии на втором агрегате Саяно-Шушенской ГЭС.

Ключевые слова: Саяно-Шушенская ГЭС, гидромеханические процессы, рабочий режим, турбина, аварийно-ремонтный затвор, вибрация, безопасность, гидроудар, напорный водовод.

Начиная с 2002 г. Саяно-Шушенская ГЭС привлекается к вторичному регулированию частоты в энергосистеме и перетоков мощности. Сигнал на изменение мощности ГЭС поступает из ОДУ “Сибирь” на групповой регулятор активной мощности (ГРАМ) гидроэлектростанции и далее на индивидуальные регуляторы скорости гидротурбин, управляющие изменением активной мощности через изменение расхода.

Алгоритм работы системы регулирования активной мощности разработан в соответствии с особенностью характеристик турбин Саяно-Шушенской ГЭС. Он учитывает, что в области средних мощностей любая РО-турбина имеет повышенные пульсации давления в проточной части, сопровождаемые вибрациями узлов агрегата (зона II на рис. 1). Это обусловлено повышенной циркуляцией потока на выходе из рабочего колеса, наличием низкочастотного жгута в отсасывающей трубе, другими нестационарностями вследствие низкого КПД турбины при достаточно больших расходах.

Область с повышенными пульсациями давления ограничивает слева основной регулировочный диапазон турбины — зону III (рис. 1), который при расчетном напоре турбин 194 м находится в пределах от 490 до 640 МВт и с ростом напора уменьшается. (Перед аварией 17 августа 2009 г. при напоре 212 м он составлял всего 70 МВт — от 570 до 640 МВт).

Для расширения маневренных возможностей станции в качестве рабочей была задействована зона I мощностей от 0 до 265 МВт. Перевод агрегатов из рабочей зоны III в зону I выполнялся поочередно в соответствии с принятой системой приоритетов. Каждому агрегату присваивалось определенное значение приоритета от 1 до 10. При исчерпании станцией регулировочного диапазона на разгрузку в зону I переводился агрегат с наибольшим приоритетом из работающих в зоне III. Соответственно, при исчерпании регулировочного диапазона на загрузку агрегат с наименьшим приоритетом из работающих в зоне I переводился в зону III.

Таким образом, включение зоны I в рабочие режимы под управлением ГРАМ увеличило количество переходов агрегатов через зону II при регулиро-

вании нагрузки. Ранее переходы происходили только при пусках и остановах. Увеличению количества переходов через зону II способствовала также эксплуатация части агрегатов на индивидуальном автоматическом регулировании, что уменьшало регулировочный диапазон ГЭС.

В период, предшествующий аварии, на Саяно-Шушенской ГЭС работали девять агрегатов (кроме ГА6, который был в ремонте). В соответствии с заданием дежурного начальника смены имела место следующая схема управления: агрегаты ГА1, ГА2, ГА4, ГА5, ГА7, ГА9 были включены в систему группового регулирования активной мощности ГРАМ; агрегаты ГА3, ГА8 и ГА10 работали на индивидуальном автоматическом управлении. Из шести агрегатов под управлением ГРАМ пять находились в рабочей зоне высоких мощностей и один — в зоне низких мощностей. Из трех агрегатов на индивидуальном управлении два находились в рабочей зоне высоких мощностей и один — в зоне низких мощностей (агрегат ГА10 не мог по технологическим ограничениям нести нагрузку более 210 МВт). Общее распределение нагрузки между агрегатами и их приоритеты показаны в табл. 1.

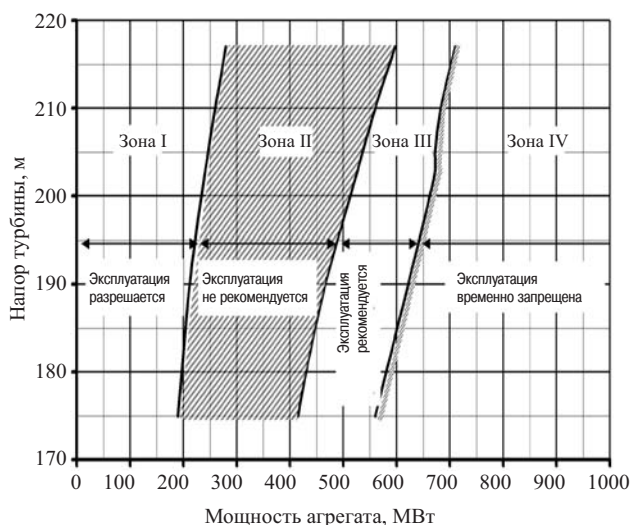


Рис. 1. Эксплуатационная характеристика гидроагрегата с турбиной P0230/833-B-677

17 августа 2009 г. имела место повышенная интенсивность регулирования Саяно-Шушенской ГЭС, связанная с отключением Братской ГЭС от режима АРЧМ. Начиная с 23 ч 16 августа 2009 г. агрегат ГА2, имея 7-й приоритет, три раза переходил из зоны I в зону III и обратно. При последнем переходе произошла авария.

Непосредственно перед аварией по заданию АРЧМ станция стала разгружаться. В 8:13:20 агрегаты, работавшие в ГРАМ, достигли нижней границы зоны III — 575 МВт. Диапазон на разгрузку был исчерпан и в 8:13:20,5 агрегат ГА2, имеющий наибольший приоритет из работающих в зоне III, начал плановый переход из зоны III в зону I.

Последовательность зафиксированных аварийных событий и реакция на них системы регулирования следующие.

В 8:13:20.500 на ГА2 промежуточный сервомотор начал закрываться со средней скоростью 3,3 %/с, следуя за сигналом группового задания (рис. 2).

В 8:13:22.000 сервомоторы направляющего аппарата (НА) начали движение на закрытие, мощность изменялась с характерным обратным забросом (временное повышение с пиком в 8:13:23), являющимся следствием повышения давления в водоводе при закрытии НА.

В 8:13:23.859 на входе регулятора турбины пропал сигнал от ГРАМ “Режим ГРУППА”. Это была первая реакция системы регулирования на аварийную ситуацию. В результате регулятор турбины перешел в режим “Мощность” и зафиксировал открытие промежуточного сервомотора 55 %. В этот момент мощность равнялась 528 МВт, частота вращения была равна номинальной.

В 8:13:25.199 датчики вертикальных вибраций показали движение агрегата вверх и зашкалили.

В 8:13:25.200 при мощности 480 МВт отключился генераторный выключатель.

В 8:13:25.555 сигнал тахогенератора показал резкий рост частоты вращения до 12 %, в то время как частота вращения, измеренная по напряжению генератора, осталась на уровне 100 %. По инерционным характеристикам ротор генератора массой 916 т не может увеличить частоту вращения до

125 % за 0,5 с. Очевидно, сигнал 125 % был ложным и появился из-за отказа тахогенератора в результате вертикального перемещения агрегата. Еще через 1 с тахогенератор показал уже 5 %, что говорило о его выходе из строя.

В 8:13:25.650 регулятор турбины, обрабатывая ложный сигнал 125 %, перешел в режим “Частота”.

В 8:13:25.750 регулятор, обрабатывая ложный сигнал тахогенератора 5 %, стал открывать промежуточный сервомотор.

В 8:13:26.000 началось резкое снижение мощности вследствие отключения генератора от энергосистемы и подъема ротора.

В 8:13:27.250 произошел обрыв сигнала положения направляющего аппарата.

В 8:13:29 произошло разрушение системы регулирования агрегатного уровня.

Анализируя последовательность действий системы регулирования ГА2, можно констатировать ее корректную реакцию на поступающие сигналы. Однако регулятор турбины не мог предотвратить развитие подобной аварии, поскольку он управляет лопатками направляющего аппарата, а они в данных условиях не могли выполнять свои функции, так как были подняты вместе с турбиной, освободив перекрываемый канал поступления воды. Единственным устройством, которое могло прекратить развитие аварии, является аварийно-ремонтный затвор водоприемника, однако он не был задействован на подобный случай не только автоматически, но и по сигналу дежурного начальника смены.

Что же послужило толчком к началу аварии? Было ли это нештатное воздействие со стороны гидравлической и электрической систем агрегата или причиной стала высокая интенсивность штатно протекающих переходных процессов агрегата ГА2 (шесть переходов через зону II в течение восьми часов) на фоне развитых усталостных трещин в материале шпилек? Одним из таких факторов мог быть гидравлический удар в напорном водоводе или обратный удар в отсасывающей трубе из-за разрыва сплошности потока под рабочим колесом турбины. Величина гидроудара в водоводе определяется скоростью закрытия направляющего аппарата

Т а б л и ц а 1

Условия работы агрегатов Саяно-Шушенской ГЭС перед аварией

Агрегаты	ГА1	ГА2	ГА3	ГА4	ГА5	ГА6	ГА7	ГА8	ГА9	ГА10
Управление	ГРАМ	ГРАМ	Инд	ГРАМ	ГРАМ	–	ГРАМ	Инд.	ГРАМ	Инд
Приоритет	4	7	–	2	1	–	9	–	6	–
Зона работы	III	III	III	III	III	–	I	III	III	I

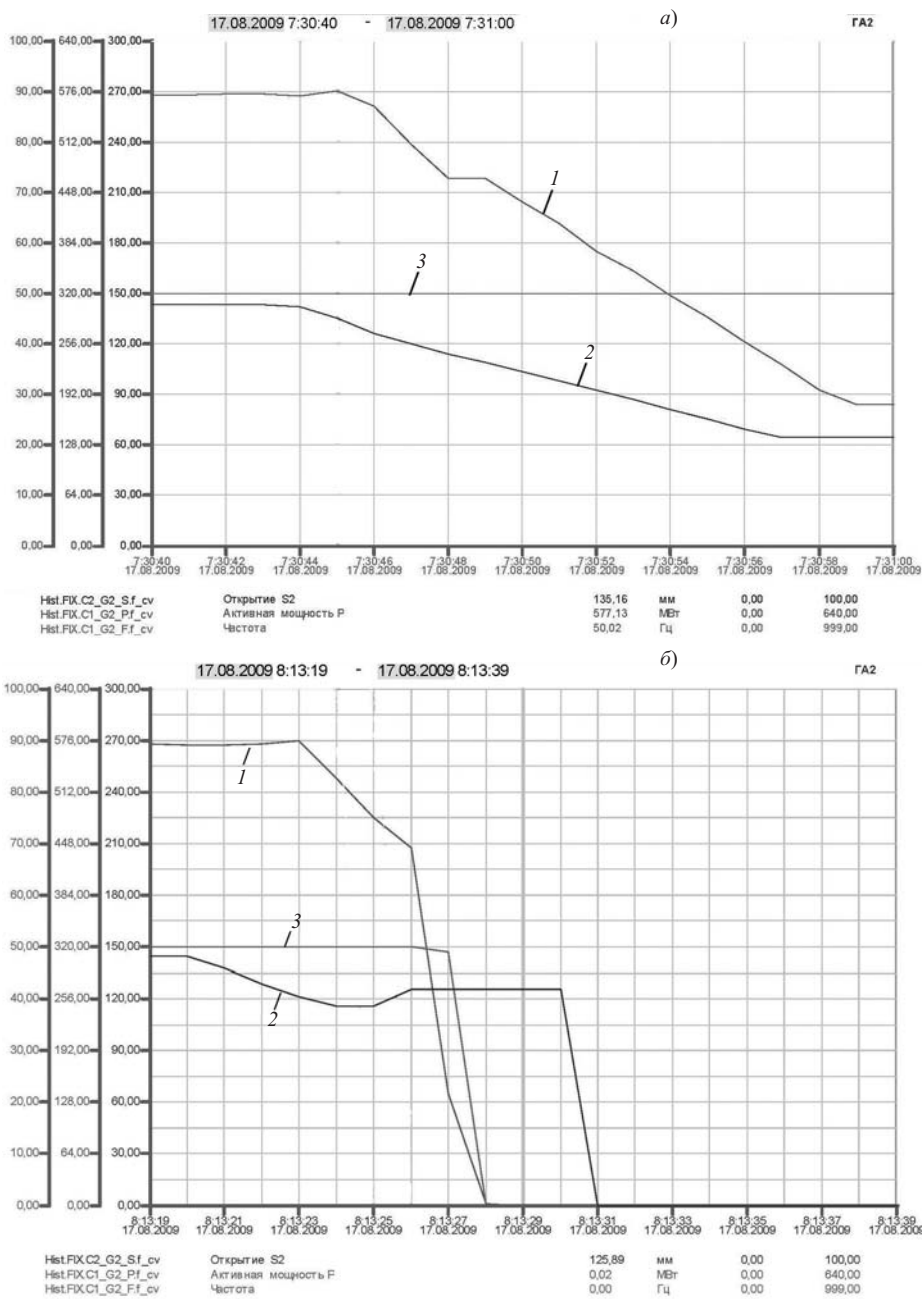


Рис. 2. Предпоследний (а) и последний (б) проходы агрегата ГА2 через зону II: 1 — активная мощность; 2 — положение штока промежуточного сервомотора; 3 — частота вращения по датчику напряжения

та, разрыв сплошности потока у РО турбин возникает при очень быстром закрытии НА.

На рис. 2 и 3 представлены зафиксированные АСУ ТП сигналы ГРАМ и регулятора турбины в виде трендов переходных процессов при предпоследнем и последнем проходе агрегата ГА2 через зону II. На рис. 2 показано изменение мощности, частоты вращения и положения промежуточного сервомотора, управляющего главными золотниками индивидуальных сервомоторов направляющего аппарата. На рис. 3 показано изменение мощности, положения промежуточного сервомотора и сервомоторов НА.

Сравнение показывает:

средние скорости закрытия промежуточного сервомотора и сервомоторов НА в первые 4 с переходного процесса в последнем (аварийном) переходном процессе ниже, чем в предпоследнем;

в последнем (аварийном) проходе имело место запаздывание максимального обратного заброса мощности 2,5 с начала закрытия лопаток НА и запаздывание 3 с относительно начала закрытия промежуточного сервомотора, в предпоследнем проходе указанные запаздывания были существенно меньше и составляли 0,5 с и 1 с соответственно.

Таким образом, интенсивность изменения расхода при последнем проходе была даже ниже, чем в предыдущих, и не могла вызвать ни повышенного гидроудара в водоводах, ни разрыва сплошности

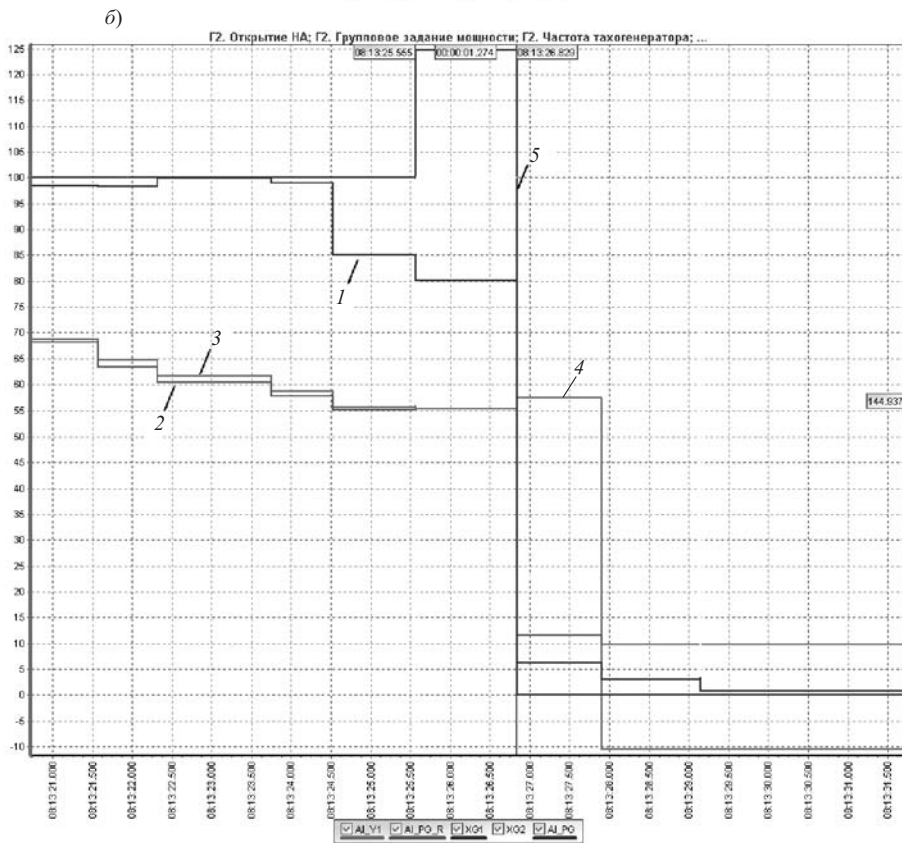
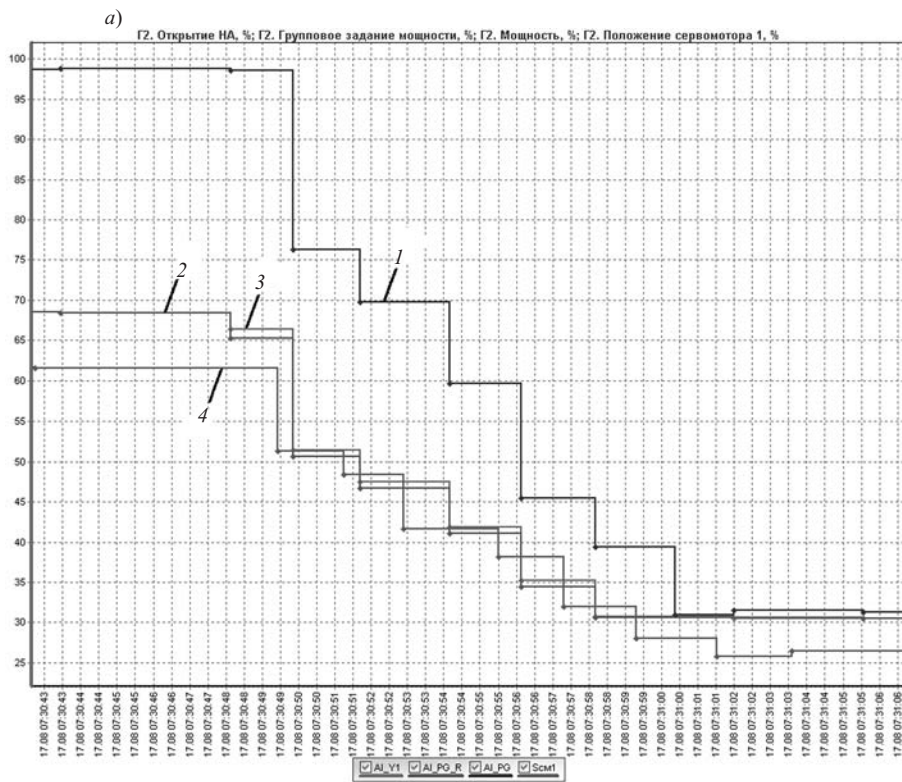


Рис. 3. Предпоследний (а) и последний (б) проходы агрегата ГА2 через зону II: 1 — активная мощность; 2 — выходной сигнал ГРАМ; 3 — положение штока промежуточного сервомотора; 4 — положение штока индивидуального сервомотора лопатки направляющего аппарата; 5 — частота вращения по тахогенератору

потока под рабочим колесом турбины. То есть проход через зону II проходил в обычном режиме.

Что касается повышенных пульсаций и вибраций, то они имели место и отмечались во всех подобных процессах. Существенный рост вибраций

турбинного подшипника при прохождении зоны II в процессе разгрузки 1 августа 2009 г. хорошо виден на рис. 4. Непосредственно перед аварией вибрации турбинного подшипника достигали 1600 мкм, что на порядок больше допустимых [1].

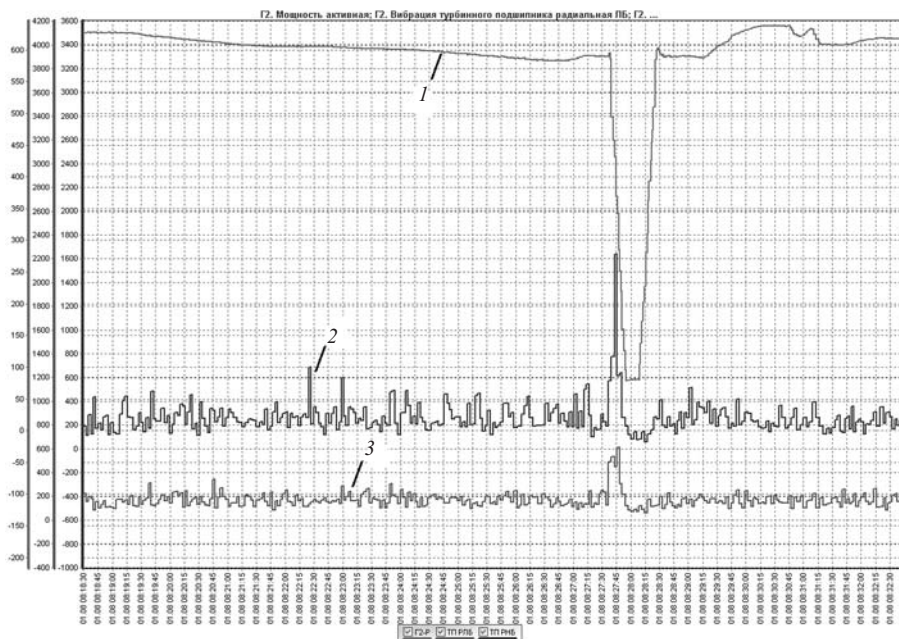


Рис. 4. Вибрации турбинного подшипника при работе агрегата ГА2 под нагрузкой и при переходе через зону II

На основании анализа трендов процессов, зафиксированных АСУ ТП, можно констатировать следующее:

закрытие направляющего аппарата турбины началось в 8:13:22;

движение частей агрегата вверх после разрыва шпилек зафиксировано 8:13:25.200;

разрыв шпилек произошел между 8:13:22 и 8:13:25 при штатно протекающем процессе закрытия, постоянной частоте вращения агрегата и сравнительно малом повышении давления 14 – 15 м, характерном для такой скорости закрытия НА;

до 8:13:25.200 агрегат оставался в сети и не было условий для изменения его частоты вращения; приборы не зарегистрировали в этот период никаких нештатных электрических или механических сигналов, кроме повышенных вибраций тур-

бинного подшипника, которые наблюдались задолго до аварии.

Гидрогенератор Саяно-Шушенской ГЭС зонтичного типа с опорой подпятника на коническую опору и крышку турбины, которая представляет собой оребренную кольцевую конструкцию, перекрывающую турбинную шахту. Крышка крепится фланцевым соединением к верхнему кольцу статора турбины с помощью 80 шпилек диаметром 80 мм.

Разрушение шпилек началось в самом начале закрытия турбины в результате штатного гидроудара и повышенных пульсаций давления, характерных для зоны II. Толчком к началу аварии могло послужить увеличение внутреннего давления под крышкой турбины на 14 м как результат начавшегося закрытия направляющего аппарата, а также им-

Т а б л и ц а 2

Нагрузки, действовавшие на крышку турбины в момент обрыва шпилек и при начале движения

Нагрузки, действующие на крышку турбины	Сила, т
Осевая сила на крышку турбины, направлена вниз	+ 2 130
Сила от давления воды 233 м на периферийную кольцевую часть крышки турбины между статором турбины и верхним ободом рабочего колеса площадью 30,2 м ² , направлена вверх	– 7 037
Составляющая от пульсаций давления в отсасывающей трубе ± 15 м, действующая снизу на площадь рабочего колеса 35,98 м ²	± 540
Равнодействующая осевых сил на крышку турбины в момент обрыва шпилек, направлена вверх	– 5 447
Равнодействующая осевых сил на крышку турбины (– 5277 + 540 т) в момент начала движения крышки, направлена вверх	– 4 907

Примечание. Знак “+” относится к силам, направленным вниз; знак “–” — к силам, направленным вверх.

Т а б л и ц а 3

Нагрузки от веса узлов агрегата, опирающихся на крышку турбины, и от гидравлического осевого усилия на рабочее колесо

Узлы агрегата и осевое усилие	Нагрузка, т
Ротор генератора	912
Вал	92
Подпятник с опорой	119
Турбинный подшипник	31
Крышка турбины с направляющим аппаратом	379
Рабочее колесо турбины	154
Итого вес узлов агрегата	1687
Гидравлическое осевое усилие, действующее на рабочее колесо сверху вниз при открытии направляющих лопаток 63 %	443
Результирующая осевая сила на крышку турбины, направлена вниз	2130

пульс пульсаций давления 15 – 22 м при вхождении в режимную зону II.

Обрыв крышки произошел через 3,8 – 4 с после начала движения направляющего аппарата на закрытие при давлении с учетом гидроудара 233 м. При этом имел место следующий баланс действующих сил (табл. 2 и 3):

сила давления воды на периферическую кольцевую часть крышки (площадь $30,2 \text{ м}^2$) $233 \text{ тс/м}^2 \cdot 30,2 \text{ м}^2 = 7037 \text{ т}$ или 69,03 МН;

суммарный вес частей агрегата, опирающихся на крышку турбины, — 1687 т;

направленная вниз осевая гидравлическая сила на рабочем колесе — 443 т (максимальная гидравлическая сила при полном открытии направляющего аппарата составляет, согласно паспорту турбины, 852 т, при фактическом открытии НА 63 % — приблизительно 443 т).

Равнодействующая сил, действовавших на крышку, составила $7037 - 1687 - 443 = 4907 \text{ т}$. Кроме того, на крышку периодически действовала направленная вверх сила 540 т от пульсационной составляющей давления 15 м вод. ст. Максимальное

значение с учетом пульсационной компоненты составило $4907 + 540 = 5447 \text{ т}$, или 53,44 МН.

У шпилек номинала D80 внутренний диаметр с учетом резьбы составляет 75,67 мм. Площадь поперечного сечения одной шпильки $F_1 = 0,004495 \text{ м}^2$. Так как шесть шпилек были без гаек и, следовательно, не работали, то суммарная площадь номинальных поперечных сечений остальных 74 шпилек составила $74F_1 = 0,3326 \text{ м}^2$. Потеря доли поперечного сечения вследствие усталостного износа по данным ЦНИИТМАШ составила в среднем 64,9 %, оставив в рабочем состоянии 35,1 %. То есть на разрыв работала площадь $0,3326 \cdot 0,351 = 0,11675 \text{ м}^2$.

Предел текучести для шпилек из стали 35 составляет, согласно стандарту 2800 кг/см^2 , или 274 МПа; предел прочности на разрыв составляет 5400 кг/см^2 , или 530 МПа. При равномерном восприятии нагрузки 5447 т (53,44 МН) напряжения на разрыв составили бы 4665 кг/см^2 , или 457 МПа (без учета усилий натяга). При таких напряжениях здоровый металл течет, а поврежденный трещинами — рвется.

Следует также учесть, что нагрузка воспринималась неравномерно из-за того, что шесть шпилек не работали вообще, а у ряда других несущая способность из-за усталостного излома была потеряна на 80 % и более. Точнее, из 49 найденных и исследованных шпилек шесть не работали, а из остальных 43 шпилек 12 потеряли более 80 % несущей способности, из них восемь потеряли 95 – 98 % прочности.

На некоторых участках фланцевого кольца группы шпилек были изношены намного больше, чем на других участках. Группа № 43, 44, 47, 48, 53, 54 (шпильки с пропущенными номерами не найдены), группа № 31, 32, 33, 34, группа № 18, 19, 20 и группа № 62, 64, 65 были ослаблены больше других.

Разрушение металла от усталости происходит внезапно. Одна из таких групп, потерявших большую часть несущей способности, могла разрушиться первой, после чего на соседние шпильки стали действовать не только растягивающие усилия, но и изгибающий момент, что повлекло цепную реакцию разрушения крепежа.

После обрыва крышки началось ускоренное движение всей конструкции вверх под действием

Т а б л и ц а 4

Подъем крышки турбины за первую половину секунды после обрыва

Время, с	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5
Подъем, м	0,28	0,85	1,53	2,43	3,48

равнодействующей силы 4907 тонн. Расчеты первого приближения показали, как поднимется конструкция за первую половину секунды (рис. 5, табл. 4).

В процессе движения агрегата вверх крышка турбины вместе с рабочим колесом и направляющим аппаратом за 0,4 с вышла вверх из турбинной камеры. Закрученный поток из спиральной камеры разделился на две части. Основная часть потока направилась непосредственно в отсасывающую трубу и далее в нижний бьеф, другая часть следовала по турбинной шахте за движущейся вверх конструкцией.

При выходе рабочего колеса и лопаток НА выше отметки верха статора турбины водовод начал работать в режиме напорного водосброса. Произошло уменьшение сопротивления и, как следствие, резкое увеличение пропускной способности в узле турбины, что привело к отрицательному гидродару и понижению давления в подводящем водоводе, спиральной камере, полости под крышкой турбины и увеличению давления в отсасывающей трубе. По предварительным оценкам приведенный расход турбины увеличился примерно вдвое по сравнению с максимальным расчетным. Расчет переходного процесса увеличения расхода показал, что давление в камере рабочего колеса при этом снизилось: за 0,1 с – от 233 до 117 м, за 0,2 с – до 84 м, за 0,3 с — до 65 м (рис. 5).

Подброс агрегата в пределах шахты турбины длился не более 1,5 с. После подъема турбины на 2 м давление в турбинной камере стало действовать на рабочее колесо снизу. То есть фактически передалось на всю площадь крышки турбины. Крышка турбины и рабочее колесо под ней представляли собой поршень, с ускорением перемещающийся под действием давления воды. Через 0,4 с после обрыва сила давления воды на крышку и рабочее колесо составила $84 \text{ тс/м}^2 \cdot 60,2 \text{ м}^2 = 5057 \text{ т}$, или 49,6 МН.

Итак, равнодействующая всех сил, действовавших на крышку турбины, была направлена вверх и составляла:

- при ее обрыве — 5277 т;
- в момент начала движения крышки — 4737 т;
- при движении через 0,4 с после обрыва — 3370 т (табл. 5);
- при движении через 0,5 с после обрыва — 2226 тонн (табл. 5).

Действие внешних сил на конструкцию продолжалось в течение 0,4 – 0,5 с, пока рабочее колесо не поднялось на высоту 3 – 3,5 м (рис. 5), после чего этап разгона закончился. Конструкция перешла в свободный полет с начальной скоростью около 10 м/с. Расчеты показывают, что при действии внешней силы в продолжение 0,5 с высота подъема



Рис. 5. Характеристики движения конструкции после отрыва крышки

составляет 8 – 9 м и возрастает до 11 м с увеличением продолжительности действия импульса до 0,6 с. Общее время движения конструкции от обрыва до падения составило около 3 с.

Во время подъема и последующего падения произошло разрушение конструкции агрегата. Через образовавшееся в шахте турбины отверстие, ча-

Т а б л и ц а 5

Нагрузки, действующие на крышку турбины при развитии аварии

Нагрузки, действующие на крышку турбины	Сила, т	
	через 0,4 с после обрыва	через 0,5 с после обрыва
Осевая сила на крышку турбины, направленная вниз	+ 1 687	+ 1 687
Осевая сила от давления воды на всю площадь крышки турбины 60,2 м ²	- 5 057	- 3 913
Равнодействующая осевая сила на крышку турбины, направлена вверх	- 3 370	- 2 226

стично перекрытое турбиной, в машзал начал поступать высокоскоростной поток.

Выводы

Аварию второго агрегата можно разделить на три этапа: разрушение шпилек крепления крышки турбины к верхнему кольцу статора турбины; вертикальный подброс крышки турбины и частей агрегата и их падение в кратер генератора; разрушение строительных конструкций и оборудования ГЭС высокоскоростным потоком из верхнего бьефа, поступающим в машзал через шахту турбины.

Для разрушения шпилек, ослабленных усталостными напряжениями, было достаточно статиче-

ской составляющей давления на периферическую область крышки турбины, штатного гидроудара 14 – 15 м при закрытии турбины в процессе перехода из зоны III в зону I и повышенных пульсаций давления $\pm 15 - 22$ м, имевших место в зоне II.

Импульс силы давления воды, приложенный к периферической части крышки турбины и к рабочему колесу после его подъема и выхода из турбинной камеры, оказался вполне достаточным, чтобы подбросить конструкцию на высоту 8 – 10 м.

ЛИТЕРАТУРА

1. Владиславлев Л. А. Вибрации гидроагрегатов электрических станций. — Изд. 2-е, перераб. и доп. — М.: Энергия, 1972.

Отклик на статью “Поведение Саяно-Шушенской плотины после катастрофического разрушения здания ГЭС”*

Оперативная публикация такой статьи делает честь её авторам и редакции журнала. Она вызвала естественный общий интерес не только гидротехнической, но и всей инженерной общественности.

Служба мониторинга гидротехнических сооружений (ранее ЛГТС) Саяно-Шушенской ГЭС еще раз подтвердила свой высокий уровень в драматических обстоятельствах на гидроузле. Нельзя не отметить, что коллектив ЛГТС с начала своего создания работал в режиме гражданского подвига, в условиях перманентных ремонтов, обильной фильтрации, сложных отношений с инофирмой, работу которой они блестяще инспектировали. В процессе эксплуатации под непосредственным руководством светлой памяти В. И. Брызгалова, сотрудники ЛГТС в сотрудничестве с Ленгидропроектом, ВНИИГом и институтами РАН постоянно совершенствовали измерительные системы плотины для контроля динамических нагрузок. ЛГТС явилась школой повышения квалификации всех надзорных служб гидроэлектростанций России, источником новых знаний о статической и динамической работе уникальной плотины нового типа в сложных природных условиях.

Статья заканчивается заключением о том, что система “плотина — основание” находится в нормальном эксплуатационном состоянии, и выраже-

нием тревоги по поводу пропуска р. Енисея через плотину. Эта тревога оправдана.

Вместе с тем статья не затрагивает ряд наиболее острых вопросов, которые невольно возникают у читателя. К таковым следует отнести состояние секции 18 с турбинным водоводом и анкерной опорой, состояние шва “плотина — ГЭС” в сопряжении с блоком здания ГЭС гидроагрегата № 2, включая величину осадок плотины и блока здания ГЭС. Важно проанализировать состояние левобережного примыкания плотины до и после аварии по всем измеряемым параметрам. Не представлены региональный каталог сейсмособытий; режим изменения УВБ, работы гидроагрегатов, открытия затворов водосбросов; оценка состояния КИА после аварии; оценка возможной роли внешних влияний на формирование условий для возникновения аварии. И наконец, было бы очень важно знать оценку ЛГТС по поводу возможных причин трагедии. Нам представляется, что господствующая ныне тенденция рассматривать аварию только в рамках технического состояния и режима эксплуатации гидроагрегата № 2 без учёта состояния жестко связанной с ним системы “анкерная опора — трубопровод — секция 18 — левобережное примыкание” является некорректной. Впрочем, для этого необходимо больше времени, так как цена поиска истины необыкновенно высока.

Марчук А. Н., доктор техн. наук, профессор

* Гидротехническое строительство. 2010. № 1.

Проектирование трехъярусных ортогональных гидроагрегатов для энергоблоков Северной ПЭС

Жепетов В. А., Сивков А. А., Ларионов В. В.,
Семенов С. И., Козич А. И. (ОАО “ПО “Севмаш”)

Представлены технические характеристики и типовой облик трехъярусных ортогональных гидроагрегатов для энергоблока Северной ПЭС. Приведены результаты расчетов их основных элементов и узлов с учетом планируемых нагрузок, а также схемно-компоновочные решения по размещению.

Ключевые слова: Северная ПЭС, энергоблок, трехъярусный ортогональный гидроагрегат, напряженно-деформированное состояние, рабочее колесо, турбина.

Северная ПЭС проектируется на мощность 12 МВт. Её основной генерирующий элемент — наплавной железобетонный энергоблок комплектуется тремя ортогональными гидроагрегатами с трехъярусным расположением рабочих колёс и устанавливается на тех же отметках основания (– 28 м от теоретически наименьшего горизонта), которые существуют в базовых створах Мезенской и Тугурской ПЭС (рис. 1).

По сути, Северная ПЭС является прототипом будущей Мезенской приливной электростанции и результаты её создания и эксплуатации позволят подтвердить возможность практического осуществления проекта, обосновать инвестиционную привлекательность этой крупной ПЭС.

В 2008 г. по техническому заданию ОАО “НИИ-ЭС” специалисты проектно-конструкторского бюро ОАО “Севмаш” выполнили разработку технического и рабочего проектов трехъярусных ортогональных гидроагрегатов с вертикальным валом для энергоблока Северной ПЭС. За 6 месяцев был определен их типовой облик (рис. 2), произведены необходимые расчеты основных элементов и узлов с учетом планируемых нагрузок, найдены схемотехнические решения по размещению основного оборудования. Всего было разработано более 800 конструкторских документов, не считая многочисленных проработок и расчетов в поисках наиболее приемлемого варианта конструкции.

Ортогональный гидроагрегат имеет следующие технические характеристики:

Диаметр рабочего колеса, мм	5000
Длина лопастей рабочего колеса, мм	5000
Количество лопастей, шт.	12...15
Количество гидротурбин, шт.	3
Расчетный диапазон колебания напоров при работе гидроагрегата, м	1,2...3,7
Максимальный гидростатический напор, действующий на проточную часть ортогональной турбины, м	40,3
Расчетный крутящий момент на валу гидроагрегата, Н · м	1 400 000
Число оборотов турбин гидроагрегата, об/мин	42
Мощность гидроагрегата при напоре 2,5 м, не менее, кВт	4200

Установленная мощность синхронного генератора, кВт	4000
Число оборотов генератора, об/мин	1000
Мультипликатор Р2НА36, масса кг	18400
Число оборотов гидротурбины при напоре 2,5 м, об/мин	37
Максимальное число оборотов гидротурбины, об/мин	42
Масса трехъярусного ортогонального гидроагрегата, т	290

Каждый из трех гидроагрегатов, несмотря на схожий облик, имеют в своем составе три гидротурбины, различающихся по конструкции. Это продиктовано необходимостью на практике подтвердить теоретические расчеты эффективности их применения в составе гидроагрегатов с целью последующего серийного использования в комплектации энергоблоков приливной электростанции в Мезенском заливе. Для каждого типа колеса выполнялась серия расчетов с целью выбора оптимального варианта конструкции. В качестве примера ниже приведены расчеты верхнего рабочего колеса турбины одного из гидроагрегатов, выполненные специалистами ПКБ “Севмаш”.

Прочность рабочего колеса турбины оценивается от суммарного действия следующих сил: центробежной силы (число оборотов $n = 42$ об/мин); силы тяжести (гравитационное ускорение $g = 9,807$ м/с²); гидродинамической силы набегающего потока крутящего момента — $2 \cdot M_{гд}$ ($M_{гд}$ — гидродинамический момент).

Отдельно оценивается вклад инерционных и гидродинамических сил, а также крутящего момента в общее напряженно-деформированное состояние (НДС) колеса. Для каждого варианта нагружения определяются максимальные перемещения и зоны повышенных напряжений. Кроме того, проводится оценка собственных частот и соответствующих им форм свободных колебаний рабочего колеса.

Материал изготовления рабочего колеса — сталь СтЗсп2 (ГОСТ 14637–89) со следующими механическими характеристиками:

- предел текучести $\sigma_T = 240$ МПа;
- предел прочности $\sigma_B = 470$ МПа;
- допускаемое напряжение $\sigma_{доп} = \sigma_T / 1,5 = 160$ МПа.

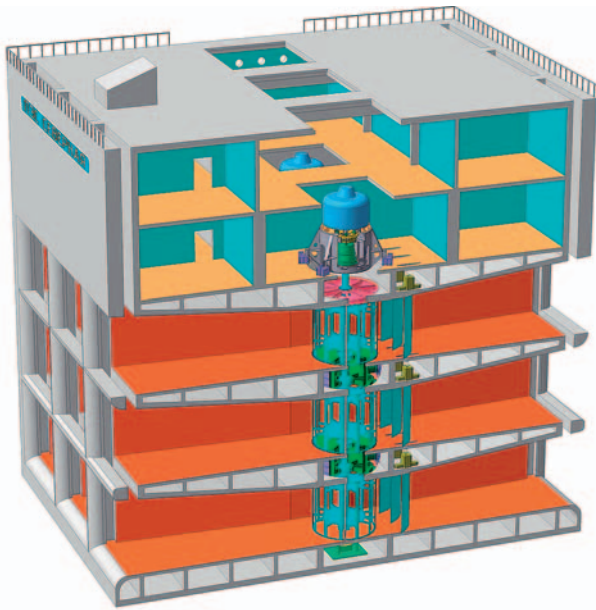


Рис. 1. Наплавной бетонный энергоблок Северной ПЭС с тремя трехъярусными ортогональными гидроагрегатами

Граничные условия, используемые в математической модели, выбраны в соответствии с условиями работы колеса, поэтому в точках вала в опорных подшипниках запрещены радиальные перемещения (в верхнем подшипнике и окружные), а в точках вала в упорном подшипнике — осевые перемещения.

Результаты расчета НДС рабочего колеса от действия гидродинамических усилий определили картину деформирования колеса. Максимальные перемещения по расчету:

$$\text{лопасть} — U_{max1}^b = 7,223 \text{ мм};$$

$$\text{вал} — U_{max1}^s = 1,501 \text{ мм}.$$

Прочность конструкции оценивается по критерию Мизеса.

Значения максимальных напряжений в лопастях (район сварки со стойками) и в вале по расчету следующие:

$$\text{лопасть} — \sigma_{max1}^b = 95,4 \text{ МПа};$$

$$\text{вал} — \sigma_{max1}^s = 59,4 \text{ МПа}.$$

Результаты расчета НДС рабочего колеса от действия инерционных показали, что максимальное результирующее перемещение составляет $U_{max2} = 3,825 \text{ мм}$.

По расчету максимальные напряжения возникают в дисках в местах посадки на вал и составляют $\sigma_{max2} = 37,1 \text{ МПа}$.

При этом величина крутящего момента на верхнем колесе составляет

$$M_{кр} = 2 \cdot M_{гд} = 892 \text{ кН} \cdot \text{м}.$$

Максимальные значения перемещений и напряжений по расчету следующие:

$$\text{результирующее перемещение} U_{max3} = 15,752 \text{ мм};$$

$$\text{приведенное напряжение} \sigma_{max3} = 74,6 \text{ МПа}.$$

По расчету экстремальные значения перемещений рабочего колеса турбины от суммарного действия

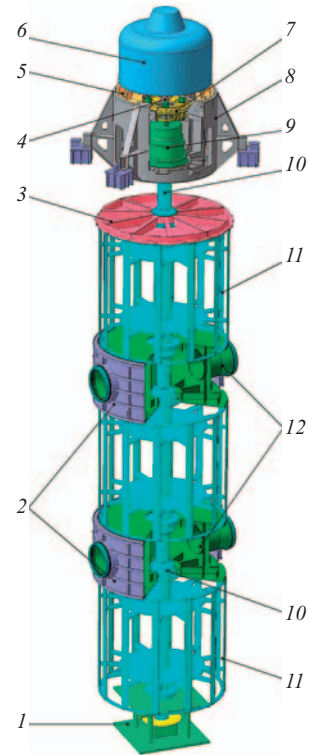


Рис. 2. Трехъярусный ортогональный гидроагрегат:

1 — стояночный тормоз; 2 — закладные обечайки; 3 — плоская крышка верхнего водовода; 4 — ARPEX-муфта с функцией проскальзывания; 5 — фланец генератора; 6 — генератор; 7 — динамический тормоз генератора; 8 — рама под генератор и мультипликатор; 9 — планетарный мультипликатор P2NA36 фирмы “Flender”; 10 — соединительные муфты; 11 — три вертикальных гидротурбины с рабочими колесами диаметром 5 м каждое; 12 — объемные крышки нижнего и среднего водоводов

гидродинамических и инерционных сил, а также крутящего момента следующие:

$$\text{результирующее перемещение лопасти} U_{max} = 22,648 \text{ мм};$$

$$\text{результирующее перемещение вала} U_{max}^s = 3,078 \text{ мм};$$

$$\text{радиальное перемещение лопасти} UX \in 1 \{-4,148 \dots 6,991\} \text{ мм}.$$

Распределение приведенных напряжений по критерию Мизеса в дисках, стойках, лопастях, концевых кольцах и вале рабочего колеса:

$$\text{лопасти (район сварки со стойками)} — \sigma_{max}^b = 118 \text{ МПа};$$

$$\text{стойки (район приварки лопастей)} — \sigma_{max}^d = 84,6 \text{ МПа};$$

$$\text{вал (около верхнего подшипника)} — \sigma_{max} = 125 \text{ МПа}.$$

Был проведен также анализ свободных колебаний рабочего колеса турбины. Первая собственная частота по расчету составила $f_1 = 8,876 \text{ Гц}$.

Анализ результатов расчетов показал, что основной вклад в напряженно-деформированное состояние рабочего колеса вносят гидродинамические силы. Причем напряжения, вызванные этими силами, циклически изменяются по времени при эксплуатации

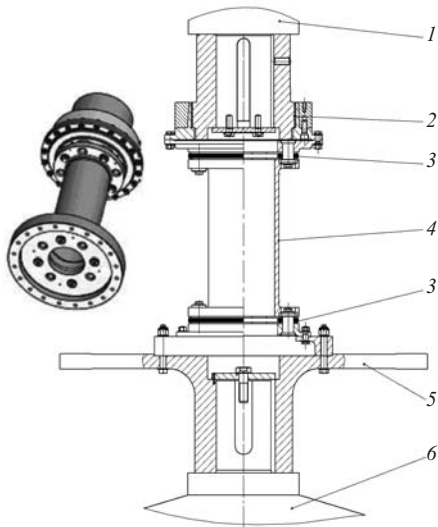


Рис. 3. Соединительная муфта с функцией проскальзывания:
 1 – генератор; 2 – муфта проскальзывания; 3 – упругий элемент муфты; 4 – корпус соединительной муфты; 5 – диск тормоза; 6 – мультипликатор

конструкции. Влияние инерционных усилий на прочность колеса менее значительное, к тому же напряжения от них постоянны. НДС вала турбины во многом определяется крутящим моментом, который создается набегающим потоком воды на всех колесах.

Основные результаты расчетов рабочего колеса турбины следующие:

требования статической прочности к конструкции выполнены с запасом, так как максимальное напряжение не превышает допустимое значение:

$$\sigma_{\max} = 125 \text{ МПа} < \sigma_{\text{доп}} = 160 \text{ МПа};$$

первая собственная частота рабочего колеса $f_1 = 8,847$ Гц значительно выше частоты его вращения $f_0 = 0,7$ Гц;

применение концевых колец в конструкции рабочего колеса приводит к снижению максимальных напряжений в лопастях примерно на 7 %, однако при этом первая собственная частота снижается на 6 %;

расчетная мощность вертикальной ортогональной турбины равна

$$P = 3M_{\text{гд}}\omega = 5900 \text{ кВт.}$$

В составе гидротурбин гидроагрегатов Северной ПЭС, в отличие от гидротурбины, применённой в наплавном энергоблоке для Кислогубской ПЭС на валу рабочих колес предусмотрены обтекатели, которые установлены на подшипниках скольжения и имеют каплеобразную форму профиля. Для придания обтекателям стабильно-устойчивого положения при вращении колеса в потоке воды в хвостовой части предусмотрены стабилизаторы, установленные на стойках.

Особое внимание было уделено расчетам прочности и жёсткости крышек и закладных обечайек в центральной части гидроагрегата, обеспечивающих надежную работу отцентрованных элементов гидроаг-

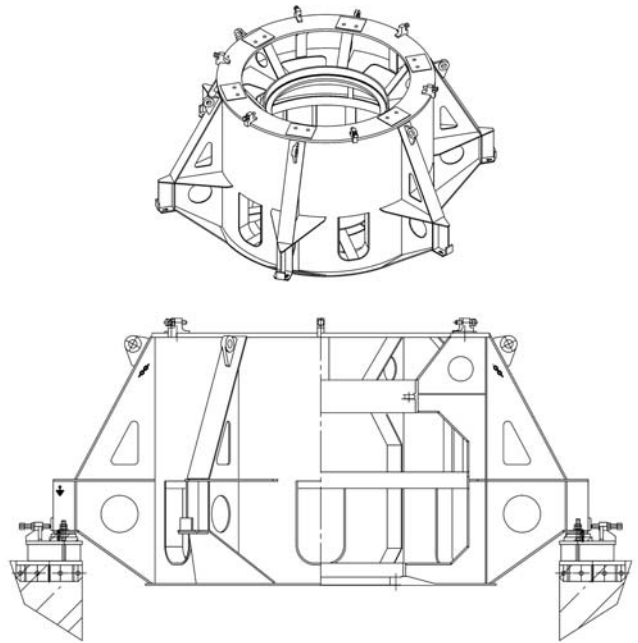


Рис. 4. Рама гидроагрегата

регата. В качестве примера приводится расчет напряженно-деформированного состояния средней крышки гидроагрегата. Для конечно-элементной идеализации конструкции крышки используются пластинчатые конечные элементы (КЭ) типа “SHELL63”. Общее число КЭ — 18 164.

Напряженно-деформированное состояние средней крышки оценивается от совместного действия:

весовой нагрузки (гравитационное ускорение, м/с^2 , $g = 9,81$);

гидростатического давления, Па,
 $p_{\text{гс}} \in \{3,05 \dots 3,3\} 10^5$;

гидродинамических усилий, кН, $P_{\text{гдп1}} = P_{\text{гд2}} = 400$.

Ниже приведена общая картина деформирования средней крышки с изолиниями результирующих, вертикальных и радиальных перемещений. По расчету экстремальные значения перемещений равны:

результирующие – $W_{\max} = 1,368$ мм;

вертикальные – $UZ_{\min} = -1,364$ мм; $UZ_{\max} = 0,88$;

радиальные – $UR_{\min} = -1,214$ мм; $UR_{\max} = 0,332$;

В результате расчетов было оценено напряженно-деформированное состояние средней крышки гидротурбины для Северной приливной электростанции от действия весовой нагрузки, гидростатического давления и гидродинамических усилий. Анализ полученных результатов показал, что требования по прочности и работоспособности конструкции выполнены полностью, так как максимальные напряжения в крышке не превышают допустимое значение для стали РСД36:

$$\sigma_{\max} = 155 \text{ МПа} < \sigma_{\text{доп}} = 236 \text{ МПа.}$$

При этом максимальные напряжения возникают в местах приварки полок ребер верхней кольцевой пластины к обечайке и носят локальный характер.

В допустимых пределах находятся и перемещения упорных колец подшипников:



Рис. 5. Рабочее колесо ОГА-5 со стойками и лопастями, изготовленными механическим способом

вертикальные – $UZ_{\text{max}} = 1,364 \text{ мм} < UZ_{\text{доп}} = 5 \text{ мм}$;
 радиальные – $UR_{\text{max}} = 0,104 \text{ мм} < UR_{\text{доп}} = 1 \text{ мм}$
 чем обеспечивается безотказная работа подшипников.

Полностью выполнены и требования по прочности и работоспособности монтажных кронштейнов и болтов крепежа, где максимальные напряжения не превышают допустимое значение для стали РСД36:

$$\text{кронштейны} - \sigma_{\text{max}}^b = 44,7 \text{ МПа} < \sigma_{\text{доп}} = 236 \text{ МПа};$$

$$\text{болты крепежа} - \sigma_{\text{max}}^s = 76,7 \text{ МПа} < \sigma_{\text{доп}} = 236 \text{ МПа}.$$

В процессе разработки проекта конструкторы ПКБ “Севмаш” рассматривали вероятность возникновения аварийной ситуации, связанной с коротким замыканием на выводных шинах генератора, при которой на валу ротора и на статоре генератора кратковременно возникают взаимно уравновешенные моменты, в 3–5 раз превышающие номинальный расчетный момент. Передача этого момента с вала генератора на быстроходный вал мультипликатора и соответственно на его тихоходный вал и далее на турбину недопустима. Чтобы исключить подобную ситуацию специалисты “НИИЭС” предложили использовать между генератором и мультипликатором соединительную муфту с функцией проскальзывания. Филиал фирмы “Fleender” (г. Санкт-Петербург) совместно с ОАО “ПО “Севмаш” разработал необходимую конструкцию жесткой пластинчатой соединительной муфты с функцией проскальзывания в случае двукратного превышения номинального момента на валу генератора (рис. 3).

Учитывая опыт проектирования предыдущего гидроагрегата для Кислогубской ПЭС, когда специалисты столкнулись с проблемой возможного резонан-

са рамы генератора, конструкторы ОАО “ПО “Севмаш” разработали конструкцию новой, необычной (паукообразной) формы рамы (рис. 4) и произвели необходимые расчеты, в том числе и расчет частот свободных колебаний рамы.

В результате расчета МКЭ были определены первые десять собственных частот свободных колебаний рамы, значения которых приведены в таблице.

Возбуждение всех форм свободных колебаний рамы возможно только при резком внешнем воздействии, например торможении, а низшая собственная частота собственных колебаний рамы трансмиссии значительно превышает максимальную частоту вращения генератора: $f_1 = 26,08 \text{ Гц} > f_0 = 16,67 \text{ Гц}$, что свидетельствует о хорошей отстройке от резонансных колебаний.

Проектирование конструкций и узлов гидроагрегатов, выполнялось специалистами ПКБ с учетом необходимости проведения монтажа оборудования на месте эксплуатации станции, при этом большое внимание уделялось обеспечению собираемости (доступности для демонтажно-монтажных операций, особенно в межводоводном пространстве) и возможности послемонтажных испытаний элементов при сохранении у них всех параметров прочности и эксплуатационной надежности.

Учитывая организационно-исполнительную схему строительства Севрной ПЭС, конструкторы ПКБ ОАО “ПО “Севмаш” в составе рабочего проекта разработали документацию на упаковку изделий для транспортировки к месту монтажа, специальную монтажную оснастку, монтажно-наладочный ЗИП, закладные детали энергоблока и транспортные заглушки для обеспечения безопасного морского перегона корпуса блока от места изготовления к месту эксплуатации станции в губе Долгой.

С целью уменьшения стоимости и сокращения сроков выполнения работ по изготовлению гидротур-

Собственные частоты рамы трансмиссии

f_1 , Гц	f_2, f_3 , Гц	f_4 , Гц	f_5 , Гц	f_6 , Гц	f_7, f_8 , Гц	f_9, f_{10} , Гц
26,08	30,15	38,6	50,39	50,42	51,9	62,38

бин трехъярусных ОГА-5 по инициативе ОАО “ПО “Севмаш” (В. В. Бородин, В. А. Жепетов, В. А. Конов) и ОАО “НИИЭС” (Ю. Б. Шполянский) совместно с ОАО “ЦНИИ КМ “Прометей” (В. А. Малашевский) начаты работы по переводу заготовок сложнопрофильных лопастей, стоек рабочих колес и хвостовиков обтекателей, ранее подвергавшихся 100 %-ной механической обработке при изготовлении изделий (рис. 5), в поставочный профиль.

Другая задача — это применение в конструкции гидротурбин подшипников скольжения (рис. 6), что может значительно сократить металлоемкость, трудоемкость и сроки изготовления гидротурбин.

Еще одной перспективной проблемой, связанной с обеспечением качества установки элементов трехъярусных гидроагрегатов на месте эксплуатации и с уменьшением рисков по их доработке в процессе монтажа, является создание стенда контрольной сборки и испытаний гидроагрегатов на месте их изготовления.

Конструкции стенда в смежных (пограничных) с ОГА-5 районах в максимально возможном объеме должны имитировать конструкции железобетонного блока (в состав которого включены закладные секции гидроагрегатов). Материалы стенда — конструкционная углеродистая сталь с ЛКП, материал основания (фундамента) — конструкционная углеродистая сталь и железобетон. Стенд должен быть оснащен оборудованием и аппаратурой, обеспечивающей плавный пуск и вращение ОГА-5, технологическим оборудованием, необходимым энергообеспечением (электроэнергия, воздух низкого давления) и средствами пожаротушения.

К сожалению, учитывая металлоемкость конструкций стенда и необходимость значительных капитальных затрат при его строительстве, которые практически сопоставимы с затратами на изготовление гидроагрегатов, а также сроки его изготовления и ввода в эксплуатацию, реализация проекта по созданию стенда станет актуальной экономически обоснованной только при массовом изготовлении энергетического оборудования для крупных ПЭС.

Большой вклад в проектирование ортогональных гидроагрегатов внесли ученые ОАО “НИИЭС” Ю. Б. Шполянский, Б. Л. Историк, И. Н. Усачев и специалисты проектно-конструкторского бюро ОАО “ПО “Севмаш”, В. В. Ларионов, С. И. Семенов, В. П. Прохоров, А. И. Козич, А. Н. Пакулин, А. Н. Шумов, Л. Н. Константинов, Ю. П. Жданов, А. С. Голиков и др. Инженерный талант этих людей, их творческий подход к делу позволили найти много оригинальных и технически выверенных решений при проектировании и разработке документации ОГА-5 для комплектации наплавного энергоблока Кислогубской ПЭС (Малая Мезень), ОГА-0,6 для Соловецкой ГЭС, трехъярусного ОГА-5 для Северной ПЭС. Большой вклад в организацию проектных работ внесли начальник отдела А. А. Жадовский и ведущий инженер группы главного конструктора А. А. Сивков.

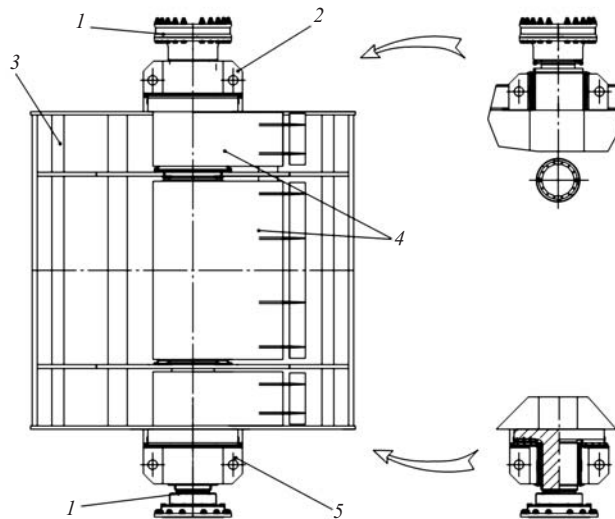


Рис. 6. Гидротурбина с подшипником скольжения:

1 — полмуфта; 2 — подшипниковый узел верхний; 3 — рабочее колесо; 4 — обтекатели; 5 — подшипниковый узел нижний

Выводы

Найдены все основные компоновочные решения типового ортогонального гидроагрегата для комплектации энергоблоков крупных ПЭС;

спроектированная конструкция технически реализуема на ОАО “ПО “Севмаш”;

основные конструктивные решения и технические характеристики гидроагрегата ОГА-5 подтверждены испытаниями и опытной эксплуатацией на Кислогубской ПЭС;

опыт эксплуатации трехъярусных ортогональных гидроагрегатов на Северной ПЭС позволит окончательно сделать их конструкцию удовлетворяющей условиям работы Мезенской ПЭС.

Список литературы

1. Бородин В. В., Жепетов В. А., Сивков А. А. Создание наплавного энергоблока ПЭС с ортогональной турбиной с диаметром рабочего колеса 5 метров // Малая энергетика. 2008.
2. Историк Б. Л., Шполянский Ю. Б. Перспективы использования ортогональных турбин на низконапорных гидроузлах // Гидротехническое строительство. 1993. № 11.
3. Спирихин С. А. Надводные корабли, суда, подводные лодки постройки завода № 402 — ФГУП “ПО “Севмаш”: Справочник. СПб.: Правда Севера, 2007.
4. Усачев И. Н., Шполянский Ю. Б., Историк Б. Л., Пастухов В. П., Кондрашов Ю. В., Бородин В. В., Савченко С. Н., Кушнерик В. И. Сооружение типового наплавного энергоблока для приливных электростанций // Гидротехническое строительство. 2007. № 9.
5. Усачев И. Н., Шполянский Ю. Б., Историк Б. Л., Семенов И. В., Соболев Ю. С., Савченко С. Н., Мариничев Н. И. Приливная энергетика России // Малая энергетика. 2008.
6. Шполянский Ю. Б., Историк Б. Л., Усачев И. Н., Соболев Ю. С. Математические и натурные исследования нового ортогонального гидроагрегата для приливных электростанции и низконапорных ГЭС // Малая энергетика. 2008.

Численное моделирование волны прорыва плотины Краснодарского водохранилища

Беликов В. В., доктор техн. наук, Васильева Е. С., инженер,

Прудовский А. М., доктор техн. наук (ОАО “НИИ энергетических сооружений”)

Краснодарское водохранилище на р. Кубани — федеральная собственность — эксплуатируется ФГУ “Краснодарское водохранилище”, подчиненным МПР РФ. Уровень безопасности его гидротехнических сооружений по классификации, соответствующей “Инструкции о ведении Российского регистра гидротехнических сооружений” от 12.07.99, оценивается как *пониженный*. За период эксплуатации водохранилища (с 1973 г.) на отдельных участках земляной плотины происходили различного рода аварии [1]. Анализ риска аварий показал, что наиболее негативное воздействие с катастрофическими последствиями (человеческими жертвами, экономическими и экологическими ущербами на территории Нижней Кубани) связано с возможностью прорыва плотины.

В настоящей работе приводятся некоторые результаты исследований по математическому моделированию волны прорыва напорного фронта плотины Краснодарского водохранилища, выполненных в ОАО “НИИЭС” и ООО “НПП “Аквариус” в 2004, 2006 и 2008 гг. [2 – 5]. Разработаны сценарии гидродинамической аварии. Создана цифровая модель

рельефа местности чаши Краснодарского водохранилища и нижнего бьефа (до станции Елизаветинская) протяженностью около 80 км. Проведены расчеты волны прорыва с применением двумерных уравнений Сен-Венана и двух различных моделей развития прорана. Получены и нанесены на картографическую основу зоны, уровни и глубины затопления, рассчитаны скорости течения и время добега прорывной волны. Результаты использованы при планировании вариантов перспективной застройки г. Краснодара и обосновании проекта реконструкции Краснодарского гидроузла (ЖГУ).

Объект и задачи исследований. Краснодарское водохранилище расположено в среднем течении р. Кубани, в 248 км от ее устья непосредственно выше г. Краснодара (рис. 1). Водоохранилище с площадью зеркала 394 км² (при НПУ) и полной емкостью 2,91 млрд. м³ (при ФПУ) имело на момент расчетов полезную емкость около 2 млрд. м³. Емкость противопаводковой призмы — 0,64 млрд. м³, мертвый объем — 0,19 млрд. м³. Расчетные уровни воды в водохранилище: НПУ — 33,65 м; ФПУ — 35,23 м; УМО — 25,85 м. Средняя глубина водо-

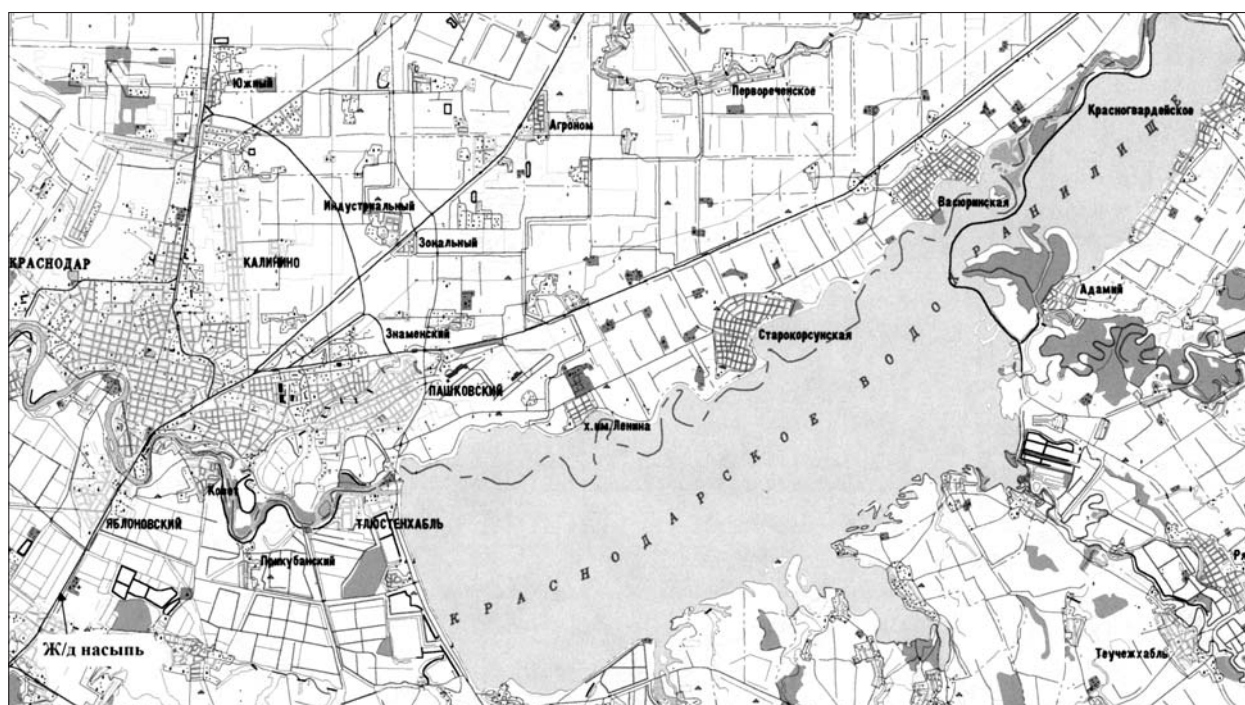


Рис. 1. Электронная топографическая карта района Краснодарского водохранилища

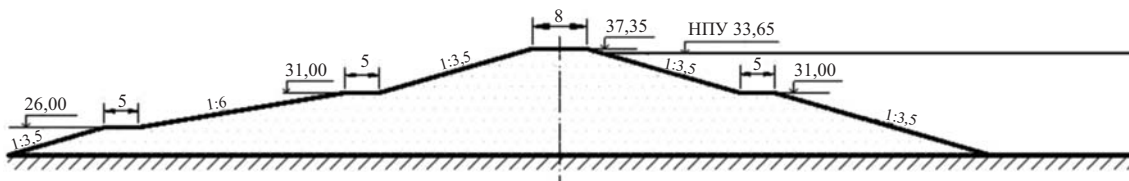


Рис. 2. Схематический разрез по поперечной оси плотины Краснодарского гидроузла

хранилища при НПУ — 5,8 м, длина — 46 км, средняя ширина — 8,7 км. Суммарная длина сооружений напорного фронта составляет около 23 км, в том числе: земляная плотина 11,4 км; правобережная оградительная дамба 11,4 км; бетонные сооружения (водосливная плотина, шлюз, водозабор) в сумме 0,1 км.

Земляная плотина (рис. 2) возведена из суглинков и легких глин на длине 4,4 км, а на длине 6,7 км — из мелко- и среднезернистых песков, на переходном участке, где и возможен прорыв, тело плотины состоит частично из связных, частично из песчаных грунтов. Существенной особенностью нижнего бьефа КГУ является перегораживающая широкую левобережную пойму железнодорожная насыпь, которая в средней части имеет понижение, и железнодорожный мост через р. Кубань с шириной пролета 290 м. Русло реки на рассматриваемом участке отделено от поймы дамбой (валом), предотвращающей затопление поймы при сбросе воды в нижний бьеф плотины с расходами до 1500 м³/с.

Согласно нормативным документам, при обосновании высотно-планировочных решений застройки пойменных территорий необходим расчет волны прорыва. По СНиП 2.01.51-90 “Инженерно-технические мероприятия гражданской обороны” в существующих городах запрещается размещение новых жилых районов в зонах возможного катастрофического затопления. В соответствии с СНиП 2.07.01-89 * “Градостроительство. Планировка и застройка городских и сельских поселений” зонами катастрофического затопления считаются территории, на которых затопление имеет глубину более 1,5 м и может повлечь за собой разрушение зданий и сооружений, гибель людей, вывод из строя оборудования предприятий.

Основной целью исследований 2004 г. [2, 3] было определение параметров затопления территории в пределах г. Краснодара при прохождении волны прорыва, вызванной частичным разрушением плотины Краснодарского водохранилища. Важность задачи предопределялась тем, что часть существующих городских районов и планируемые участки перспективной застройки (в районе Новой Адыгеи) могут попасть в зону затопления, что диктует необходимость их инженерной защиты. Отметим, что проблема обеспечения гидрологической безопасности при застройке пойменных террито-

рий весьма актуальна и рассматривалась нами также для Подмосковья, городов Пермь и Ростов-на-Дону [6, 7].

В работе, выполненной в 2006 г. [4], производилось определение параметров волны прорыва, вызванной частичным разрушением плотины при повышенном до 36,5 м ФПУ. Целью работы 2008 г. было сопоставление результатов расчета волны разлива по апробированной методике [8] и по новому способу прямого численного моделирования развития прорыва в грунтовой плотине [5] на примере Краснодарского гидроузла.

Методика численного моделирования. Методика расчетов разрабатывалась и совершенствовалась с учетом поставленных целей и особенностей рассматриваемого объекта исследований. В ОАО “НИИЭС” в течение многих лет проводится компьютерное моделирование волн прорыва при авариях напорных фронтов гидроузлов. Разработаны и зарегистрированы в Роспатенте комплексы программ “БОР” и “Ущерб от паводков” [11, 12], основанные на численном решении двумерных уравнений Сен-Венана (уравнений мелкой воды) на адаптивных треугольно-четырёхугольных сетках. Применение алгоритма типа схемы С. К. Годунова обеспечивает расчет бурных потоков, гидравлических прыжков и течений по сухому дну сквозным образом без возникновения численных осцилляций и отрицательных глубин [13, 14]. Программы позволяют проводить расчеты водных объектов большой протяженности со сложной батиметрией и очертаниями в плане с учетом дорог, мостовых переходов, берегозащитных дамб и других сооружений.

При подготовке исходных данных и визуализации результатов (глубин затопления, скоростей течения) широко применяются технологии геоинформационных систем (ГИС), электронные топографические карты, радарные матрицы высот и космические снимки [7, 15, 16]. За период с 2001 г. выполнены расчеты волн прорыва более чем для 20 гидроузлов, в том числе Красноярского, Братского, Новосибирского, Горьковского, Куйбышевского, Саратовского, и др. [3, 6, 7, 13 – 16]. На расчеты для Камского, Угличского, Рыбинского, Цимлянского и Пироговского гидроузлов, Сходненской ГЭС получены положительные экспертные заключения Федерального центра науки и высоких технологий МЧС России.

Для определения интенсивности расширения прорана в плотине из несвязного материала в ОАО “НИИЭС” [8] получена зависимость, подтвержденная результатами многих экспериментов:

$$\frac{dB}{dt} = K_p \frac{h^{2,5}}{\Omega}, \quad (1)$$

где $B(t)$ — ширина прорана в момент времени t ; Ω — площадь поперечного сечения плотины; $h(t)$ — разность уровня воды в верхнем бьефе и отметки основания плотины. Коэффициент интенсивности размыва K_p зависит от свойств материала тела плотины. Для песчаных грунтов он близок к $0,07 \text{ м}^{0,5}/\text{с}$.

Для описания процесса формирования прорана уравнение (1) дополняется некоторыми зависимостями, позволяющими замкнуть математическую модель и получить искомую ширину прорана как функцию времени [8].

В практике для грунтовой плотины расчет распространения волны прорыва с применением программы “БОР” [11] производится следующим образом. На первом этапе по методике [8], рассчитывается динамика развития прорана, т.е. определяется зависимость изменения размеров прорана от времени. На втором этапе по программе “БОР” проводится совместное численное моделирование течения в водохранилище и нижнем бьефе гидроузла при заданном законе развития прорана во времени [14]. Такой подход позволяет более точно рассчитывать условия в верхнем бьефе (особенно для узких вытянутых в длину водохранилищ) и подтопление со стороны нижнего бьефа, которое часто имеет место, по крайней мере, для равнинных условий. В результате максимальные расходы разлива обычно получаются несколько меньше, чем рассчитанные непосредственно по [8].

Методика [8] имеет некоторые ограничения областей применимости. В частности, она не учитывает особенностей начального периода формирования прорана. В ряде известных программных комплексов расчета волн прорыва, в том числе в “МІКЕ-11” [9], применяются достаточно примитивные модели развития прорана, не соответствующие физическому механизму формирования прорана и дающие большие отклонения от параметров реальных явлений [10]. Отмеченные обстоятельства свидетельствуют о необходимости дополнительной разработки моделей развития проранов, более адекватных реальным процессам.

В последнее время в ОАО “НИИЭС” разработан метод прямого численного моделирования развития прорана в грунтовой плотине, основанный на решении системы дифференциальных уравнений в

частных производных, описывающих перенос грунта в потоке и изменение отметки дна прорана с учетом эффектов сползания подводных и обрушения надводных откосов [5]:

$$\frac{\partial hS}{\partial t} + \frac{\partial USh}{\partial x} + \frac{\partial VSh}{\partial y} = -K(S - S_n); \quad (2)$$

$$(1-p)\frac{\partial Z}{\partial t} = K(S - S_n) + \frac{\partial}{\partial x} D \frac{\partial Z}{\partial x} + \frac{\partial}{\partial y} D \frac{\partial Z}{\partial y}; \quad (3)$$

$$K = \begin{cases} \alpha U_* + (1-\alpha)W, & U_* \geq W \\ W, & U_* \leq W \end{cases}, \quad 0 \leq \alpha < 1.$$

$$D = D_1 + D_2 + D_3, \quad D_1 = \beta_0 S h W;$$

$$D_2 = \beta_1 \sqrt[4]{\left(\frac{\text{tg } \gamma}{\text{tg } \varphi}\right)^2} - 1, \quad \gamma > \varphi, \quad h > 0;$$

$$D_3 = \beta_2 \sqrt[4]{\left(\frac{\text{tg } \gamma}{\text{tg } \varphi_c}\right)^2} - 1; \quad \gamma > \varphi_c, \quad h = 0;$$

$$S_H = \alpha_1 \frac{(U_* - U_{*N})^2}{2gh} \left(\frac{0.13}{\text{tg } \varphi} + 0.01 \frac{|U|}{W} \right), \quad (4)$$

где h — глубина воды; U , V — составляющие скорости по оси X и Y ; S — объемная концентрация частиц наносов в потоке; S_n — равновесная концентрация частиц (концентрация насыщения), принимаемая по модифицированной формуле Бэгнольда (4); K — коэффициент вертикального обмена наносами между дном и потоком; p — пористость грунта; γ — угол откоса грунта; φ , φ_c — углы естественного откоса грунта под водой и над водой в теле плотины; W — гидравлическая крупность грунта; U_* , U_{*N} — динамическая и несдвигающая динамическая скорости течения соответственно; α , α_1 , β_0 , β_1 , β_2 — эмпирические коэффициенты, определяемые по экспериментальным и натурным данным.

Уравнения (2), (3) описывают конвективный перенос частиц грунта потоком, взмыв и осаждение наносов в неравномерном потоке, изменение отметок дна во времени с учетом эффекта выполаживания (поперечной диффузии) подводного откоса в направлении, ортогональном вектору скорости [17]. По аналогии с подводным откосом для надводного откоса, угол которого превышает угол предельной устойчивости грунта, также выбрана диффузионная модель. В рамках решаемой задачи

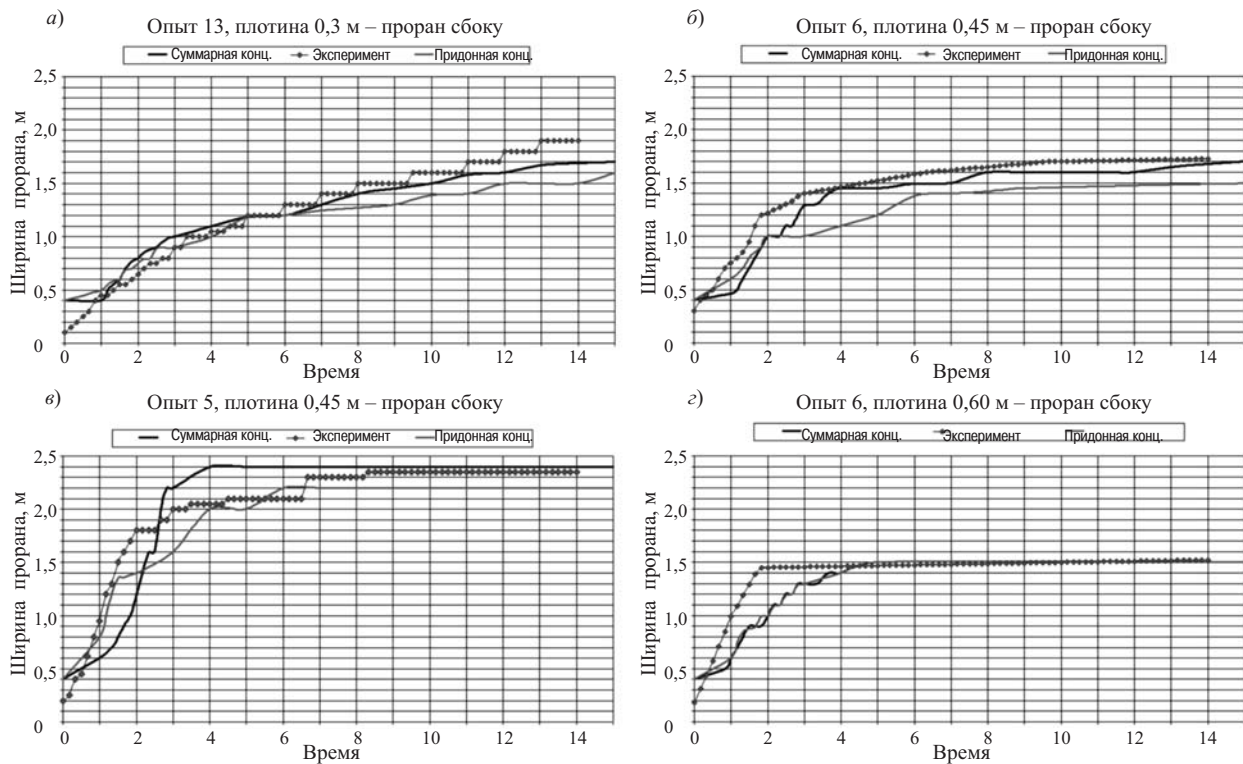


Рис. 3. Сопоставление развития ширины прорана, определенной по новой методике, с данными экспериментов

по развитию прорана в первом приближении не ставится цель детального описания процесса обрушения откосов (который носит квантованный характер [8, 18]), а лишь приближенно моделируется перенос грунта из надводного положения в подводное с выполнением закона сохранения массы.

В качестве начальных условий для моделирования берутся начальная поверхность дна $Z(x, y, 0)$, соответствующие ей мгновенные поля скорости $V(x, y, 0)$, глубины $h(x, y, 0)$ и концентрации $S(x, y, 0)$, на жидких границах задаются расходы воды и наносов и/или уровни водной поверхности. Численное интегрирование системы уравнений (2), (3) относительно концентрации наносов и отметок дна, выполненное совместно с решением двумерных уравнений Сен-Венана, позволяет моделировать развитие прорана в грунтовых плотинах без использования дополнительных гипотез.

Предложенная модель была проверена по экспериментальным данным по размыву продольного подводного откоса [17], распространению волны прорыва над деформируемым дном, экспериментах ОАО «НИИЭС» [18]. Последние выполнялись в прямоугольном лотке длиной 25,0 м и шириной 3,48 м, в котором устраивалась однородная грунтовая плотина из среднезернистых песков. В численных экспериментах расчетная область покрывалась равномерной прямоугольной сеткой, размер ячеек которой составил 10×10 см [5]. Было проведено семь вариантов расчетов для плотины высотой

0,30; 0,45 и 0,60 м. По результатам расчетов проводилось сопоставление ширины раскрытия прорана по гребню плотины для различных вариантов расчетов и данных экспериментов (рис. 3). По графикам можно судить, что результаты расчета по новой модели в целом удовлетворительно совпадают с данными экспериментов. Характер размыва численной модели грунтовой плотины высотой 0,30 м в некоторые моменты времени представлен на рис. 4. При раскрытии прорана происходит обрушение его откосов, грунт из тела плотины сносится потоком в нижний бьеф и частично откладывается в форме овала, что и наблюдалось в экспериментах (рис. 5).

Компьютерная модель бьефов Краснодарского гидроузла. Исходными данными для построения модели являлись:

- электронная топографическая карта рассматриваемого участка М 1:200 000;
- растровые топографические карты М 1:25 000;
- лоцманские карты р. Кубани М 1:10 000;
- кривая связи объемов и уровней воды в Краснодарском водохранилище;
- геометрические и технические параметры водоподпорных сооружений;
- значения величин паводковых расходов различной обеспеченности и пропускная способность Краснодарского ГУ при НПУ и ФПУ.

При построении компьютерной модели участка долины производилось формирование цифрового

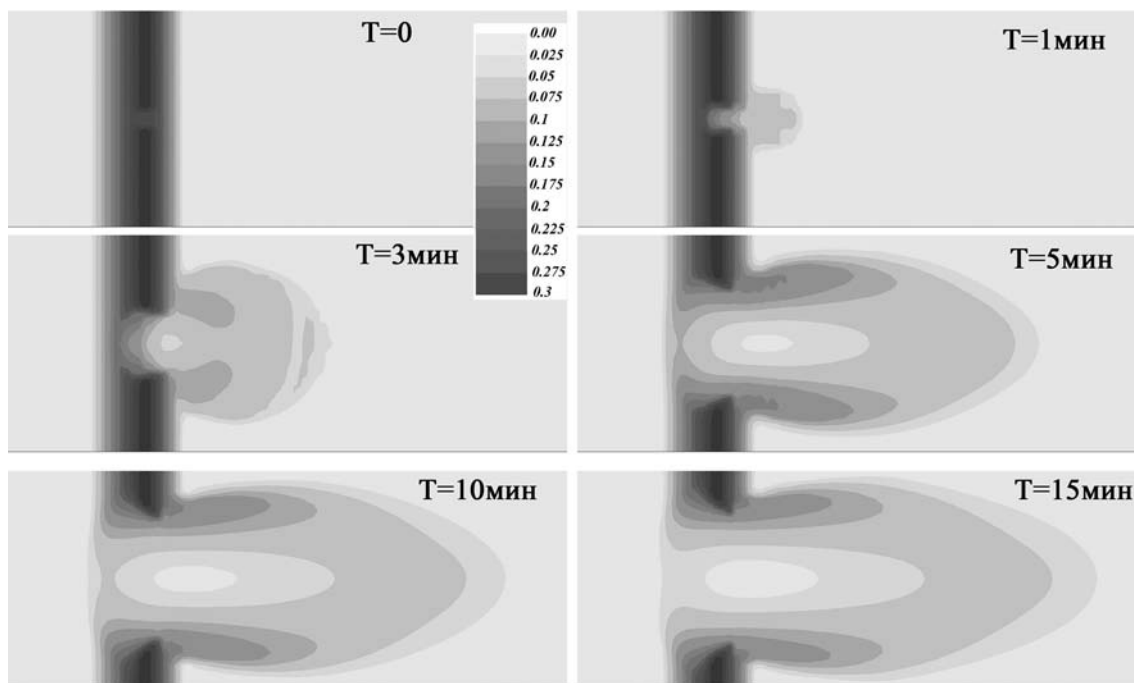


Рис. 4. Стадии размыва численной модели грунтовой плотины высотой 0,30 м на некоторые моменты времени в плане

рельефа. Электронная топографическая карта совмещалась с векторизованными лощманскими картами р. Кубани и растровыми топографическими картами. Затем формировался единый файл рельефа в виде набора точек в декартовых координатах X, Y, Z . В результате построена цифровая модель рельефа акватории Краснодарского водохранилища и нижнего бьефа Краснодарского гидроузла общей протяженностью около 80 км с учетом пойменных участков, подвергающихся затоплению при высоких паводках и волнах прорыва.

Для построения расчетных гибридных сеток применялась специально разработанная методика. В итоге для расчетов 2004 г. была построена сетка, содержащая около 48 тыс. ячеек с длинами сторон от 50 до 1000 м в водохранилище и от 40 до 500 м в нижнем бьефе. Аналогичная сетка использовалась и в расчетах 2006 г. В расчетах 2008 г. для обеспе-

чения возможности детального моделирования развития прорана появилась необходимость сильно сгустить сетку (до ячеек размером 10×20 м) на участке предполагаемого развития прорана и на участке возможного перелива через железнодорожную насыпь (рис. 6).

Ввиду отсутствия данных по уровням и уклонам водной поверхности при расходах воды, превышающих $1500 \text{ м}^3/\text{с}$, было решено на основании опыта многочисленных расчетов других объектов принять следующие значения коэффициентов шероховатости в формуле Маннинга: на пойме $n = 0,06$; в русле р. Кубани и в водохранилище $n = 0,025$.

Результаты расчетов, выполненных в 2004, 2006 гг. В работе [2] (см. также [3]) была произведена оценка последствий прорыва плотины в русловой ее части и на пойме на участке, где были обнаружены дефекты тела плотины. Рассмотрение возможных сценариев гидродинамической аварии показало, что развитие прорана в русловой части плотины ограничивается размерами входа в аванпорт, к которому примыкает русловая часть. Дамбы аванпорта составлены из крупных железобетонных блоков, что предотвращает существенное расширение входа в аванпорт.

Расчеты волн излива при образовании прорана в русловой и пойменной частях плотины были выполнены при уровнях верхнего бьефа, равных 33,65 м (НПУ) и 35,23 м (ФПУ). Было выяснено, что сооружения аванпорта весьма существенно лимитируют значение максимального расхода, поэтому в дальнейших расчетах как наиболее вероятный



Рис. 5. Форма прорана после завершения эксперимента

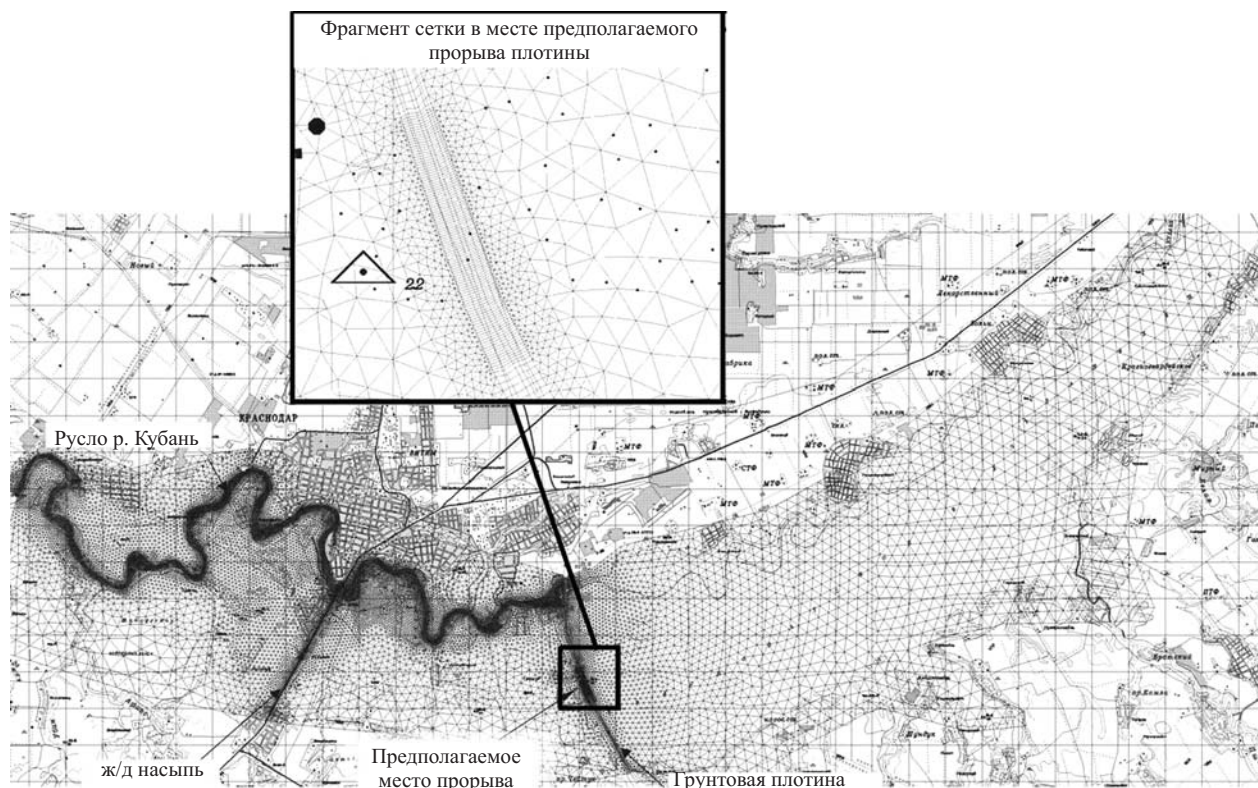


Рис. 6. Гибридная сетка в расчетной области (52 356 ячеек)

(в связи с конструктивными недостатками плотины) и как наиболее тяжелый по последствиям рассматривался сценарий развития прорана в пойменной части плотины.

По результатам расчетов 2004 г. были сделаны следующие выводы:

1. Разработаны сценарии и проведены расчеты возможных аварийных ситуаций на Краснодарском гидроузле, связанных с прорывом напорного фронта. Для всех сценариев характерны высокие уровни и большие площади затопления. При образовании прорана в пойменной части плотины при ФПУ максимальный расход через проран достигнет $30\,200\text{ м}^3/\text{с}$, ширина бреши — 1100 м, максимальные уровни затопления выше железнодорожной насыпи — от 27,0 м до 25,5 м, с низовой стороны моста и в районе Новая Адыгея — 22,5 м и 22 м соответственно. Скорости течения в русле в ближней зоне незначительны, скорости в подмостовом отверстии — до 7 м/с. Глубины затопления поймы между плотиной водохранилища и железнодорожной насыпью достигают 5–7 м, ниже насыпи — 3–4 м. Это указывает на сильное влияние железнодорожной насыпи на уровни затопления на участке местности между ней и плотиной водохранилища. При прорыве при НПУ расход излива через проран достигнет максимального значения $23\,500\text{ м}^3/\text{с}$ через 9 ч после начала аварии. Этот расход примерно в 15 раз превосходит расход природного паводка повторяемостью 1 %.

2. При прорыве в русловой части волна прорыва с опережением идет по руслу р. Кубани и постепенно выходит на пойму, происходит подпор со стороны железнодорожной насыпи, затопляются окраины г. Краснодара. Через 18 ч волна доходит до Елизаветинской протоки. При прорыве пойменной части плотины волна сначала распространяется по пойме и затем достигает русла, происходит подпор со стороны железнодорожной насыпи, затопляются окраины г. Краснодара. До Елизаветинской протоки волна доходит через 20 ч.

3. Средние и сильные разрушения и человеческие жертвы возможны лишь вблизи места образования прорана в прирусловой части, а также на левобережной пойме. Отдельные районы г. Краснодара в основном будут подтоплены с относительно небольшими скоростями течения, что не приведет к катастрофическим разрушениям, но принесет большой экономический и социальный ущерб.

4. Проведенные исследования показали, что необходима разработка мероприятий по защите затопляемых территорий г. Краснодара от волны прорыва.

При проектной разработке вопросов обеспечения безопасности Краснодарского гидроузла было обращено внимание на нежелательность перелива через дамбы обвалования русла р. Кубани (прирусловые валы) при существенном притоке воды в водохранилище, что обеспечивается ограничением сброса из водохранилища зимой $1200\text{ м}^3/\text{с}$ и летом

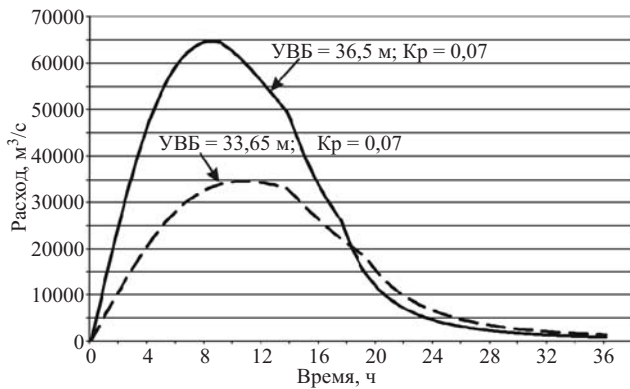


Рис. 7. Гидрографы расходов через проран при разных уровнях Краснодарского водохранилища

1500 м³/с. Такое ограничение возможно, если предусмотреть возможность аккумуляции в водохранилище сверх уровня, не превышающего 28,0 м, призмы воды до уровня 36,5 м. Выполненные в 2006 г. расчеты предоставили возможность оценить условия прорыва плотины без изменения ее конструкции при увеличении начального уровня воды в водохранилище до 36,5 м.

В результате проведенных расчетов на первом этапе были определены зависимости расходов воды через проран и увеличения размеров прорана во времени по методике [8], приведенные на рис. 7, 8. Из рис. 7 видно, что расход излива достигает максимального значения, равного 65 000 м³/с через 9 ч после начала развития прорана, т.е. более чем в два раза превосходит расход при прорыве при ФПУ для существующих условий. Максимальная величина прорана достигает 1770 м.

При совместном расчете верхнего и нижнего бьефов по двумерным уравнениям Сен-Венана (на втором этапе) максимальный расход излива уменьшается до 60 000 м³/с, однако остается очень большим, что приводит к катастрофическим затоплениям нижнего бьефа, причем как левобережной поймы, так и г. Краснодара. Максимальные уровни затопления в ближней зоне (до железнодорожной насыпи) составляют от 27 до 29 м, что приводит к

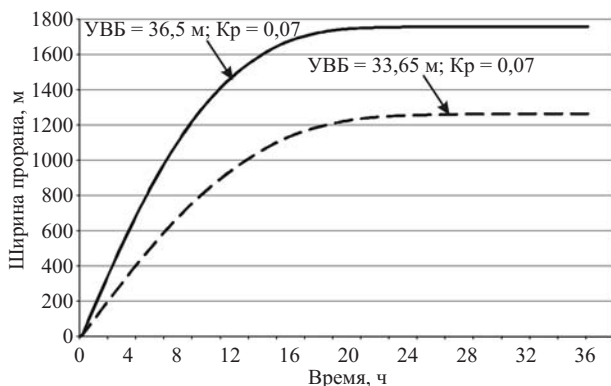


Рис. 8. Ширина прорана во времени при разных уровнях Краснодарского водохранилища

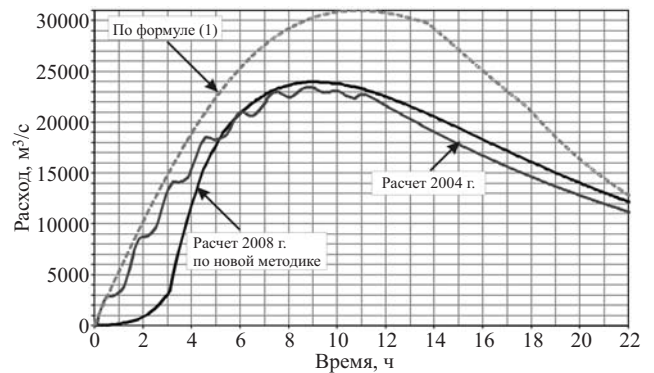


Рис. 9. Гидрографы расхода через проран в пойменной части плотины Краснодарского гидроузла, рассчитанные различными способами

затоплению значительной территории г. Краснодара. Эти уровни на 1,5 – 2 м выше уровней затопления, полученных в расчетах 2004 г. при прорыве при НПУ, глубины затопления окраин г. Краснодара достигают 3 – 5 м. Также затоплены поселки, расположенные на левом берегу р. Кубани. В среднем скорости течения на пойме достигают 2 – 3 м/с, однако скорость течения под железнодорожным мостом достигает 8 м/с, что приведет к разрушению мостового перехода.

Выполненные в 2006 г. расчеты условий прорыва плотины с однородным телом указывают на крайнюю тяжесть этих условий. Поэтому предложено при повышении уровня гребня плотины исключить возможность прорыва плотины даже при наличии серьезных причин ее повреждения. Для этого рекомендовано закрепить гребень плотины мощной железобетонной плитой, прочность которой обеспечивается, например, при падении на гребень самолета, с переходом крепления на откосы плотины.

Результаты расчетов, выполненных в 2008 г.

Эти расчеты проводились по новой методике прямого численного моделирования развития прорана [5]. При этом уровень верхнего бьефа принимался равным проектному НПУ. Грунтовая дамба Краснодарского водохранилища и железнодорожная насыпь задавались размываемыми по всей длине. Местоположение прорана на пойменной части плотины определялось начальной воронкой размерами 20 × 20 м и глубиной 5 м.

На рис. 9 представлены гидрографы излива через проран, рассчитанные: непосредственно по методике [8] с вычислением расхода через проран по формуле водослива с широким порогом; по модифицированной методике, в которой закон расширения прорана задавался по [8], а расчет волны прорыва производился по двумерным уравнениям Сен-Венана; по новой методике. Видно, что расчет по [8] дает значительно завышенные значения расходов. Два других расчета дают очень близкие мак-

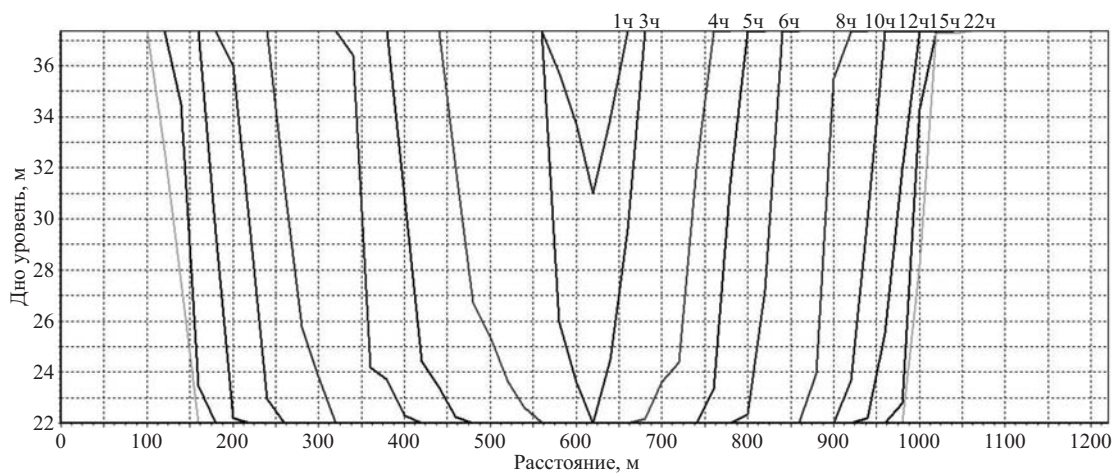


Рис. 10. Продольный разрез по створу прорана в плотине Краснодарского гидроузла

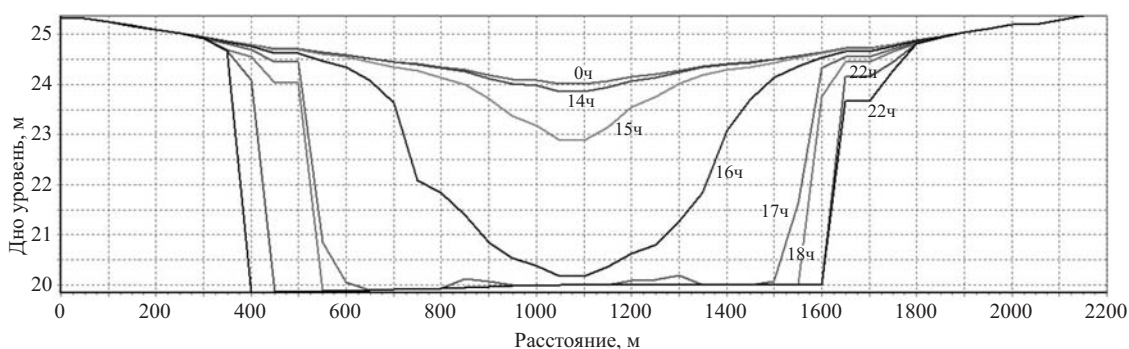


Рис. 11. Сечение прорана вдоль полотна разрушенной железной дороги

симальные расходы излива, однако расчет по новой методике учитывает начальную стадию развития прорана (врезку по глубине), которая продолжается около 3 ч. За это время можно успеть оповещение населения и избежать человеческих жертв.

На рис. 10 приведен разрез по створу прорана в плотине Краснодарского гидроузла. В течение первых трех часов происходит “врезка” прорана до основания плотины, затем проран развивается только в ширину, за 16 ч проран достигает максимальной ширины раскрытия 940 м. При раскрытии прорана возникает волна прорыва, которая постепенно затопливает левобережную пойму и скатывается в русло. Со стороны железнодорожной насыпи через 9 ч после начала прорыва возникает подпор, еще через 4 ч в месте пониженных отметок железной дороги происходит перелив через нее. Насыпь начинает размываться по всей длине участка перелива и образуется проран, максимальная ширина которого достигает 1,5 км. Продольное сечение разрушенной дороги приведено на рис. 11.

Учет размыва железнодорожной насыпи дает более реалистичный сценарий распространения волны прорыва в нижнем бьефе. Это приводит к

некоторому снижению максимальных уровней и глубин затопления выше дороги, но к повышению максимальных глубин затопления поймы ниже по течению. На рис. 12 представлена динамика волны прорыва, рассчитанная по новой методике. Результаты расчетов достаточно хорошо согласуются с полученными ранее результатами, но позволяют учесть такие эффекты, как начальную стадию развития прорана и размыв железнодорожной насыпи. Учет последнего обстоятельства оказывается существенным для гидроузлов, в нижних бьефах которых расположены мостовые переходы, перегораживающие пойму.

Выводы

1. Выполненные с применением современных апробированных методик варианты расчеты волны прорыва напорного фронта Краснодарского гидроузла показали, что при рассмотренных сценариях гидродинамической аварии для существующих условий произойдет образование прорана в грунтовой левобережной плотине шириной брешы от 940 до 1100 м, максимальный расход через проран составит от 23 500 до 30 200 м³/с, максимальные

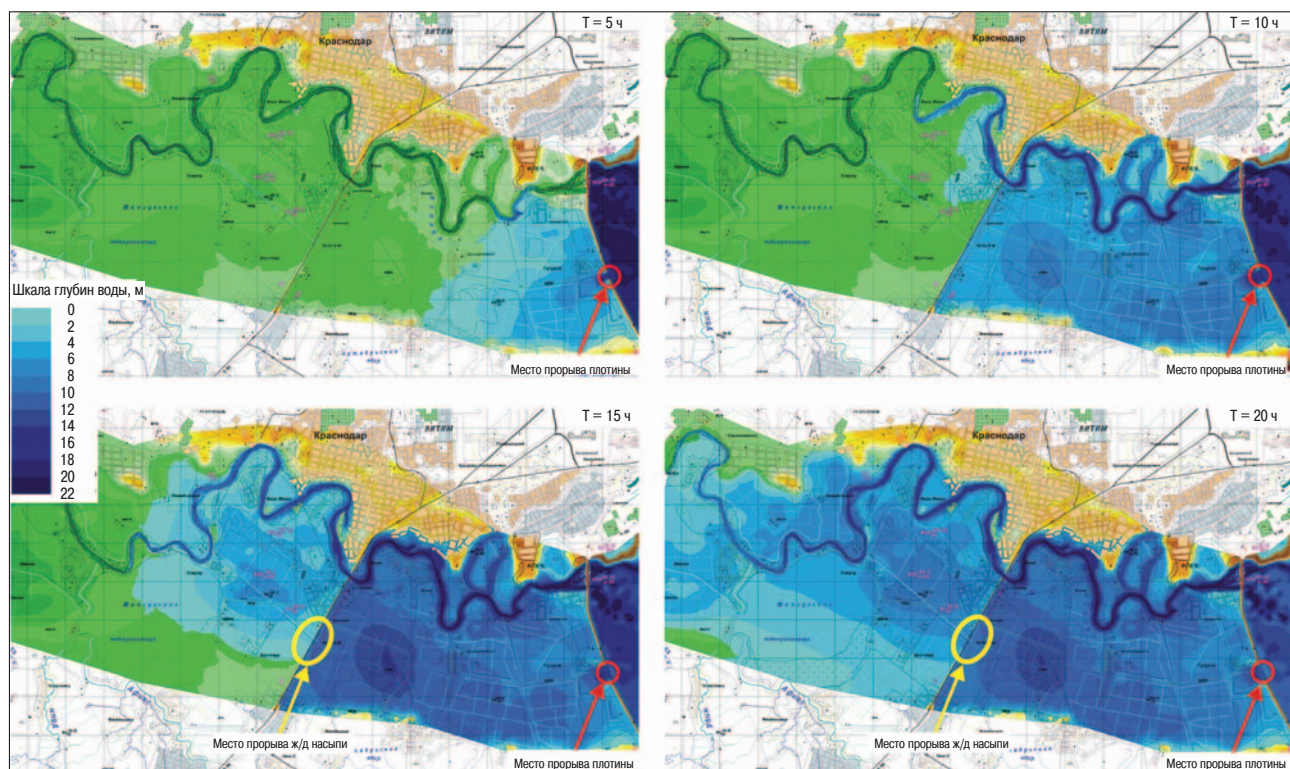


Рис. 12. Глубины затопления в нижнем бьефе Краснодарского гидроузла на различные моменты времени

уровни затопления выше железнодорожной насыпи — от 27,0 до 25,5 м, с низовой стороны моста и в районе Новая Адыгея — 22,5 и 22 м соответственно.

2. Параметры волны излива через проран коренным образом зависят от начального уровня воды в водохранилище. Назначение максимального уровня верхнего бьефа равным 36,5 м резко утяжеляет последствия прохождения прорывного паводка. При этом размер прорана увеличится до 1770 м, максимальный расход излива достигнет $60\,000\text{ м}^3/\text{с}$. Максимальные уровни затопления в ближней зоне (до железнодорожной насыпи) составляют от 27 до 29 м, что приводит к затоплению значительной территории г. Краснодара. Эти уровни на 1,5–2 м выше уровней затопления, полученных в расчетах 2004 г. при прорыве при НПУ, глубины затопления окраин г. Краснодара достигают 3–5 м. Также затоплены поселки, расположенные на левом берегу р. Кубани.

3. Ввиду крайней тяжести условий прорыва плотины при повышенных УВБ предложено при повышении уровня гребня исключить возможность прорыва плотины даже при наличии серьезных причин ее повреждения. Для этого рекомендовано закрепить гребень плотины мощной железобетонной плитой, прочность которой обеспечивается, например, при падении самолета, с переходом крепления на откосы плотины.

4. Вследствие образования прерывной волны велика вероятность обрушения пролетных строений железнодорожного моста через р. Кубань и прорыва насыпи на пойме. В связи с этим целесообразно, на наш взгляд, рассмотреть вопрос об устройстве эстакад на железнодорожном пути, что существенно уменьшит глубины затопления г. Краснодара.

5. Справедливость разработанных в ОАО «НИИЭС» методов расчета развития проранов в плотинах из несвязных материалов подтверждена данными подробных экспериментов. При этом отмечено преимущество над эмпирической связью (1) метода прямого численного моделирования развития прорана (2, 3), в том числе из-за возможности оценить излив через проран на начальной стадии его формирования.

Список литературы

1. Декларация безопасности краснодарского водохранилища. Регистрационный номер МЧС России 23.2. Краснодар, 2004.
2. Беликов В. В., Прудовский А. М., Третьюхина Е. С. и др. Выполнение инженерно-гидрологических расчетов с учетом сооружений, необходимых для защиты территории г. Краснодара от наводнений: Отчет ООО «НПП «Аквариус». — М., 2004.
3. Беликов В. В., Третьюхина Е. С., Никитина Н. В. Компьютерное моделирование волны прорыва при разрушении грунтовых плотин // Проблемы прогнозирования чрезвычайных ситуаций (IV научно-практ. конф. 19–20 окт. 2004 г. — М: МТП-инвест, 2005. С. 284–291.

4. *Беликов В. В., Середавкин В. П., Третьюхина Е. С.* и др. Определение формирования прорана и оценка пропускной способности прорана в напорном фронте Краснодарского гидроузла при его современном состоянии и при выполнении реконструкции / НТО ООО “НПП “Аквариус”. — М., 2006.
5. *Васильева Е. С.* Прямое численное моделирование развития прорана в грунтовой плотине // Сб. тр. IV научно-практ. конф. Русгидро. — С.-Пб., 2009.
6. *Беликов В. В., Третьюхина Е. С., Никитина Н. В.* Обеспечение гидрологической безопасности при застройке пойменных территорий // Тр. межд. научно-практ. конф. “Роль природообустройства в обеспечении устойчивого функционирования и развития экосистем”. Ч. II. — М.: МГУП, 2006. С. 175 – 182.
7. *Беликов В. В., Кочетков В. В., Борисова Н. М.* и др. Применение ГИС-технологий и специализированных баз данных при численном моделировании экстремальных затоплений поймы Нижнего Дона // Тр. научно-практ. конф. “Управление водно-ресурсными системами в экстремальных ситуациях”. — М., 2008. С. 121 – 125.
8. *Прудовский А. М.* Образование прорана при прорыве земляной плотины // Безопасность энергетических сооружений. — М.: НИИЭС, 1998. № 2 – 3. С. 67 – 79.
9. *MIKE II Modelling System for Rivers and Channels. Reference Manual, User Guide.* DHI Software 2003.
10. *Morris M. W., Hasson M.* Breach Formation through Embankment Dam&Flood Deference Embankments: A. State of the Art Review — IMPACT Projekt Workshop № 1. Wallingford. 2002.
11. *Беликов В. В., Милитеев А. Н., Кочетков В. В.* Комплекс программ для расчета волн прорыва (БОР) / Российское агентство по патентным и товарным знакам. Свид-во об официальной регистрации программы для ЭВМ № 2001610638. — М., 2001.
12. *Беликов В. В., Милитеев А. Н., Кочетков В. В.* Комплекс программ “Ущерб от паводков” для расчета зон затоплений и ущербов от наводнений и паводков. / Роспатент. Свид-во об официальной регистрации программы для ЭВМ № 2003612595. — М., 2003.
13. *Беликов В. В., Семенов А. Ю.* Численный метод распада разрыва для решения уравнений теории мелкой воды // Журнал вычислительной математики и математической физики. 1997. Т. 37. № 8. С. 1006 – 1019.
14. *Беликов В. В.* Моделирование динамики развития прорана при сквозном счете на гибридных сетках // Тр. Международного Симпозиума IАНR “Гидравлические и гидрологические аспекты надежности и безопасности гидротехнических сооружений”. — СПб., 2002 (CD-ROM).
15. *Беликов В. В., Милитеев А. Н., Прудовский А. М.* и др. Оценка параметров прорывного паводка при составлении декларации безопасности ГТС // Изв. ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева. Гидравлика гидротехнических сооружений. 2002. Т. 240. С. 145 – 151.
16. *Беликов В. В., Милитеев А. Н., Прудовский А. М.* и др. Использование электронных топографических карт для оценки ущерба от катастрофических паводков // Безопасность энергетических сооружений. — М.: ОАО “НИИЭС”, 2003. Вып. 11. С. 434 – 442.
17. *Милитеев А. Н., Базаров Д. Р.* Математическая модель для расчета двумерных (в плане) деформаций русел // Водные ресурсы. 1999. № 1.
18. *Пономарчук К. Р.* Экспериментальные исследования развития прорана в грунтовой плотине // Безопасность энергетических сооружений. — М.: ОАО “НИИЭС”, 2001. Вып. 10.

О скорости волн перемещения в канале с треугольным сечением

Соколов С. Б., кандидат техн. наук (Югорский государственный университет)

Вопрос о влиянии формы поперечного сечения русла на движение жидкости до настоящего времени остается актуальным, поскольку его закономерности изучены недостаточно. Статья посвящена определению скорости волны перемещения (волны наполнения) в каналах с треугольной формой поперечного сечения. Цель работы — показать подход к анализу движения жидкости, который опирается на принципы теории движения энергии, и сравнить результаты, полученные по теоретической формуле, с данными экспериментов.

Первые эксперименты по распространению волн в треугольном лотке были проведены Расселом еще в 1830-х годах [1]. Им были получены формулы для скорости волны в русле с прямоугольным $c_{\text{пр}}$ и треугольным $c_{\text{треуг}}$ сечениями. Первая из них, известная как формула Рассела, впоследствии была обоснована теоретически:

$$c_{\text{пр}} = \sqrt{g(h_0 + \eta)}, \quad (1)$$

где h_0 — начальная глубина воды в канале; η — высота волны, измеряемая от начального уровня воды; g — ускорение свободного падения.

Аналогичная формула для русла с треугольным сечением учитывала осредненную глубину (или половину максимальной глубины) в сечении канала:

$$c_{\text{треуг}} = \sqrt{\frac{1}{2} g(h_{\text{макс}} + \eta)}, \quad (2)$$

где $h_{\text{макс}}$ — максимальная глубина в сечении в неподвижной воде.

Из формулы (2) следует, что в треугольном канале скорость волны меньше, чем в прямоугольном с такой же глубиной:

$$c_{\text{треуг}} = \sqrt{\frac{1}{2}} c_{\text{пр}}.$$

Другие известные эксперименты в треугольном лотке проводились гораздо позже и описаны, в частности, в работе [2], в которой также изучалось распространение уединенной волны, но внимание уделялось только ее форме и какие-либо данные о скорости волны отсутствовали. А. В. Мишуевым [3] упоминался экспериментально полученный эффект, когда в треугольном лотке происходит резкое уменьшение скорости волны по сравнению со скоростью в лотке прямоугольного сечения, однако

данные экспериментов приведены не были. Тем не менее качественно эти наблюдения согласуются с результатами Рассела.

Теоретические исследования о перемещении волны в руслах с треугольной формой сечения многочисленны. В работе [4] даны некоторые обобщения для коротких волн. С. А. Христианович [5] решал задачу неустановившегося движения жидкости в общем виде. Он рассматривал русло, поперечное сечение которого описывается обобщенной параболической зависимостью $\omega = Ah^n$, где h — наибольшая глубина в русле, A — параметр параболы. Показатель n определяет конкретную форму поперечного сечения. Треугольное сечение представляет частный случай такой зависимости, когда $n = 2$. В анализе использовался метод характеристик и были приведены некоторые данные расчетов. Выводы о скорости волны в этих работах не приводились.

В работе [6] была получена общая формула для скорости волны перемещения c в горизонтальных каналах, которые, как и в работе С. А. Христиановича, описываются зависимостью $\omega = Ah^n$. Формула была получена с использованием принципов теории движения энергии (ТДЭ) и имеет вид

$$c^2 = \frac{2}{n+1} \frac{nm - \left(1 - \frac{\omega_0}{\omega}\right)}{\left(1 - \frac{\omega_0}{\omega}\right)^2} gh_0, \quad (3)$$

где $m = \eta/h_0$; ω_0, h_0 — соответственно площадь поперечного сечения и максимальная глубина в канале в исходных условиях, когда вода в канале покоится; ω — площадь живого сечения в канале при прохождении волны перемещения.

Под термином энергия понималась механическая энергия, т.е. энергия в потенциальной и кинетической форме. Формула (3) позволяет оценить, как именно форма поперечного сечения влияет на скорость перемещения волны. Для частного случая — канала с прямоугольным сечением — она сводится к выражению $c_{\text{пр}}^2 = g(h_0 + \eta)$, что полностью согласуется с формулой Рассела.

Для русл с непрямоугольной формой поперечного сечения общая формула (3) оставалась непроверенной. А так как она была получена с использованием принципов общей теории движения энергии, то без проверки формулы также невозможно

было говорить о надежности и правомерности методического подхода.

Возможность проверить формулу для канала с треугольной формой сечения появилась после того, как стали доступны результаты экспериментов по распространению волн перемещения, проводившихся Расселом в 1834 – 1837 гг. Результаты сравнения приведены в настоящей статье. Для частного случая — русла с треугольным сечением — формула (3) преобразуется подстановкой в нее $n = 2$. Однако представляется важным показать методический подход, позволяющий получить такой же результат. Поэтому в статье также изложены основные принципы ТДЭ и исходные положения, на основе которых была получена общая формула (3). Как было сказано выше, под термином энергия будут пониматься формы только механической энергии.

Принципы движения энергии в произвольной среде были сформулированы Н. А. Умовым [7]. Именно в этой теории впервые закон сохранения энергии был сформулирован на основе постулатов о локализации энергии и перемещении ее в пространстве, т.е. на основе принципа близкодействия. Первая теорема, известная также как общий закон сохранения энергии в среде, представляется уравнением

$$\frac{\partial e}{\partial t} + \operatorname{div}(\vec{q}) = 0, \quad (4)$$

где e — объемная плотность энергии в точке среды; t — время; $\vec{q} = e \cdot \vec{c}_e$ — плотность потока энергии (вектор Умова); c_e — скорость движения энергии.

Для канала неограниченной длины, в котором движется жидкость, задача перемещения механической энергии может быть сведена к одномерной, когда ось координат направлена вдоль канала.

С точки зрения ТДЭ поток механической энергии в жидкости можно представить как непрерывную последовательность отдельных количеств (порций) энергии (рис. 1). Эти количества энергии появляются в результате работы внешней силы на границе жидкости. Движение жидкости в каждой точке обуславливается присутствием здесь механической энергии, а интенсивность движения — плотностью импульса и кинетической энергии. Очевидно, что при таком рассмотрении первичным процессом здесь является движение энергии, которое лишь сопровождается движением самой жидкости. При этом следует отметить, что движение энергии в жидкости в общем случае не совпадает с движением самой жидкости.

В потоке перемещение элементарных количеств энергии уместно связывать с элементарными волнами. В одномерном случае их можно рассматри-

вать как плоские волны, которые представляют собой отдельные фазы длинной волны. Энергия, переносимая каждой элементарной волной (или в форме элементарной волны), не движется вместе с конкретным объемом жидкости, а перемещается из одного объема в другой. Таким же образом переносятся и характеристики движения: импульс и кинетическая энергия.

Уточним определения скоростей энергии, элементарной волны и волновой фазы. Так как отдельную фазу длинной волны в первом приближении мы отождествляем с отдельной элементарной волной, а элементарная волна, в свою очередь, связана с отдельной элементарной порцией энергии, то скорости их перемещения в канале тождественны. Обозначим эту скорость как c .

Все эти обстоятельства существенно упрощают анализ длинной волны потому, что перемещение отдельной фазы может быть описано простым уравнением $x = ct$. Так как движение каждой порции энергии подчиняется принципам ТДЭ, то появляется возможность рассчитать распределение энергии по длине волны и, следовательно, параметры течения жидкости.

Формула (3) получена для одного вида волн перемещения — волны наполнения, которая возникает, в частности, при сбросах воды или при прорывах плотин. Исходные условия предполагают, что в русле изначально имеется вода глубиной h_0 . Как отмечалось в работе [8], со ссылками на эксперименты разных авторов, установлено, что во многих случаях распространение такой волны является не столько движением сбрасываемой воды, сколько в большей степени, перемещением волнового возмущения (повышения уровня воды), которое сопровождается течением (рис. 2, а). Моделируя эту ситуацию, действие сбрасываемой воды на воду в нижнем бьефе удобно заменить действием вертикальной подвижной перегородки (волнопродуктора), как принимается во многих теоретических работах (рис. 2, б).

Перемещение волнопродуктора вдоль канала с некоторой скоростью v создает длинную волну. В силу граничных условий вблизи него вода также движется со скоростью v . В то же время фронт волны перемещается вдоль канала с гораздо большей скоростью c , увеличивая область движения жидкости. Движение воды здесь аналогично течению. С точки зрения ТДЭ увеличение зоны движения воды происходит за счет образования все новых элементарных волн на границе с волнопродуктором и добавления здесь соответствующих количеств энергии.

После образования на границе элементарная волна теряет связь с волнопродуктором и начинает свободное движение с некоторой скоростью c . Ее

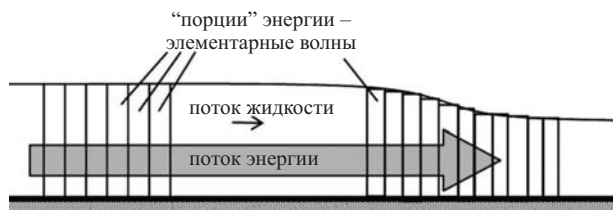


Рис. 1. Схематичное представление длинной волны в канале как о комбинации плоских элементарных волн и ее связь с потоком энергии

можно рассматривать также как скорость движения отдельной фазы длинной волны, которая переносит отдельную порцию энергии. Скорость элементарной волны зависит от плотности переносимой энергии. Для прямого, горизонтального русла с постоянным сечением плотность энергии в первом приближении можно считать мало изменяющейся, пренебрегая процессами диссипации, и описанный подход позволяет оценить скорость волны легче, чем с использованием метода характеристик. Для других русл закономерности перемещения и трансформации энергии требуют специального анализа.

Чтобы оценить параметры движения воды необходимо знать распределение энергии по длине волны. Энергию отдельной элементарной волны можно оценить, исходя из условий ее образования. Пусть в процессе формирования длинной волны в момент времени t_1 общее количество движения воды в канале равно $KД_1$. Спустя бесконечно малый промежуток времени dt , когда волнопродуктор движется со скоростью v , количество движения воды станет равным $KД_2$. Изменение количества движения всей воды в канале есть импульс элементарной волны, образованной вблизи волнопродуктора. Он равен

$$KД_2 - KД_1 = \rho v \cdot dW \quad (5)$$

где dW — объем воды, частицы которой получили среднюю скорость v .

Следует отметить, что мы не делаем никаких предположений о характере движения частиц воды. Однако должно быть понятно, что вода получает импульс, значение которого эквивалентно $\rho v dW$, согласно условиям на границе с волнопродуктором.

Величина импульса означает, что сила, действующая на жидкость со стороны волнопродуктора, в данный момент времени равна

$$F = \rho v dW/dt,$$

а произведенная ею механическая работа

$$F v dt = \rho v^2 dW.$$

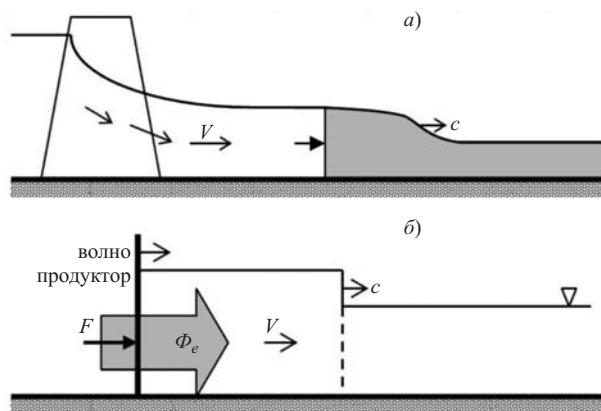


Рис. 2. Длинная волна, формируемая попуском воды:

a — кинематика волны; *б* — образование волны волнопродуктором; *c* — скорость волны; *V* — средняя скорость течения; *F* — действующая сила; Φ_e — поток энергии. Серым цветом показана вода, находившаяся изначально в нижнем бьефе

Количество механической энергии элемента объема воды будет эквивалентно произведенной работе:

$$dE = \rho v^2 dW, \quad (6)$$

где $\rho v^2 = e$ — объемная плотность энергии в объеме dW .

Далее эта элементарная волна начинает свое свободное движение вдоль канала, а вблизи волнопродуктора образуется новая.

Полная механическая энергия (6) элемента волны есть сумма потенциальной и кинетической энергии, соответственно U и K . При этом кинетическая энергия представляет ровно половину общего количества. Таким образом, в элементе волны потенциальная и кинетическая энергия равны, а их плотности e_U и e_K равны тоже:

$$e_U = e_K = \rho \frac{v^2}{2}. \quad (7)$$

Это равенство дает нам зависимость между средней скоростью движения воды в отдельной элементарной волне и потенциальной энергией этой волны:

$$v^2 = \frac{2}{\rho} e_U, \quad (8)$$

где $e_U = dU/dW$ должна рассматриваться как объемная плотность потенциальной энергии U . Она является энергией деформации объема жидкости dW по сравнению с начальным невозмущенным состоянием.

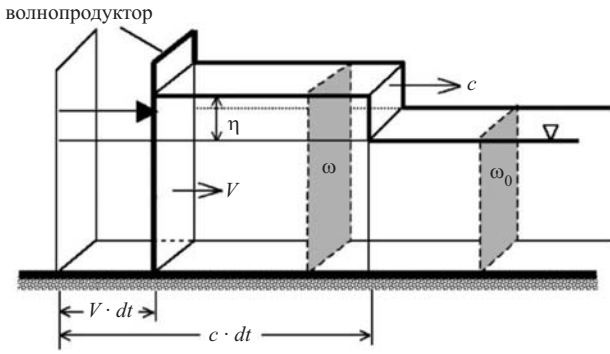


Рис. 3. Схема образования элементарной волны волнопродуктором (к выводу (9), (11))

Исходя из условий образования волны волнопродуктором, как показано на рис. 3, имеет место простое равенство, связывающее кинематические и геометрические параметры волны:

$$\frac{v}{c} = 1 - \frac{\omega_0}{\omega}, \quad (9)$$

где ω_0 и ω — площади поперечного сечения элемента воды dW соответственно в исходном и в деформированном состоянии.

Поскольку схема с волнопродуктором имитирует формирование волны в произвольном сечении русла, то равенство (9) выражает связь между параметрами длинной волны (т.е. неустановившегося потока жидкости) в любом сечении.

Заметим, что для прямоугольного канала формула (9) может быть также представлена в другом виде:

$$\frac{v}{c} = \frac{h - h_0}{h}, \quad (10)$$

поскольку площадь поперечного сечения потока является функцией глубины $\omega = f(h)$.

Из уравнений (8) и (9) получается общая формула для c :

$$c^2 = \frac{2}{\rho} \frac{e_U}{\left(1 - \frac{\omega_0}{\omega}\right)^2}, \quad (11)$$

где c — скорость фронта элементарной волны.

Формула (11) справедлива для русл с произвольной формой сечения, а не только прямоугольной, как показано на рис. 3.

Необходимую для расчета плотность e_U можно получить, зная потенциальную энергию U жидкости. Ее предлагается определять следующим образом. Значение U будет эквивалентно работе, кото-

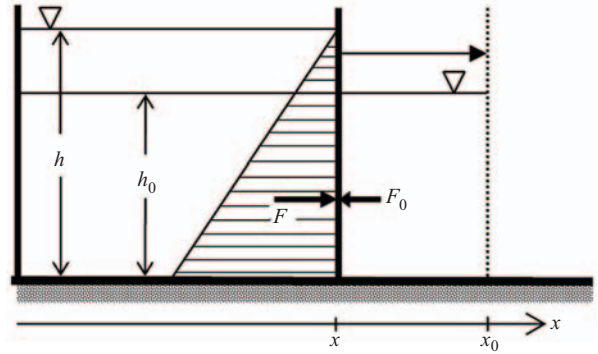


Рис. 4. Схема к определению потенциальной энергии объема жидкости

рую произвольный конечный объем жидкости совершает, переходя из возмущенного состояния в некоторое исходное, которое рассматривается как состояние устойчивого равновесия этого объема.

Пусть устойчивое равновесие объема обеспечивается постоянной внешней силой F_0 . Тогда значение U можно рассматривать как сумму работ сил F и F_0 (рис. 4) по перемещению некоторой перегородки, ограничивающей объем жидкости, из положения x в положение x_0 :

$$U = \int_x^{x_0} (F - F_0) dx, \quad (12)$$

где F — сила давления на перегородку со стороны жидкости.

В процессе работы объем возвращается в невозмущенное состояние. При этом его глубина изменяется от h до h_0 , а сила давления на перегородку F уменьшается до значения уравнивающей силы F_0 . Индексом «0» здесь обозначаются параметры системы в состоянии равновесия, которое характеризуется глубиной h_0 .

Обычно результат интегрирования по формуле (12) представляет собой функцию объема жидкости, относительно которого это интегрирование проводилось: $U = f(W)$, и прямо пропорционален ей. Значение e_U получают приведением полученного результата к значению объема: $e_U = U/W$. После этого подстановка выражения e_U в (11) дает формулу для скорости волны.

Покажем расчет сначала на наиболее простом примере — для канала с прямоугольным сечением. Считая силу давления жидкости на стенку как в гидростатике

$$F = \rho g \frac{h^2}{2} b;$$

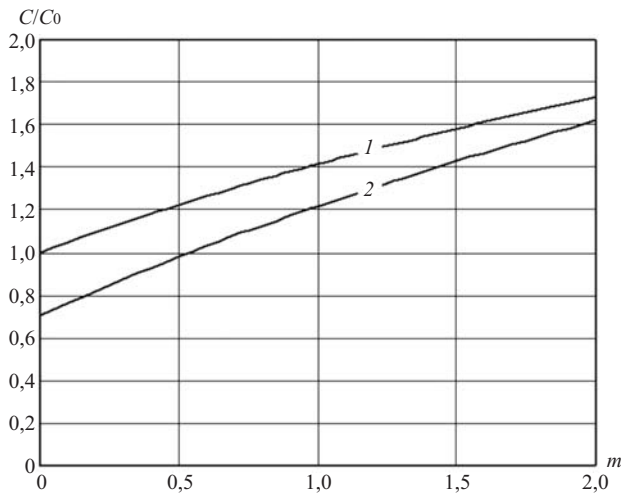


Рис. 5. Зависимость скорости длинной волны в руслах с разной формой поперечного сечения, согласно анализу с ТДЭ:

1 — прямоугольное сечение; 2 — треугольное сечение

$$dx = -\frac{W}{h^2 B} dh,$$

где $W = hxb = \text{const}$; b — ширина канала, решаем (12):

$$U = \int_h^{h_0} \left(\frac{\rho g h^2}{2} B - \frac{\rho g h_0^2}{2} B \right) \left(-\frac{W}{h^2 B} \right) dh = \rho g \frac{(h - h_0)^2}{2h} W. \quad (13)$$

Из него следует, что объемная плотность потенциальной энергии в объеме W будет равна

$$e_U = \rho g \frac{(h - h_0)^2}{2h}. \quad (14)$$

Подставляя (14) в (11) и учитывая (10), получим аналог формулы Рассела для скорости волны:

$$c^2 = g(h_0 + \eta),$$

где $\eta = h - h_0$ — высота волны, измеряемая от уровня спокойной жидкости.

Таким образом, подход, основывающийся на оценке количества энергии, приводит к результату, который согласуется с классической формулой, полученной как экспериментально, так и теоретически обоснованно. Это обстоятельство дает основания для применения подхода к оценке скорости волны в случаях русл с другой формой поперечного сечения.

Рассмотрим другой пример — для канала с треугольной формой сечения. Выберем симметричное

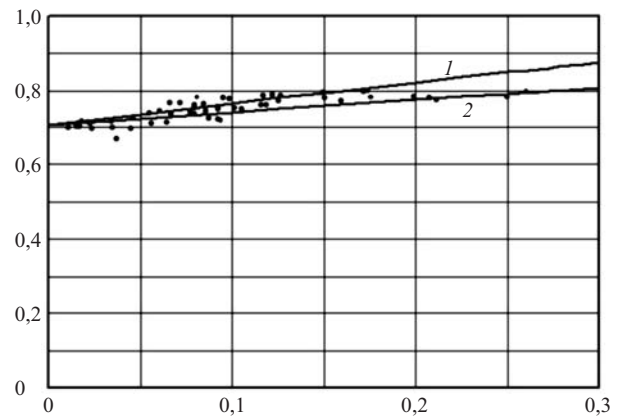


Рис. 6. Сравнение скорости волны в треугольном канале по формулам с данными экспериментов Рассела [1]:

1 — скорость волны по формуле (21); 2 — скорость волны по формуле (2); точками показаны экспериментальные данные

сечение, контур которого описывается уравнением $h = x \text{tg}\theta$, где θ — угол откоса. Тогда площадь поперечного сечения жидкого тела в канале и полная сила гидростатического давления в этом сечении будут равны:

$$\omega_{\text{треуг}} = \frac{h^2}{\text{tg}\theta}; \quad (15)$$

$$F_{\text{треуг}} = \frac{1}{6} \rho g h^3 b = \frac{1}{3} \rho g \frac{h^3}{\text{tg}\theta}. \quad (16)$$

Если определять потенциальную энергию произвольного объема жидкости $W = \frac{h^2}{\text{tg}\theta} x$ в треугольном канале по схеме на рис. 4, то с учетом (15) и (16) интеграл (12) будет иметь вид

$$U_{\text{треуг}} = \int_h^{h_0} \left(\frac{1}{3} \rho g \frac{h^3}{\text{tg}\theta} - \frac{1}{3} \rho g \frac{h_0^3}{\text{tg}\theta} \right) \times \left(-2 \frac{W}{h^3} \text{tg}\theta \right) dh = \frac{2}{3} \rho g W \int_{h_0}^h \left(1 - \frac{h_0^3}{h^3} \right) dh. \quad (17)$$

Его решение дает нам следующее значение потенциальной энергии:

$$U_{\text{треуг}} = \frac{1}{3} \rho g h_0 \left[2m - \left(1 - \frac{\omega_0}{\omega} \right) \right] W, \quad (18)$$

где произведена замена $m = (h - h_0)/h_0 = \eta/h_0$. Относительное изменение глубины η/h_0 является параметром, характеризующим интенсивность волны.

Тогда для русла с треугольным сечением плотность потенциальной энергии выразится как

$$eU_{\text{треуг}} = \frac{1}{3} \rho g h_0 \left[2m - \left(1 - \frac{\omega_0}{\omega} \right) \right], \quad (19)$$

а при подстановке (19) общая формула (11) получается в виде

$$c_{\text{треуг}}^2 = \frac{2}{3} \frac{2m - \left(1 - \frac{\omega_0}{\omega} \right)}{\left(1 - \frac{\omega_0}{\omega} \right)^2} g h_0. \quad (20)$$

Используя замену по формуле Лагранжа-Эри $c_0 = \sqrt{g h_0}$ (c_0 — скорость волны с малой высотой в русле прямоугольного сечения), полученную формулу удобно переписать как

$$c_{\text{треуг}}^2 = \frac{2}{3} \frac{2m - \left(1 - \frac{\omega_0}{\omega} \right)}{\left(1 - \frac{\omega_0}{\omega} \right)^2} c_0^2, \quad (21)$$

Как видно из формул (20) и (21), скорость волны не зависит от $\text{tg}\theta$, т.е. от конкретной формы треугольного сечения.

График на рис. 5 показывает зависимость скорости волны по формуле (21), деленной на c_0 , в зависимости от параметра интенсивности $m = \eta/h_0$. Для сравнения здесь также представлена аналогичная зависимость для прямоугольного канала. Из графика видно, что скорость волны в канале с прямоугольным сечением существенно выше, чем с треугольным. Разница достигает 30 % для волн малой высоты. Эта зависимость находится в полном согласии с наблюдениями.

Результаты расчетов, выполненных по формуле (21), также весьма хорошо согласуются с данными экспериментов Рассела (рис. 6). Хотя эмпирическая формула (2), выведенная Расселом, и является более простой по виду, но формула (21) есть частный случай общей формулы (3). Это обстоятельство важно с точки зрения теоретического обоснования полученных зависимостей.

Для канала с прямоугольным сечением частным случаем формулы Рассела является формула Лаг-

ранжа-Эри, показывающая скорость волны, у которой высота очень мала по сравнению с глубиной ($\eta < h_0$). Для аналогичного случая в канале с треугольным сечением зависимость (21) имеет свой вариант:

$$\left(c_{\text{треуг}} \right)_0^2 = \frac{1}{2} c_0^2. \quad (22)$$

Формула была получена интерполяцией в окрестности $m = 0$. Обращает на себя внимание то обстоятельство, что формула (22) совпадает с экспериментальной формулой (2) с точностью до числового множителя.

В заключение следует отметить, что хорошая сходимость общей формулы (3) с данными экспериментов получена для двух крайних вариантов геометрической формы сечений призматических или параболических каналов: прямоугольного и треугольного. С учетом этого обстоятельства актуальной является проверка данной формулы также и для каналов с промежуточными формами поперечного сечения — трапецеидальными и с вариантами параболической формы разной кривизны.

Список литературы

1. *Russell J. Sc.* Report on waves: Report of 14th meeting British Assoc. for the Advancement of Science. John Murray, London, 1845. PP. 311 – 390.
2. *Peregrine D. H.* Long waves in uniform channel of arbitrary cross-section // Journal of Fluid Mechanics. 1968. V. 32. Part 2. PP. 353 – 365.
3. *Мишурев А. В.* Влияние формы поперечного сечения канала на параметры крутых волн перемещения // Гидротехническое строительство. 1987. № 8. С. 5 – 10.
4. *Лэмб Г.* Гидродинамика. — М.-Л.: Гостехтеориздат, 1947.
5. *Христианович С. А.* Неуставившееся движение воды в каналах и реках // Некоторые новые вопросы механики сплошной среды / Христианович С. А., Михлин С. Г., Девиссон Б. Б. — М.-Л.: АН СССР, 1938. С. 13 – 154.
6. *Соколов С. Б.* К оценке скорости длинных волн в руслах с параболическим сечением // Водное хозяйство России. 2003. Т. 5. № 2. С. 135 – 151.
7. *Умов Н. А.* Уравнения движения энергии в телах // Избранные сочинения / Н. А. Умов. — М.-Л.: Гостехтеориздат, 1950. С. 151 – 201.
8. *Розовский И. Л., Еременко Е. В., Базилевич В. А.* Неуставившееся движение водного потока ниже гидроэлектростанций и его влияние на русло. — Киев: Наукова думка, 1967.

Поздравление Анатолию Александровичу Храпкову

10 мая 2010 г. исполнилось 75 лет со дня рождения Анатолия Александровича Храпкова, доктора технических наук, профессора, главного научного сотрудника ОАО “ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева”, заслуженного деятеля науки, члена-корреспондента Академии водохозяйственных наук, члена Международной энергетической академии.

А. А. Храпков окончил в 1958 г. Ленинградский политехнический институт по специальности инженер-строитель-гидротехник и поступил работать во ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева, где прошел путь от инженера до главного научного сотрудника.

Анатолий Александрович Храпков является одним из крупнейших специалистов отрасли по расчетам прочности и сейсмостойкости бетонных и железобетонных конструкций энергетических сооружений.

В 60 – 70-е годы А. А. Храпков занимался вопросами прочности бетонных плотин на скальных основаниях. Он явился пионером внедрения в расчеты бетонных плотин методов механики хрупкого разрушения, позволяющих проанализировать причины и характер распространения трещин на наружных гранях плотин и на контакте бетон - скала. Его труды по этим проблемам широко известны как в России, так и за рубежом.

А. А. Храпков осуществлял научное руководство исследованиями прочности и сейсмостойкости бетонных плотин Братской, Усть-Илимской, Чиркейской, Саратовской, Бурейской, Саяно-Шушенской и других ГЭС. Его исследования явились основой ряда нормативных документов по проектированию бетонных и железобетонных гидротехнических сооружений. Он один из ведущих разработчиков глав СНиП “Плотины бетонные и железобетонные” и “Строительство в сейсмических районах”.

А. А. Храпков осуществлял научное руководство расчетами на сейсмические воздействия строи-



тельных конструкций АЭС “Хурагуа” (Куба), “Сирт” (Ливия) и “Бушер” (Иран). Он принимал участие в разработках для морских буровых платформ (проект Приразломная, Сахалин II)

В последние годы научная деятельность в значительной мере связана с разработкой и внедрением автоматизированных систем сейсмометрического контроля на гидротехнических сооружениях РусГидро (Бурейская, Ирганайская, Волжская, Чиркейская и др. ГЭС).

В настоящее время А. А. Храпков занимается вопросами, связанными с обеспечением надежности эксплуатации бетонной плотины Саяно-Шушенской ГЭС на этапе проведения ремонтно-восстановительных работ. Он является председателем комиссии по преддекларационному обследованию гидротехнических сооружений Саяно-Шушенской ГЭС и Майнского гидроузла и членом Комиссии экспертов по оценке системы “плотина - основание” Саяно-Шушенской ГЭС.

А. А. Храпков является автором более 100 научных работ, опубликованных в отечественных и международных изданиях. На протяжении ряда лет он читал в Санкт-Петербургском государственном политехническом университете оригинальный курс лекций “Сейсмостойкость строительных конструкций энергетических сооружений”.

А. А. Храпков награжден многими почетными грамотами и памятными знаками, в том числе знаком “Отличник энергетики и электрификации СССР”, знаком “Почетный энергетик”, дипломом Российской академии архитектуры и строительных наук.

Поздравляя Анатолия Александровича Храпкова с юбилеем, желаем ему крепкого здоровья, неиссякаемой творческой энергии и успехов в дальнейшей работе.

Ответы на “Комментарии к предложению о строительстве ступенчатого водосброса Богучанской ГЭС”*

Шестопалов П. В., генеральный директор ОАО “Институт Гидропроект”,
Паремуд С. П., главный инженер, Волынчиков А. Н., зам. главного инженера,
главный инженер проекта, кандидат техн. наук, Мгалобелов Ю. Б., главный инженер центра научного обоснования проектов, доктор техн. наук

ОАО “Институт Гидропроект” в составе проекта сооружений Богучанской ГЭС предложил и обосновал конструкцию водосброса № 2 со ступенчатой гранью. Это решение вызвало интерес гидротехнической общественности к конструкции водосброса, ранее не применявшейся в России. Обсуждение плюсов и минусов нового конструктивного решения имеет большое значение для проектировщиков. Обязательным условием такого обсуждения является конкретное, целенаправленное и объективное рассмотрение функциональной способности водосброса, его долговечности и стоимости.

Редакция журнала “Гидротехническое строительство”, пытаясь восполнить отсутствие практики обсуждения принимаемых, в особенности новых, решений при проектировании самого крупного строящегося в России Богучанского гидроузла, опубликовала комментарии и отклики по поводу предлагаемой конструкции водосброса № 2.

Кратко об истории вопроса. В институте “Гидропроект” при разработке оптимальной конструкции поверхностного водосброса № 2 и надежного способа гашения энергии рассмотрены четыре варианта с проведением гидравлических исследований;

Вариант 1 — водосброс с гладкой водосливной гранью и гашением энергии в стандартном водобойном колодце, гидравлические исследования выполнены в ОАО “НИИЭС”;

Вариант 2 — водосброс с быстротокком и отбросом потока с носка трамплина и гашением энергии в яме размыва на безопасном расстоянии от плотины и здания ГЭС, гидравлические исследования выполнены в Московском государственном университете природообустройства (МГУП);

Вариант 3 — водосброс со ступенчатой водосливной гранью и водобойным колодцем, гидравлические исследования выполнены в ОАО “ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева”;

Вариант 4 — водосброс с отбросом потока с помощью трамплина на оголовке водосброса и гашением энергии в водобойном колодце, вариант рассмотрен по данным ОАО “НИИЭС”.

В варианте 1 габариты уже отработанного котлована под здание ГЭС существенно усложняют строительные работы по устройству водобойного колодца, который не предотвращает размывов скальных грунтов под основанием уже построенного разделительного пирса водосброса 1.

Вариант 2 вполне надежен и прогнозируем при эксплуатации, но требует больших капиталовложений для возведения концевой конструкции быстроток с трамплином. Изучена динамика формирования ямы размыва. Вариант вполне надежен и прогнозируем при эксплуатации, но требует значительных объемов строительных работ при его осуществлении.

Конструкция ступенчатого водосброса в варианте 3 обеспечивает надежные условия пропускания расходов.

Вариант 4 в принципе осуществим, но требует больших капитальных затрат и дополнительных гидравлических исследований.

При выборе оптимальной конструкции водосброса очертание водосливной грани (гладкой, ступенчатой, с гасителями или трамплинами азраторами) играет важную роль, но для водосброса № 2 БОГЭС имеет далеко не определяющее значение.

Для водосброса № 2 БОГЭС определяющими являются:

конструктивная возможность выполнить сопрягающие отдельные сооружения в условиях частично возведенной секции агрегата № 9 и водосброса № 1;

необходимость расположения конструкции водосброса в пределах выполненного котлована, за существующими перемычками;

необходимость строительства с обеспечением сохранности расположенных в непосредственной близости возведенных сооружений водосброса № 1 и секции № 19 бетонной плотины и частично возведенного агрегатного блока здания ГЭС;

необходимость обеспечения устойчивости и прочности плотины;

экономические показатели по варианту;
минимизация влияния водовоздушного облака на расположенное в непосредственной близости здание ГЭС;
возможность осуществления ремонтных работ.

В институте “Гидропроект” выполнено технико-экономическое сравнение рассмотренных вариантов, в результате которого для строительства принят вариант 3. Экономия капитальных затрат при этом составляет от 270 млн. до 1 млрд. руб. в зависимости от альтернативного варианта.

Для всестороннего обоснования конструкции водосброса № 2 в институте “Гидропроект”:

разработан технический проект элементов сооружений;
созданы геомеханическая и геофильтрационная математические модели основания плотины;
разработана математическая трехмерная модель системы “водосброс № 2 – основание”;

* Гидротехническое строительство. 2010. № 3.

выполнены исследования напряженно-деформированного состояния, прочности и устойчивости системы “водосброс № 2 — основание”;

проведены исследования на гидравлических моделях в различных организациях;

выполнен динамический анализ собственных частот водосброса № 2 и энергетических спектров, полученных по результатам гидравлических исследований в ОАО “ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева”.

По существу сформулированных в Комментариях возражений, замечаний, анализов отечественного и зарубежного опыта в работе ступенчатых водосбросов. “Низкая устойчивость к природным и техногенным воздействиям... Влияние на устойчивость плотины и контакт под верховой гранью... промораживания низового откоса”, — все это, по мнению авторов, относится к водосбросу со ступенчатой водосливной гранью. Очевидно, что очертание низовой грани никоим образом не может повлиять на устойчивость плотины, состояние контакта и степень промораживания низовой грани.

Констатируем, что

коэффициент устойчивости водосброса № 2 при паводке даже увеличивается до 1,88 за счет пригрузки потока против 1,86 при закрытых затворах;

контакт верховой грани плотины с основанием обжат (вертикальные напряжения более — 1,0 МПа) при среднемесячной температуре низовой грани в январе.

Высокий коэффициент устойчивости водосброса № 2 и гарантированное обжатие контакта верховой грани с основанием дают основание считать возможным гашение большей части энергии потока на ступенчатой водосливной грани и тем самым облегчить работу водобойного колодца. Практика показывает, что наиболее уязвимым в составе водосбросных сооружений является именно колодец.

Известно, что в районах с суровыми климатическими условиями возникает проблема с обеспечением монолитности низовой грани. Армирование низовой грани не спасает положение. В варианте института “Гидропроект” на отметках ступеней устраиваются швы-надрезы, ступени конструктивно армируются и имеют небольшой наклон в нижней бьеф для стока воды. Раскрытие швов-надрезов полностью снимает проблему с неконтролируемым трещинообразованием низовой грани.

Сомневаться в прочности ступеней не приходится: в зимний период за счет швов-надрезов растягивающие напряжения в них отсутствуют, а при прохождении паводка, как правило в период с положительными температурами воздуха, армирование ступеней должно предотвратить их разрушение.

В варианте водосброса с гладкой водосливной гранью наличие наклонного слоя высокопрочного бетона усугубляют проблему неконтролируемого трещинообразования низовой грани. Попытки же устроить аналогичные швы-надрезы нарушают принцип “гладкости”.

“Резонансная вибрация водослива... Гидродинамическая нагрузка на плотину не учтена в проекте...”. Динамический анализ гидротехнических сооружений не регламентирован отечественными СНиПами, тем не менее институтом “Гидропроект” выполнены необходимые расчеты. Модальный анализ водосброса № 2, выполнен-

ный в составе проекта, показал, что частоты первых пяти форм собственных колебаний равны: 1-я — 2,67 Гц; 2-я — 4,35 Гц; 3-я — 5,02 Гц; 4-я — 6,49 Гц; и 5-я — 6,45 Гц.

Колебания верхней половины (по высоте) водосброса по 1-й форме происходят поперек потока, колебания верхней 2/3 водосброса по 2-й форме происходят вдоль потока, колебания верхней трети водосброса по 3-й форме происходят поперек потока, по 4-й и 5-й формам колеблются балки на гребне плотины.

Максимум энергетического спектра для ступенчатого водосброса, полученный на гидравлической модели по датчикам в **нижней** его части, лежит в пределах частот 1,0–2,5 Гц. Колебания **верхней** 2/3 водосброса вдоль потока возможны на частоте 4,35 Гц, **нижняя** 1/3 водосброса практически неподвижна; при частоте 4,35 Гц энергетический спектр уменьшается в три раза против максимума. На частоте 2,67 Гц **верхняя** половина водосброса колеблется **поперек** потока, нижняя половина водосброса практически неподвижна.

О какой резонансной вибрации можно писать при таких соотношениях частот и формах собственных колебаний водосброса и энергетических спектров гидравлической модели?

Принимая во внимание результаты модального анализа, как можно комментировать рассуждение, что водосброс является “...системой с большим числом одновременно работающих возбудителей..., обладающих способностью к подстройке или самосинхронизации”?

Для различных конструкций и сооружений на Богучанской ГЭС применяются до 20 марок бетона. Составы бетонов подобраны и подбираются институтами ОАО “НИИЭС” и ОАО “ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева”. Для низовой грани водосливной плотины, как гладкой так и ступенчатой, необходимо применять **кавитационно прочный, морозоустойчивый и водонепроницаемый бетон**. Причем требования для гладких граней более высокие.

Утверждение, что “ступенчатый водослив не характерен для плотин из монолитного бетона” [11], — **абсолютно неверно**. В гидротехническом строительстве **ступенчатые водосбросы получили широкое распространение**. Вот далеко не полный перечень построенных и успешно работающих ступенчатых водосливных плотин:

Ван-Рейнвельд (Южная Африка);
Аппер Стиллуотер (США);
Клаервен (Англия);
Вел (Испания);
Петрогао (Португалия);
Риоу (Франция);
Шуидон (КНР);
Дачаошен (КНР);
Нью-Кротон (Южная Африка).

Анализ имеющихся данных о работе бетонных плотин со ступенчатыми водосбросами показывает, что сведения о зафиксированных повреждениях в литературе отсутствуют. Такие сооружения при правильной эксплуатации надежны и долговечны.

Замечание о необходимости учета и анализа “повреждений на ступенчатых водосбросах Братской, Мо-

жайской и Ла Гранд 2 (Канада)” [11] при проектировании водосброса № 2 некорректно.

Плотина Можайского гидроузла — грунтовая из местных материалов. Деформация бетонного крепления в виде сборных элементов, уложенных на низовом откосе грунтовой плотины, произошла из-за непроектного уплотнения тела плотины и отсутствия обратных фильтров.

Ступени пологого ступенчатого быстротока гидроузла Ла Гранд 2 (Канада) вырублены в естественном скальном массиве. Эрозия скальных ступеней вызвана их геологическим строением и естественной трещиноватостью.

Разрушение трамплинов-аэраторов на гладкой водосливной грани водосброса Братской ГЭС без сброса воды свидетельствует либо о неправильно назначенной марке бетона по морозостойкости, либо о нарушении технологии бетонных работ.

Вышеприведенные примеры сами по себе интересны, но не имеют ничего общего с режимом пропуска расходов через ступенчатый водосброс Богучанской ГЭС.

Тезис об увеличении объема бетона и удорожания профиля плотины **ошибочен**. Принятая конструкция ступенчатой водосливной грани отличается простотой в изготовлении и более экономична по сравнению с другими типами водосливных граней. Плотина проектного профиля обладает повышенным коэффициентом устойчивости, что позволяет увеличить долю гашения энергии потока на водосбросе (см. выше).

Наибольшие донные скорости течения на тракте ступенчатого водосброса не превышают 10 – 12 м/с, при таких скоростях течения и давлениях, больших атмосферного, **риск кавитационной эрозии невысок**.

Гидравлический режим в колодце в варианте Гидропроекта более спокойный, нежели в варианте водосброса с гладкой водосливной гранью, так как в нем гасится в три раза (в два, по мнению авторов [11]) меньше энергии. Брызгообразование при работе ступенчатого водосброса уменьшится по сравнению с вариантом гладкого водосброса за счет меньших скоростей течения и устройства “успокоительной зоны” на гребне водослива. Влияние работы водобойного колодца на здание ГЭС, расположенное рядом, будет меньшим, чем для водослива с гладкой поверхностью.

Скорости течения у подошвы плотины для варианта ступенчатого водосброса составляют около 12 м/с, что практически в два раза ниже, чем для варианта гладкого водосброса. По официально переданным в Гидропроект отчетам гидравлических исследований ОАО “НИИЭС” и ОАО “ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева” расчетная **толщина плит колодца** для варианта водосброса с гладкой гранью составляет 8 – 10 м и практически **в два раза больше**, чем для варианта ступенчатого водосброса.

Замечание “об одинаковых средних скоростях течения” за водобойным колодцем для ступенчатого или гладкого водосброса, естественно, справедливо, так как расходы воды и УНБ здесь одинаковы. Однако за креплением колодца для ступенчатого варианта водосброса донные скорости течения, определяющие размыв скального основания, составляют 3,0 м/с, а для гладкого варианта водосброса они больше и доходят до 4,0 – 4,5 м/с.

Утверждение “о необходимости предусмотреть мероприятия по обеспечению устойчивости плит при осу-

шении колодца для ремонта” очевидно и в равной степени относится к обоим вариантам. Такие мероприятия разработаны в техническом проекте.

Соображения, связанные с зимней эксплуатацией гидроузла. Ступенчатый водосброс № 2 Богучанской ГЭС предназначен для пропуска паводковых расходов. Работа водосброса в соответствии с водохозяйственными расчетами возможна с середины мая по август. Работать в зимний период он не должен. Даже при аварии в зимний период с выходом из строя всех турбин станции задействовать его нет необходимости, так как гидроузел является четвертой ступенью каскада на зарегулированном стоке р. Ангары. Наибольший зимний расход после работы Усть-Илимской ГЭС составит примерно 3500 м³/с. Пропускная способность водосброса № 1 составляет 7000 м³/с. Тем не менее в институте разработаны мероприятия, обеспечивающие работу водосброса № 2 в зимний период.

Как известно, надежность водосбросных сооружений определяет степень безопасности всего гидроузла. Разумеется, институт “Гидропроект” несет ответственность за принятое решение, которое в значительной степени зависит от результатов гидравлических исследований. Как уже отмечалось, исследования проводились в трех организациях: ОАО “НИИЭС”, “ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева” и МГУП. Решение принято в пользу водосброса со ступенчатой гранью, исследования которого выполнил “ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева”.

В ходе дискуссии, развернувшейся на страницах журнала “Гидротехническое строительство”, обозначились различные взгляды на конструкции водосбросных сооружений и на процессы гашения энергии сбрасываемых потоков. Обсуждать ленинградскую и московскую школы, безусловно, полезно, но проектировщики принимают решения на основании гидравлических исследований, проведенных по общепринятым методикам.

Вопрос применения ступенчатых водосбросов не правомочно сводить к соревнованию школы гидравлики. Автор проекта водосброса № 2 успешно применил конструкцию ступенчатого водосброса задолго до проекта БОГЭС в гидроузле Шон Ла мощностью 2400 МВт в СРВ. Решение было одобрено консультантами “COLENSO” (Швейцария), “NIPPON KOEI” (Япония). Водосброс успешно участвовал в пропуске нескольких паводков.

Вывод

Разработанная конструкция ступенчатого водосброса № 2 Богучанской ГЭС обеспечивает надежные и безопасные условия пропуска во всем диапазоне расходов, в том числе максимального расчетного вероятностью 0,01 % с гарантийной поправкой. Возведение ступенчатого водосброса позволит минимизировать капитальные затраты на строительство, сократить время возведения и обеспечить пуск первого агрегата в установленные сроки.

Список литературы

1. *Технический проект* Богучанской ГЭС / ОАО “Институт Гидропроект”. 2009.
2. *Отчет* о проведении гидравлических исследований водосброса № 2 с гладкой водосливной гранью / РусГидро, ОАО “НИИЭС”. 2009.

3. *Отчет* о проведении гидравлических исследований водосброса № 2 со ступенчатой водосливной гранью / РусГидро, ОАО “ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева”. 2009.
4. *Отчет* “Анализ напряженно-деформируемого состояния водосброса № 2” ОАО / “Институт Гидропроект”. 2009.
5. *Толошинов А. В., Волыничков А. Н., Прокофьев В. А., Судольский Г. А.* Разработка конструкции водосброса № 2 Богучанского гидроузла // Гидротехническое строительство. 2009. № 3.
6. *Толошинов А. В., Волыничков А. Н.* Выбор оптимального варианта водосброса № 2 Богучанской ГЭС // Гидротехническое строительство. 2009. № 3.
7. *Судаков В. Б.* К вопросу о строительстве ступенчатого водосброса на Богучанской ГЭС // Гидротехническое строительство. 2009. № 11.
8. *Рубинштейн Г. Л.* Отклик на статью “Разработка конструкции водосброса № 2 Богучанского гидроузла” // Гидротехническое строительство. 2009. № 11.
9. *Рубинштейн Г. Л.* Отклик на комментарии к статье “Разработка конструкции водосброса № 2 Богучанского гидроузла” // Гидротехническое строительство. 2009. № 11.
10. *Комментарии* к статье “Разработка конструкции водосброса № 2 Богучанского гидроузла” // Гидротехническое строительство 2009. № 5.
11. *Новикова И. С., Родионов В. Б., Цедров Г. Н., Максимович В. А., Федорков А. М., Семенов В. М., Гурьев А. П.* Комментарии к предложению о строительстве ступенчатого водосброса Богучанской ГЭС // Гидротехническое строительство. 2010. № 3.
12. *Ефименко А. И., Рубинштейн Г. Л.* Водосбросные сооружения Саяно-Шушенской ГЭС. СПб., 2008.
13. *Дерюгин Г. К., Рубинштейн Г. Л.* О кавитационных повреждениях водосбросных сооружений // Гидротехническое строительство. 2009. № 11.

Ответы на “Комментарии к предложению о строительстве ступенчатого водосброса Богучанской ГЭС”

Прокофьев В. А., Судольский Г. А., кандидаты техн. наук (ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева)

Прежде всего отметим, что выбор оптимального ступенчатого водосброса № 2 Богучанской ГЭС выполнен в [1, 2] после всестороннего анализа работоспособности и надежности вариантов водосброса с гладкой водосливной гранью и уступом, разработанных НИИЭС, а также варианта с быстротокком и отбросом струи в нижний бьеф, исследования которого выполнены в МГУП. Конструкция ступенчатого водосброса обсуждалась на четвертой научно-технической конференции “Гидроэнергетика” в присутствии авторов комментариев и на совещании во ВНИИГ с представителями РусАЛ и представителем МГУП А. П. Гурьевым. Правильность выбора ступенчатого варианта водосливной грани водосброса, позволяющего обеспечить своевременный пуск Богучанской ГЭС, подтверждена также положительными отзывами, опубликованными в [3 – 5]. В этих работах и отзывают даны ответы практически на все возражения, которые вновь ставят авторы Комментариев [6]. Тем не менее считаем необходимым еще раз ответить на эти возражения, которые практически не отличаются от Комментариев [7], оставив без обсуждения сопоставление ленинградской и московской школ гидравлики.

Итак, что нового предлагается в Комментариях [6] по сравнению с [7]? Если коротко: сохранить уже принятую в проекте водосброса № 2 конструкцию водобойного колодца (он в настоящее время бетонирован), но отказаться от ступенчатой водосливной грани, заменив ее гладкой с уступом — аэратором. Не будем сразу отвергать такую возможность, тем более, что и при выполнении гидравлических исследований во ВНИИГ на крупномасштабной (1:30) модели рассматривались как различные варианты ступенчатой водосливной грани, так и вариант гладкой водосливной грани. Выясним главное: приведет ли отказ от ступенчатой конструкции к повышению надежности водосброса № 2 в целом или наоборот.

1. *Об авариях на различных ГЭС.* Подчеркнем еще раз, что многие вопросы, поставленные авторами Комментариев **не имеют никакого отношения к типу водосливной грани** водосброса № 2 Богучанской ГЭС. Так, разрушения водобойного колодца Саяно-Шушенской ГЭС вызваны многочисленными **отступлениями от проекта** при его строительстве и эксплуатации [8, 9], а во временных строительных глубинных водосбросах Бурейской ГЭС — **низким качеством бетонных работ** и неровностями значительного размера на поверхности водосброса [9]. Опыт первых лет работы эксплуатационного водосброса Бурейской ГЭС, возведенного в суровых климатических условиях, показал, что ВНИИГом и Ленгидропроект разработаны эффективные меры борьбы с кавитационной эрозией, несмотря на обмерзание низовой грани плотины.

Высказываемое авторами комментариев утверждение о возможном нарушении контакта между скальным основанием и первыми столбами плотины и о промораживании ее низового откоса связано не с типом грани, а с технологией строительства в суровых климатических условиях [5]. Низовая грань водосливных плотин в суровых климатических условиях всегда промерзает, однако скопления снега на ступенях, наоборот, будут способствовать ее защите от существенного понижения температуры по сравнению с температурой воздуха.

Для низовой грани водосливной плотины любого типа, возводимой в суровых климатических условиях, следует применять достаточно **прочный, морозоустойчивый и водонепроницаемый бетон**. А утверждения авторов Комментариев [6] о “разрушительном действии гидродинамики сбросного потока и климатических факторов, протечек через затворы и перехлеста волн через затворы” относятся, естественно, не только к ступенчатой водосливной грани, но и к гладкой.

Авторы Комментариев [6] приводят примеры гидравлических аварий в водобойном колодце (подчеркиваем: в колодце, а не на водосливной грани!) Саяно-Шушенской ГЭС в 1981 г. и 1985 г. Однако выводы из этих аварий делают противоречащие элементарной логике, предлагая и на водосбросе № 2 Богучанской ГЭС всю энергию потока гасить в весьма уязвимом водобойном колодце: именно он является, как показывает опыт Саяно-Шушенской ГЭС, “ахиллесовой пятой” водосброса. Странно в этой связи видеть в Комментариях фразы: “Повторяющиеся однотипные разрушения на водосбросных сооружениях должны были бы насторожить и нацелить заказчиков и проектировщиков на превентивные меры предотвращения подобных инцидентов на строящихся и проектируемых гидроузлах, используя накопленный региональный опыт”.

2. О применении ступенчатых водосбросов. Авторы комментариев [6] утверждают, что “ступенчатый водослив не характерен для плотин из монолитного бетона”. Однако ступенчатые плотины уже в первой половине XX века выполнялись из обычного бетона (плотина Ван-Рейнвельд в Южной Африке и плотина Нью-Кротон в США). За последние 20 – 25 лет **ступенчатые водосбросы получили значительное распространение** в практике гидротехнического строительства в связи с развитием технологии возведения плотин из укатанного бетона. Наиболее характерными ступенчатыми бетонными водосбросами, выполненными в конце XX века, являются, например: плотина Аппер Стиллутер (США), Клаервен (Англия), Вел (Испания), современные плотины — Петрогао (Португалия), Риоу (Франция) и ряд плотин в КНР — Шуидон, Дачаошен и др. Сведения о повреждениях **бетонных плотин** со ступенчатыми водосбросами после пропуска расчетных паводков в литературе отсутствуют [10 – 11], поэтому нет оснований считать такие сооружения ненадежными в эксплуатации.

3. Об авариях ступенчатых водосбросов. Утверждения авторов [6] о необходимости учета и анализа “повреждений на ступенчатых водосбросах Братской (?), Можайской и Ла Гранд 2 (Канада) ГЭС” не могут вызвать ничего, кроме удивления. Информация авторов [6] о разрушении трамплинов-аэраторов на гладкой водосливной грани водосброса **Братской ГЭС** без сброса воды свидетельствует только о нарушении технологии и низком качестве выполнения бетонных работ на этом объекте [5]. Разрушения бетонных ступенчатых блоков, уложенных на низовом откосе грунтовой плотины **Можайского** гидроузла, вызваны деформацией откоса, осадкой тела грунтовой плотины, фильтрацией и, возможно, другими причинами, которые не имеют ничего общего с режимом пропуска расходов через ступенчатый водосброс гравитационной плотины Богучанской ГЭС. Режим работы полового перепадного ступенчатого быстротока гидроузла Ла Гранд 2 (Канада) со ступенями высотой до 15 м, вырубленными в скале, также не имеет ничего общего

с работой водосброса № 2 Богучанской ГЭС. Эрозия скальных ступеней могла быть вызвана их трещиноватостью, ослаблением при производстве работ или иными причинами.

При этом авторы Комментариев предлагают устроить “бетонный носок” на гладкой водосливной грани водосброса № 2 Богучанской ГЭС, который, в случае его работы, будет подвержен значительному гидродинамическому воздействию потока. В отличие от такого “носка” предлагаемые нами ступени заглублены в тело плотины ниже условной линии ее откоса и не подвергаются столь существенному воздействию центробежных сил. За счет предлагаемой конструкции ступенчатой водосливной грани, кстати, происходит **экономия объема бетонных работ**, а не увеличение объема бетона, как ошибочно считают авторы различных Комментариев.

4. Возможность возникновения дополнительных вибрационных нагрузок. Этот тезис тиражируется авторами из одного отзыва в другой, хотя не имеет под собой ни доказанной научной базы, ни, тем более, практического подтверждения.

Во-первых, упомянутые 1700 МВт погашенной на водосбросе энергии не переходят “в значительной части в резонансную вибрацию водослива”, а переходят в тепло. Лишь небольшая доля этой энергии переходит в кинетическую энергию турбулентности. Трудно предположить, что уважаемые авторы [6] не знают об этом.

Следует обратить внимание авторов Комментариев [6] и на то, что процесс гашения энергии на тракте ступенчатого водосброса происходит при взаимодействии основного потока с водоворотными областями, образующимися в пазухах ступеней в так называемом “слое смещения”. Этот слой, в котором наблюдаются наибольшие пульсации скорости и давления, практически не контактирует с гранями ступеней. Его воздействие фиксируется только на наружный угол горизонтальной грани ступени. Однако значительная осредненная составляющая этой гидродинамической нагрузки на рассматриваемом участке существенно снижает риск кавитационной опасности. Следует отметить, что наибольшие донные скорости течения на тракте ступенчатого водосброса не превышают 10 – 12 м/с, при таких скоростях течения и давлениях, которые больше атмосферного, **риск кавитационной эрозии минимален.**

Далее: что понимается под “самоподстройкой, самосинхронизацией и резонансами”? Очевидно, авторы предполагают самый маловероятный (а на практике — невозможный) сценарий, что все пульсации давлений на ступенях стали когерентными: совпадают и их основные частоты, и, что не менее важно, фазы. Пусть даже так. Теперь поставим вопрос шире: что опаснее для конструкции: много “маленьких” высокочастотных вибраторов на ступенях, пусть даже работающих когерентно (распределенная нагрузка), или

один “большой” (с той же суммарной энергией) низкочастотный вибратор в водобойном колодце?

Безусловно, второй вариант опасней, а именно к нему призывают авторы Комментариев.

Следует подчеркнуть, что результаты наших экспериментальных исследований показывают, что корреляционные связи между пульсациями на соседних ступенях незначительны, т.е. пульсации не когерентны. Поэтому самосинхронизация нагрузки на соседних ступенях и **резонансные явления на ступенчатой водосливной грани невозможны**. Нами также выполнены детальные расчеты характеристик турбулентности с помощью одного из самых совершенных на сегодняшний день вычислительных пакетов “Flow-3D”. Никаких опасных динамических нагрузок на ступенях зафиксировано не было. В то же время такие нагрузки будут воздействовать на водобойный колодец, если “заставить” его принять на себя всю энергию потока.

5. Вопрос о возможности разрушения ступеней и повышенных требованиях к бетону. В Комментариях [6] утверждается: “Ступени подвержены разрушительному воздействию гидродинамики сбросного потока”.

Во-первых, скорости потока на ступенях даже по результатам авторов Комментариев почти вдвое ниже, чем для гладкой водосливной грани, т.е. для кавитации как раз более уязвима гладкая водосливная грань, где скорости потока достигают 35 м/с.

Во-вторых, хорошо известно, что сами ступени являются естественными аэраторами потока, плюс на водосливе в выходном сечении бычков предусмотрен дополнительный аэратор. Таким образом, даже без применения специальных бетонов вероятность кавитационного разрушения ступеней ниже, чем гладкой водосливной грани. Более того, если на гладкой грани возникает выбоина или кавитационная каверна, то начинается “цепная реакция”: она начинает развиваться. Для ступенчатой водосливной грани такой “цепной реакции” нет, так как форма и гладкость ступеней не критичны. В мировой практике строительства ступенчатых водосбросов зачастую даже заменяют высокомарочный вибрированный бетон с повышенными требованиями к кавитационной устойчивости, необходимый для гладкой водосливной грани, более технологичным укатанным бетоном. И даже при этом кавитационные разрушения не наблюдаются. В работе [3] упоминается плотина Ралко в Чили высотой 155 м со ступенчатой водосливной гранью, через которую в строительный период дважды происходили аварийные переливы воды, не причинившие ступеням никакого вреда. Поэтому утверждение о том, что ступенчатые водосливы требуют применения “армированного бетона повышенной прочности и стоимости” не соответствует действительности.

Другое дело — морозостойкость. В принципе, острые кромки ступеней уязвимы в случае промерзания. Однако:

эти кромки в рабочих чертежах водосброса “срезаны”, что никак не приведет при возведении водосброса к снижению гидравлических свойств ступеней как гасителей энергии;

при современных технологиях нет проблемы подбора состава бетона с необходимыми требованиями по морозостойкости (стоимость этих составов не выше, чем для гладкой водосливной грани);

есть опыт [3] строительства и длительной (более 20 лет) эксплуатации крупных ступенчатых водосливов для не менее суровых климатических условий: Аппер Стилуотер (США, со средней температурой января – 6,0 °С), Лас-Робертсон (Канада, перепад температур воздуха от – 35 до + 30 °С). Вместе с тем гладкие водосбросы, например, Зейской и Усть-Илимской ГЭС в результате воздействия промерзания-оттаивания и потоков воды имеют существенные повреждения.

6. Об эрозии ступеней. Авторами Комментариев [7] выдвигалась, на наш взгляд, совершенно фантастическая мысль о том, что все ступени смоем (и “заполирует”?)! потоком, после чего они перестанут выполнять свою основную функцию гашения энергии и водобойный колодец будет разрушен. Теперь же предлагается не дожидаться этого и сразу использовать “заглаженную” поверхность. С одной стороны, радует отказ от абсурдной идеи с полным разрушением ступеней потоком, но с другой — не понятна логика авторов, которые теперь предлагают гасить всю энергию потока в нём. Например, ранее в [7] в отношении уже возводимого водобойного колодца было справедливо замечено: “Водобойный колодец уже сегодня заложен авторами статьи с облегчённым креплением... В таких условиях увеличение гидродинамических нагрузок на водобойный колодец сверх проектных значений может привести к его аварии”.

7. О сравнении результатов экспериментальных исследований во ВНИИГ и НИИЭС. Суммарная оценка гашения энергии для ступенчатого и гладкого ее вариантов может быть выполнена при сравнении данных о скоростях течения на этих гранях и по положению сжатого сечения гидравлического прыжка. Результаты наших гидравлических исследований показывают близкие значения параметров потока с теми, которые получены в исследованиях НИИЭС, выполненных на модели практически вдвое меньшего масштаба. В результате наших гидравлических исследований установлено, что для ступенчатого варианта водосброса отметка сжатого сечения гидравлического прыжка составляет 139,5 м (по данным НИИЭС — 140 м) при глубине потока 2,4 м, донные, средние и поверхностные скорости течения в потоке в указанном створе равны 11,0; 23,5 и 28,0 м/с соответственно. Для гладкого варианта водосброса отметка входа струи в воду составляет 132,5 м (по данным НИИЭС — 135,5 м) при глубине потока 1,4 м, средние и поверхностные скорости течения в указанном створе равны 32 и 36 м/с соответственно. Поэтому **гашение**

энергии на тракте ступенчатого водосброса значительно больше, чем для гладкого варианта водосброса.

Утверждения авторов Комментариев [6] об одинаковых условиях гашения энергии в водобойном колодце водосброса № 2 Богучанской ГЭС для вариантов водосброса с гладкой и ступенчатой водосливными гранями опровергается результатами сопоставительных исследований, выполненных во ВНИИГ на фрагментарной модели масштаба 1:30. Скорости течения у подошвы плотины для варианта ступенчатого водосброса составляют около 12 м/с, что практически в два раза ниже, чем для варианта гладкого водосброса; осредненные пьезометрические нагрузки на дно колодца, которые определяются уровнями воды в нем, на 30 кПа больше, а стандарты пульсаций, характеризующие гашение энергии, составляют около 6–7 кПа, что примерно в два раза меньше, чем для варианта водосброса с гладкой гранью. Расчетная **толщина плит колодца** для варианта водосброса с гладкой гранью составляет 8–10 м (как по данным исследований НИИЭС, так и по нашим экспериментальным данным) и практически **в два раза больше**, чем для варианта ступенчатого водосброса. Расчетная толщина плиты является интегральным показателем, учитывающим гашение энергии в водобойном колодце. Поэтому выполнение варианта водосброса с гладкой гранью приводит к необходимости укладки дополнительного объема бетона и технологическим трудностям по заглублению подошвы плит крепления, считая, что отметки дна колодца должны быть одинаковыми в обоих вариантах.

Следует отметить и более интенсивное гидродинамическое воздействие потока на боковые стены колодца в случае устройства гладкой водосливной грани по сравнению со ступенчатым вариантом водосброса. Стандарты пульсаций нагрузки на эти стены для ступенчатого варианта водосброса достигают 7–8 кПа, а для варианта водосброса с гладкой гранью они практически в два раза больше. Ведущие частоты пульсации гидродинамической нагрузки на боковые стены водобойного колодца составляют 1–3 Гц, что существенно ниже собственных частот колебаний боковых стен колодца по расчетам, выполненным в институте “Гидропроект”. Поэтому резонансных явлений в ограждающих стенах колодца быть не должно.

Существенное значение имеет и **плановая структура потока** в водобойном колодце. Скорости течения по оси водосброса в концевом створе колодца существенно выше, чем у его ограждающих стен, что свидетельствует об образовании водоворотных областей с вертикальными осями, приводящих к концентрации гашения энергии на оси водосброса. Такие результаты получены в НИИЭС на модели водосброса и в наших исследованиях на пространственной модели гидроузла. Поэтому для рассматриваемой конструкции водобойного колодца снижение гидродинамического воздействия на крепление дна колодца при сту-

пенчатом варианте водосливной грани дает ему дополнительное преимущество в отношении обеспечения необходимой безопасности конструкции.

8. Размывы дна после водобойного колодца. Как утверждается, даже в случае отказа от ступеней (для гладкой водосливной грани) размывы останутся теми же, поскольку скорости потока на выходе из водобойного колодца примерно те же. Это только отчасти верно.

Утверждения авторов Комментариев об одинаковых средних скоростях течения за водобойным колодцем при устройстве ступенчатого или гладкого водосброса, естественно, справедливо для створа в конце его отдельных стен, так как расходы и УНБ здесь одинаковы. Однако в концевом створе бетонного крепления колодца за счет меньших скоростей течения в транзитной струе для ступенчатого варианта водосброса донные скорости течения, определяющие размыв скального основания, составляют 3,0–3,5 м/с, а для гладкого варианта водосброса увеличиваются до 4,0–4,5 м/с. Кроме того, необходимо учесть следующее:

для гладкой водосливной грани в водобойном колодце наблюдаются волны высотой 4 м и более, которые приводят к нестационарности (скачкам скорости) потока на выходе из водобойного колодца и повышенным размывам;

размывы дна, как известно, не только зависят от донной скорости потока, но и возрастают при турбулизации потока. Для гладкой водосливной грани турбулизация на выходе из водобойного колодца выше.

Поэтому размывы скального дна для гладкого варианта водосливной грани водосброса должны несколько **увеличиться** по сравнению со ступенчатым вариантом.

9. Ремонтпригодность гладкого и ступенчатого вариантов водосброса с учетом водобойного колодца может быть оценена в результате ответа на вопрос, что проще и дешевле отремонтировать: разрушенный водобойный колодец (а он, на наш взгляд, безусловно разрушится, если принять предложение авторов Комментариев и всю энергию потока гасить в нем) или отдельные разрушенные (гипотетически) ступени простого очертания без особых требований к их поверхности? Ответ очевиден. При этом не надо забывать, что в колодце водосброса № 2 Богучанской ГЭС нет водобойной стенки и его **осушение для ремонта потребует сложных и дорогих технических мероприятий**, как то: отсыпка перемычек, затопление специального батопорта и пр.

Рассмотрим вопрос о взвешивающей (фильтрационной) нагрузке на плиты водобойного колодца. И мы, и авторы Комментариев [6] солидарны в том, что такая нагрузка больше при эксплуатации водосброса № 2 с гладкой водосливной гранью, чем со ступенчатой. Это обусловлено различием формы свободной поверхности в водобойном колодце. Соответственно, для гладкой водосливной грани (если исходить только из условий эксплуатации) понадобится большая тол-

щина (8 м против 5 м) плит крепления дна. Однако авторы Комментариев [6] указывают, что при осушении водобойного колодца для ремонтных работ фильтрационная нагрузка на дно водобойного колодца еще больше и именно она определяет их толщину. Мы не можем с этим согласиться по двум причинам:

ремонтные работы в водобойном колодце с частичным гашением энергии на ступенчатой водосливной грани если и возможны, то гораздо реже, чем при гашении всей энергии потока в водобойном колодце;

в ремонтный период в проекте предусматривается работа дренажа под водобойным колодцем с откачкой воды насосами, в остальные периоды этот дренаж является дублирующим элементом повышения надёжности водобойного колодца.

10. **Брызгообразование.** Авторами Комментариев [6] утверждается, что ступенчатый водосброс приведёт к повышенному брызгообразованию и, как следствие, к повышенному обмерзанию прилегающих конструкций, если в штатных ситуациях водосброс № 2 придётся использовать в зимних условиях. Во-первых, не стоит путать образование крупных водяных капель (брызг) и мелкодисперсного водяного облака над водосбросом. Опасно именно второе, что и показал опыт вынужденной эксплуатации водосброса Саяно-Шушенской ГЭС зимой 2009/10 г. Во-вторых, образование мелкодисперсной водовоздушной смеси характерно именно для столкновения высокоскоростного потока (35 м/с) над гладким водосливом с воздухом. Кроме того, такое облако интенсивно образуется в месте падения высокоскоростного потока, отклоненного предлагаемым авторами Комментариев носком, на грань гладкого водослива, а также в месте входа этого потока в водобойный колодец. С другой стороны, скорости потока на ступенчатой водосливной грани почти вдвое ниже, а режим течения в рабочем диапазоне удельных расходов не перепадный, а скользящий (это подтверждено экспериментами ВНИИГ), т.е. форма свободной поверхности над ступенчатым водосливом примерно такая же, как для гладкой водосливной грани. В итоге образование мелкодисперсной водовоздушной смеси над ступенчатым водосливом существенно ниже.

11. **О зимних условиях работы сооружения.** Ступенчатый вариант водосброса № 2 Богучанской ГЭС запроектирован еще до аварии на Саяно-Шушенской ГЭС. Его работа предусмотрена начиная только с середины мая, поэтому проблемы, связанные с зимней эксплуатацией, при проектировании и обосновании не рассматривались. Однако изменение норм проектирования приводит к необходимости разработать мероприятия, обеспечивающие в аварийной ситуации эксплуатацию рассматриваемого водосброса и в зим-

них условиях. Разрабатываемые в настоящее время технические мероприятия позволят избежать попадания льдин на ступенчатую водосливную грань, обеспечат достаточную аэрацию потока, предотвратят обмерзание на поверхности конструкций и т.д.

Выводы

Разработанная и обоснованная экспериментальными гидравлическими исследованиями конструкция ступенчатого водосброса № 2 Богучанской ГЭС и примыкающего к нему водобойного колодца обеспечивает надежные и безопасные условия пропуска во всем диапазоне расходов вплоть до максимального расчетного. Ступенчатый вариант водосброса позволит минимизировать затраты на строительство, сократить время возведения и обеспечить пуск первого агрегата в установленные сроки.

2. Предлагаемый авторами Комментариев вариант водосброса с гладкой гранью и аэратором при принятых в проекте габаритах водобойного колодца приведет при его выполнении к снижению надежности сооружения и удорожанию конструкции.

Список литературы

1. Толошинов А. В., Волынчиков А. Н., Прокофьев В. А., Судольский Г. А. Разработка конструкции водосброса № 2 Богучанского гидроузла // Гидротехническое строительство. 2009. № 3.
2. Толошинов А. В., Волынчиков А. Н. Выбор оптимального варианта водосброса № 2 Богучанской ГЭС // Гидротехническое строительство. 2009. № 3.
3. Судаков В. Б. К вопросу о строительстве ступенчатого водосброса на Богучанской ГЭС // Гидротехническое строительство. 2009. № 11.
4. Рубинштейн Г. Л. Отклик на статью “Разработка конструкции водосброса № 2 Богучанского гидроузла” // Гидротехническое строительство. 2009. № 11.
5. Рубинштейн Г. Л. Отклик на комментарий к статье “Разработка конструкции водосброса № 2 Богучанского гидроузла” // Гидротехническое строительство. 2009. № 11.
6. Комментарии к предложению о строительстве ступенчатого водосброса Богучанской ГЭС / Новикова И. С., Родионов В. Б., Цедров Г. Н. и др. // Гидротехническое строительство. 2010. № 3.
7. Комментарии к статье “Разработка конструкции водосброса № 2 Богучанского гидроузла” / Новикова И. С., Семенов В. М., Родионов В. Б. // Гидротехническое строительство. 2009. № 5.
8. Ефименко А. И., Рубинштейн Г. Л. Водосбросные сооружения Саяно-Шушенской ГЭС. — СПб., 2008.
9. Дерюгин Г. К., Рубинштейн Г. Л. О кавитационных повреждениях водосбросных сооружений // Гидротехническое строительство. 2009. № 11.
10. Field observation on the RCC stepped spillways with the flaring pier gate on the Dachaoshan project / Guo J., Liu Z., Liu J. and Lu Y. // Proc. of the XXX IAHR Congress. 2003. Thessalonica, theme D. P. 473 – 478.
11. He Guangtong, Hong Xiankang. The integral RCC dam design characteristics and optimization design of its energy dissipater in Shuidong hydropower station. Roller compacted concrete dam // Proc. of the Int. Symposium. Madrid. 1995. P. 405 – 412.

Памяти Милоша Павчича

30 марта 2010 г. ушел из жизни талантливый инженер, ученый, прекрасный организатор Милош Павчич.

М. Павчич родился 4 октября 1922 г. в деревне Фужине в Словении. В годы второй мировой войны он вместе с родителями, братом и сестрами активно участвовал в подпольной борьбе против фашизма. Был арестован, помещен в концлагерь в Италии, бежал, снова был арестован и отправлен в Германию в концлагерь “Дахау”. Выжил там благодаря помощи коммунистов – тельмановцев. После окончания войны по рекомендации ЦК Компартии Югославии был направлен на учебу в Советский Союз, где поступил в Ленинградский политехнический институт им. М. И. Калинина на инженерно-строительный факультет. Во время учебы за организацию и руководство строительством колхозных ГЭС Ленинградской области в 1949 г. был награжден грамотами ЦК ВЛКСМ и Ленгорисполкома.

После окончания учебы, получив специальность инженер-строитель гидротехник, М. Павчич поступил на работу во ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева, где работал в лаборатории эксплуатации ГЭС, в фильтрационной лаборатории, а затем более 25 лет руководил лабораторией грунтовых сооружений. Под его руководством были выполнены научно-исследовательские работы по обоснованию конструкций и технологии возведения большого числа крупнейших плотин, таких, как Нурекская, Чарвакская, Вилуйская, Колымская, Братская, Волжская, Каховская, Курейская, Сарсангская, Асуанская (Египет), Доспат (Болгария), Наглу (Афганистан), сооружений комплекса защиты Санкт-Петербурга от наводнений и многих других. За время его руководства в лаборатории было защищено 4 докторских диссертации и 14 кандидатских диссертаций.

М. Павчич внес большой вклад в исследования и разработку теории проектирования грунтовых смесей; способов анализа строительных свойств грунтов и определения их характеристик расчетными методами; методов расчета фильтрационных свойств и фильтрационной прочности грунтов, а также проектирования обратных фильтров к связ-



ным и несвязным грунтам и золе; оценки эксплуатационной надежности грунтовых плотин; мероприятий по ликвидации аварийных ситуаций на грунтовых сооружениях и др. М. Павчич являлся ведущим разработчиком государственных и ведомственных нормативных документов.

Огромный научный и практический опыт М. Павчича нашел отражение более чем в 90 публикациях, среди которых 5 монографий и 12 нормативных документов, в том числе два СНиПа и “Руководство по геотехническому контролю за подготовкой оснований и возведением грунтовых сооружений в энергетическом строительстве”. М. Павчич – автор 25 изобретений, за что был удостоен знака “Изобретатель СССР”.

М. Павчич являлся членом гидротехнической секции НТС Минэнерго СССР, комиссии Госстроя СССР по рассмотрению нормативных документов, Координационного совета по Нурекской ГЭС и ряда других комиссий и советов. М. Павчич был членом Международной энергетической академии, Ассоциации инженеров-гидротехников России, Российского национального комитета по большим плотинам. Вел активную общественную работу в институте, был председателем профсоюзной организации ВНИИГа. Был награжден Президиумом ВЦСПС нагрудным знаком “За активную работу в профсоюзах”.

За успехи в профессиональной деятельности М. Павчич награжден орденами Трудового Красного Знамени и “Знак Почета”, а также многими медалями, премией Совета Министров СССР. Ему были присвоены знаки “Почетный энергетик СССР”, “Почетный энергетик России”, а также юбилейные знаки “ГОЭЛРО”.

Отличительной особенностью М. Павчича были огромная трудоспособность, организованность, умение доводить работу до практического результата. У него всегда можно было получить необходимые советы, рекомендации, поддержку и помощь.

Сотрудники ВНИИГа высоко ценят этого замечательного человека и память о нем сохранится в их сердцах.

Памяти Родионова Виктора Борисовича

7 мая 2010 г. на 65-м году жизни скончался выдающийся ученый, исследователь и организатор Виктор Борисович Родионов, посвятивший свою научную деятельность обоснованию надежности сооружений ГЭС и АЭС.

Виктор Борисович родился 25 октября 1945 г. После окончания в 1970 г. МВТУ им. Баумана он работал в институте Высоких температур АН СССР в области создания МГД-генераторов, а с 1974 г. перешел на работу в НИС Гидропроекта, ныне ОАО “Научно-исследовательский институт энергетических сооружений”, где прошел путь от старшего инженера лаборатории гидро-газодинамики АЭС до директора Центра гидравлических исследований.

С самого начала и на протяжении всей трудовой деятельности Виктор Борисович находился в центре научной жизни института. Защитил диссертацию на соискание ученой степени кандидата технических наук, связанную с двухфазными течениями в трубопроводах АЭС. Он непосредственно участвовал в исследованиях гидродинамики атомных станций с различными типами реакторов. Им разработан и внедрен в практику метод защиты трубопроводов от вибрации. В 1986 г. принимал непосредственное участие в ликвидации последствий аварии на Чернобыльской АЭС.

В 1986 г. он возглавил Отдел гидравлических исследований и стал одним из ведущих специалистов в гидротехнической области, организатором и исполнителем многочисленных гидравлических исследований крупнейших отечественных и зарубежных объектов. Под его непосредственным руководством были выполнены гидравлические обоснования таких объектов, как Юмагузинский гидроузел, Сангтудинская ГЭС-1, гидроузлов Коусар (Иран), Юсифия (Ирак), Капанда (Ангола), Котешвар (Индия), Гриб (Алжир), Се-Конг (Лаос), Камбарата-2 (Киргизстан), Рогун (Таджикистан), Мерове (Судан), дополнительных водосбросов на Саяно-Шушенской ГЭС, Плявинской ГЭС, Богучанской ГЭС и ряда других. Совместно с французской фирмой “Гидроплюс” под его руководством были исследованы в лаборатории и в натуральных условиях новые автоматические затворы, предназначенные



для защиты гидросооружений от катастрофических паводков. Он являлся одним из инициаторов строительства экспериментальной Хоробровской МГЭС.

Его имя известно в мировых научных кругах, он автор докладов и сообщений на международных симпозиумах и конгрессах.

Родионов Виктор Борисович являлся действительным членом Российского комитета МАГИ. Участвовал в организации и проведении в Москве XX Конгресса МАГИ. Он также был действительным членом (академиком) Российской академии водохозяйственных наук, членом

научного совета ОАО “НИИЭС”, членом редакционной коллегии журнала “Гидротехническое строительство” и академическим советником Российской инженерной академии.

За трудовые заслуги Виктору Борисовичу Родионову были присвоены Почётные звания Заслуженного работника ЕЭС России и ветерана энергетики России, он награжден Почётными грамотами ЕЭС и Министерства энергетики России, знаком “Отличник энергетики и электрификации СССР”.

Он беззаветно верил в необходимость развития гидроэнергетики в стране. В трудные для российской науки девяностые годы его неимоверными усилиями была сохранена уникальная, не имеющая аналогов в России гидравлическая лаборатория, был сохранен ее высококвалифицированный инженерный состав. До последних дней жизни судьба гидротехнической науки и организованного им Центра гидравлических исследований были главными заботами Виктора Борисовича.

Виктор Борисович пользовался абсолютным доверием и глубоким уважением за профессионализм, деловые качества, душевность, отеческую заботу о сотрудниках.

Память о Викторе Борисовиче и теплые воспоминания о нем навсегда сохранятся в сердцах всех, кто был связан с ним служебными и дружественными отношениями, кто знал этого замечательного человека. Искренние соболезнования семье Виктора Борисовича и его близким.