



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.

№ 3

март

2013

Содержание

Проектирование, строительство, эксплуатация

Савич А. И., **Бронштейн В. И.**, **Грошев М. Е.**,
Газиев Э. Г., Ильин М. М., Речицкий В. И., Речицкий В. В. Статическое и динамическое поведение Саяно-Шушенской арочно-гравитационной плотины 2

Безопасность гидротехнических сооружений

Иващенко И. Н., Иващенко К. И. Оценка и регулирование риска аварий плотин 14
Василевский А. Г., Серков В. С. Безопасность плотин 21

Дискуссии

Рассказчиков В. А. Пути повышения достоверности измерения напряжений в бетонных плотинах (на примере Саяно-Шушенской ГЭС). 24
Семенов И. В., Дурчева В. Н., Марчук А. Н. Рецензии на статью В. А. Рассказчикова “Пути повышения достоверности измерения напряжений в бетонных плотинах (на примере Саяно-Шушенской ГЭС)”. 35

Рассказчиков В. А. Дополнения и уточнения к статье “Пути повышения достоверности измерения напряжений в бетонных плотинах (на примере Саяно-Шушенской ГЭС)” 38

За рубежом

Корчевский В. Ф., Обополь А. Ю. Гидроэнергетическое строительство на р. Нарын в Кыргызской Республике. 41
Поздравление В. С. Серкову 53
Поздравление В. Ю. Ляпину 54

Хроника

Новости гидроэнергетики и гидротехники 55

Библиография

Пик Л. И. Актуальное издание 58

Статическое и динамическое поведение Саяно-Шушенской арочно-гравитационной плотины

Савич А. И., [Бронштейн В. И.], [Грошев М. Е.], Газиев Э. Г., Ильин М. М.,
Речицкий В. И., Речицкий В. В. (филиал ОАО “Институт Гидропроект” —
Центр службы геодинамических наблюдений в энергетической отрасли)

Строительство арочно-гравитационной плотины Саяно-Шушенской ГЭС — крупнейшей по установленной мощности электростанции России (6400 МВт) — было завершено к 1989 г. Но еще до завершения строительства при заполнении водохранилища до отметки 490 м были отмечены первые проявления изменения фильтрационного режима в основании плотины, где расходы фильтрации возросли с 50 до 100 л/с [1]. В 1989 г. на напорной грани плотины появились горизонтальные трещины растяжения и стало очевидным, что параметры напряженно-деформированного состояния плотины превосходят предусмотренные в проекте значения. С 1989 г. ведутся инструментальные наблюдения за состоянием плотины, и можно констатировать, что все эти годы продолжался процесс адаптации плотины к своему скальному основанию. С целью уточнения характера взаимодействия плотины с вмещающим массивом горных пород и водохранилищем было принято решение о выполнении дополнительных расчетных исследований. Основные результаты выполненных в ЦСГНЭО исследований, включающих поведение плотины при статических нагрузках и сейсмических воздействиях, а также результаты выполненной оценки несущей способности системы “плотина — скальное основание — водохранилище” приведены в настоящей статье.

Ключевые слова: Саяно-Шушенская арочно-гравитационная плотина, статическое и динамическое поведение, инженерно-геологическое строение массива, несущая способность системы “плотина — основание”.

Арочно-гравитационная плотина Саяно-Шушенской ГЭС высотой 242 м, длиной по гребню 1066 м, шириной гребня 25 м, шириной по основанию 106 м и с максимальным напором 220 м построена в 1989 г. на р. Енисее в северной части Западно-Саянского региона. Верховая грань плотины имеет цилиндрическую форму радиусом 600 м с вертикальной образующей (рис. 1). Низовая грань между отметками 480 – 544 м практически вертикальная, ниже отметки 480 м — наклонная с переменным уклоном. По фронту плотина разрезана межсекционными швами на 68 секций, а по толщине возведена четырьмя столбами [1].

По сочетанию своих основных параметров Саяно-Шушенская плотина не имеет аналогов в мировой практике и является одной из крупнейших в мире арочно-гравитационных плотин. При принятии в проекте соотношения параметров сооружения следовало ожидать появления зоны разуплотнения под верховой гранью плотины, что и было подтверждено расчетными и модельными исследованиями, выполненными еще на стадии технического проекта [1, 2].

После заполнения водохранилища стало очевидным, что параметры напряженно-деформированного состояния плотины превосходят предусмотренные в проекте значения. На напорной грани плотины появились горизонтальные трещины растяжения, и было отмечено нарушение контакта в основании напорной грани плотины. Персоналом гидроузла вместе со специалистами проектной фирмы “Институт “Ленгидропроект” и француз-

ской фирмы “Солетанш” была разработана технология ремонтных работ с использованием эпоксидных растворов, которая была использована для заделки трещин в теле плотины и в ее скальном основании в период с 1996 по 2002 г. [4].

Саяно-Шушенская ГЭС играет системообразующую роль в энергообеспечении Центрально-Сибирского региона с населением порядка 35 млн. человек. Столь ответственная роль этой крупнейшей российской гидроэлектростанции мощностью 6400 тыс. кВт и среднегодовой выработкой 23,5 млрд. кВт · ч требует повышенного внимания к обеспечению ее эксплуатационной безопасности. После аварии в 2009 г. вопросы безопасности СШГЭС приобрели особую остроту и актуальность.

В связи с этим дирекцией Саяно-Шушенской ГЭС было принято решение о выполнении дополнительных (к проведенным ранее) расчетных исследований с целью уточнения характера взаимодействия плотины с вмещающим массивом горных пород и созданным водохранилищем при различных режимах эксплуатации ГЭС и воздействии на объект прогнозируемых статических и динамических (в том числе сейсмических) нагрузок.

Помимо определения поведения плотины в статических и динамических условиях, была осуществлена оценка несущей способности системы “плотина — скальное основание — водохранилище” (далее “плотина — основание”) с выявлением наиболее сдвигоопасных зон в её скальном основании.

Напряженно-деформированное состояние плотины. Результаты наблюдений

Для определения НДС плотины СШГЭС, как и для других высоких плотин, используются методы натурных и расчетно-теоретических исследований. Действующая на плотине СШГЭС система натурных наблюдений, охватывающая порядка 13 тыс. измерительных точек и автоматизированная в большей своей части, не имеет отечественных аналогов, а служба ее эксплуатации, несомненно, наиболее квалифицированная и организованная среди подобных коллективов в России.

Полученные в результате натурных измерений параметры необходимы как для контроля состояния плотины, так и для корректировки расчетной модели. Рассмотрим некоторые из параметров поведения плотины [1, 5].

Горизонтальные радиальные перемещения плотины. Как показали проведенные исследования, измерения радиальных смещений плотины, выполненные геодезическими методами в рамках внешней плановой сети и измерения отвесами, начиная с 1 января 2000 г., дают идентичные результаты. На рис. 2 показана диаграмма измеренных горизонтальных перемещений гребня центральной секции плотины за период с 4 мая 1989 г. по конец 2009 г. Максимальное радиальное смещение гребня 141,5 мм было зарегистрировано в сентябре 2006 г.

Вертикальные смещения плотины. На рис. 3 приведена диаграмма вертикальных смещений основания столба № 1 центральной секции 33 плотины СШГЭС за период с 1977 по 2001 г. На ней нанесены также данные по условным смещениям марки № 2 за 2002 – 2009 гг. Эта диаграмма наглядно свидетельствует об осадках основания плотины при строительстве плотины и начале заполнения водохранилища. Уже в конце 1984 г., когда уровень воды достиг отм. 497 м, начались подъемы основания плотины при возрастании УВБ. В дальнейшем при каждом сезонном повышении уровня воды основание поднималось, а при понижении — опускалось.

Напряжения в бетоне плотины. Выполненные службой мониторинга гидротехнических сооружений плотины СШГЭС исследования показали, что наибольшие колебания арочных напряжений в бетоне низовой грани наблюдаются в верхних арочных поясах на отм. 504 – 534 м при наибольших перепадах температуры бетона. С 2005 г. в бетоне низовой грани отмечается уменьшение диапазона изменения арочных напряжений, вызванное различием в температурных условиях, а так же режимом наполнения последних лет.

Полученные диаграммы в целом свидетельствуют о продолжающемся процессе нарастания сжи-

мающих напряжений в обоих примыканиях плотины. Более 80 % из установленных тензодатчиков продолжают фиксировать рост сжимающих напряжений. При этом видно, что на более высоких отметках плотины больше размах арочных напряжений. В левобережном примыкании в секции 10 на отм. 534 м и на расстоянии от напорной грани 24 м напряжения сжатия в 2005 г. достигли 10 МПа при сезонном колебании 7 МПа, а на правом берегу в секции 55 на такой же отметке и на таком же расстоянии от напорной грани напряжения в 2006 г. достигли 13 МПа при аналогичном сезонном колебании 7 – 8 МПа. Такая же величина арочного напряжения сжатия в этом месте была отмечена и в 2009 г.

Роста консольных напряжений не отмечено, не считая небольшого увеличения сжимающих напряжений у низовой грани плотины.

Деформации береговых примыканий плотины. Для наблюдения за деформациями приконтактной зоны в правобережном и левобережном примыканиях плотины в 1999 г. были установлены длинноразмерные экстензометры. Рассмотрение полученных диаграмм деформаций в приконтактной зоне “плотина — основание” свидетельствует:

- о наличии зон декомпрессии на контактах со стороны верховой грани;
- о наличии зон продолжающихся деформаций сжатия со стороны низовой грани;
- о тесной связи деформаций с уровнем верхнего бьефа.

Таким образом, плотина в бортовых примыканиях и в основании опирается на скалу лишь частью своей проектной опорной площади, что способствует концентрации напряжений близ низовой грани плотины. При этом видно, что горизонтальная зона растяжения в основании плотины распространяется на расстояние свыше 75 м (рис. 4).

Геология створа и разработка инженерно-геологической и геомеханической моделей

Район Саяно-Шушенской плотины сложен древними (верхнепротерозойскими) метаморфическими сланцами, сильно и повышеннотрещиноватыми, имеющими некоторое различие в своем происхождении и вещественном составе. При инженерно-геологическом районировании массива все разновидности сланцев были объединены в две основные группы:

- ортосланцы, образовавшиеся за счёт регионального метаморфизма первичных вулканогенных пород;
- парасланцы, являющиеся продуктом метаморфизма первичных осадочных пород.

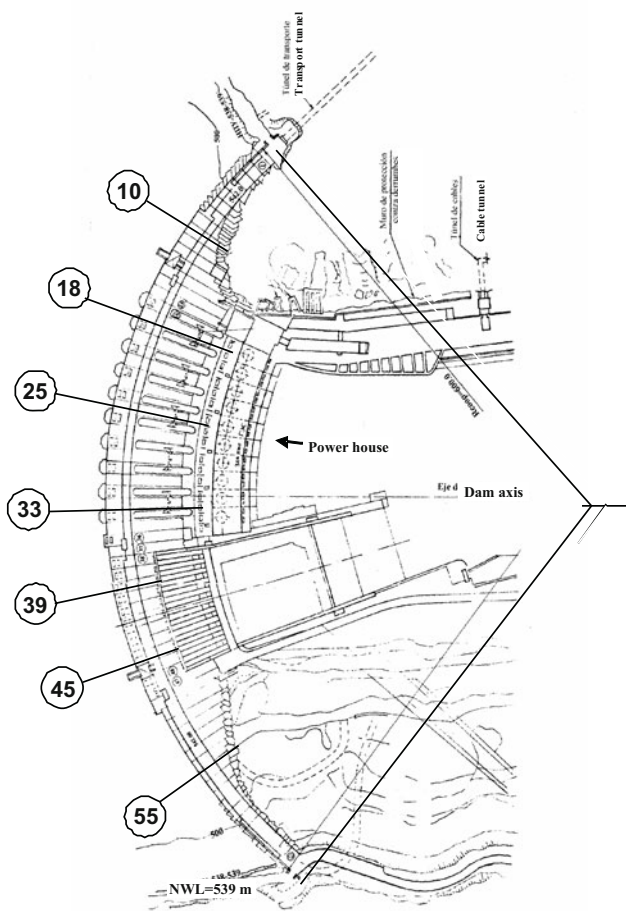


Рис. 1. План Саяно-Шушенской плотины

Прочностные и деформационные характеристики орто- и парасланцев весьма мало различаются, они относятся к прочным скальным породам со средними значениями в образцах этих пород соответственно: плотности 2,83 – 2,97 т/м³, предела прочности на одноосное сжатие в сухом состоянии 142 – 146 МПа и в водонасыщенном 119 – 135 МПа. В массиве модуль деформации по данным изысканий изменяется от 2000 – 5000 МПа в наиболее ослабленных породах и до 18 000 – 25 000 МПа в сохранных, не затронутых тектонической породах [1, 3].

Коренные породы в целом залегают моноклиально, простираясь в северо-восточном направлении и падая в сторону правого берега по азимуту 150 – 170° под углами 65 – 90°.

В естественном состоянии рассматриваемый массив рассечен рядом разномасштабных тектонических нарушений и изменен процессами выветривания и разгрузки. В его пределах выделено три довольно крупные крутопадающие тектонические зоны северо-западного простирания, представляющие собой серию сместителей с зонами влияния мощностью до 10 – 15 м.

Кроме “главных” зон в массиве зафиксированы более мелкие разрывы различной ориентации. Они

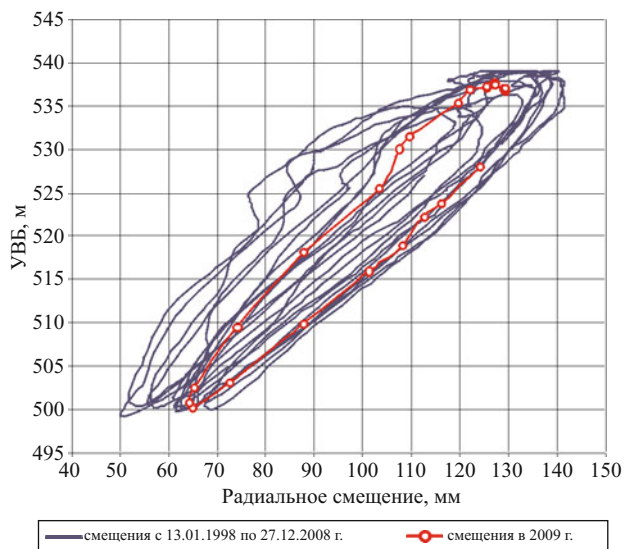


Рис. 2. Диаграмма измеренных горизонтальных перемещений гребня центральной секции плотины за период с 13 января 1998 г. по конец 2009 г.

представлены сместителями с зонами влияния либо без них.

Приповерхностные части массива на участке створа плотины существенно изменены процессами выветривания и разгрузки. По интенсивности их воздействия на породы выделены их следующие четыре группы:

полностью разгруженные породы в зоне интенсивного выветривания и разгрузки (группа I);

породы в зоне выветривания и разгрузки (группа II);

породы в зоне разгрузки за зоной выветривания (группа III);

породы в массиве, не измененном процессами выветривания и разгрузки (группа IV).

Установлено, что влияние выветривания больше проявляется на склонах, а действие процессов разгрузки — в донной части долины: мощность зоны разгрузки на уровне гребня плотины на правом берегу приблизительно равна 50 м, на левом она увеличивается до 90 м, а в дне долины достигает 110 м и более [3].

В целом исследуемый массив характеризуется довольно высоким уровнем естественных напряжений со значительным превышением горизонтальных напряжений над вертикальными.

Для учета изложенных особенностей строения, свойств и состояния массива пород на участке плотины СШГЭС на работу этого сооружения в соответствии с современными мировыми тенденциями в 1988 и 2010 гг. были разработаны объемные инженерно-геологические и специализированные геомеханические модели этого массива, на базе которых были созданы соответствующие обобщенные математические модели сооружения с присоединенным блоком основания, отражающие как основ-

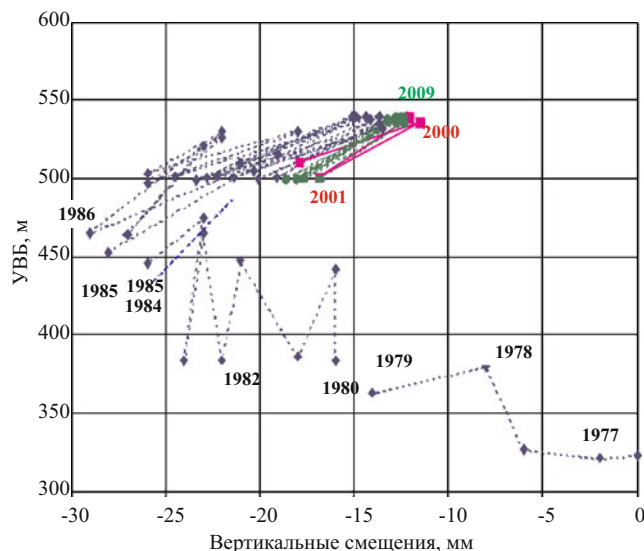


Рис. 3. Диаграмма эволюции осадок основания (отм. 308 м) столба I центральной секции 33 за период с 1977 по 2009 г.

ные структурные особенности сооружения, так и неоднородность, физико-механических свойств и состояния выделенного массива. В результате предварительных тестовых расчетов было установлено, что для получения более достоверных результатов исследований линейные размеры блока массива, вмещающего плотину, должны, как минимум, вдвое превосходить соответствующие размеры сооружения. Поэтому в указанных моделях был отображен блок массива длиной примерно 1700 м по нормали к простиранию долины, 1200 м вдоль долины и около 1000 м по высоте, в том числе на 500 м ниже подошвы сооружения (рис. 5).

Модели 2010 г. отличались от аналогичных моделей 1988 г. своей большей детальностью.

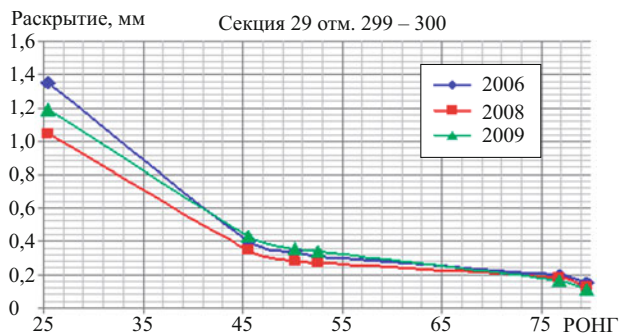


Рис. 4. Диаграмма максимального раскрытия трещины в основании секции 29 русловой части плотины на отм. 299 – 300 м в 2006, 2008 и 2009 гг.: РОНГ — расстояние от напорной грани

Основой для построения исходной трехмерной инженерно-геологической модели рассматриваемого участка и последующих геомеханических моделей в 2010 г. являлись цифровые модели его поверхности масштаба 1:500 – 1:2000, на которые выносились имеющиеся данные различных видов инженерных изысканий. В процессе обобщения и увязки этих данных выделены обособленные структурные элементы массива, различающиеся по своим свойствам.

Исходя из степени тектонической нарушенности пород, а также интенсивности их изменения под влиянием процессов выветривания и разгрузки, в пределах заданного массива выделено более трех десятков различных по показателям своих физико-механических свойств структурных элементов.

По построенным геологическим разрезам и углам падения трещин необходимые структурные элементы размещались в трехмерном пространстве. Трещины в модели воспроизводились как субвертикальные, так и пологопадающие. С целью бо-

Т а б л и ц а 1

Упругие и прочностные свойства некоторых типов инженерно-геологических элементов массива пород на участке плотины СШГЭС до начала строительства

Породы (участки массива)	Номер типа элемента	Экзогенные зоны	Показатели				
			$E_s \cdot 10^3$, МПа	$E_{II} \cdot 10^3$, МПа	$E_{\Sigma} \cdot 10^3$, МПа	tgφ	C, МПа
Ортосланцы Пачка 1 (левый берег)	1	I	8,0	5,0	3,2	1,20	2,08
	2	II	15,0	10,2	6,8	1,50	3,18
	3	III	20,1	14,2	9,8	1,70	3,88
	4	IV	30,7	23,8	16,5	1,90	5,37
Парасланцы Пачка 3 (русло)	13	I	7,3	4,5	3,0	0,98	1,26
	14	II	14,5	9,6	6,4	1,30	2,21
	15	III	23,8	17,5	12,0	1,58	3,33
	16	IV	37	30,0	20,8	1,90	5,44

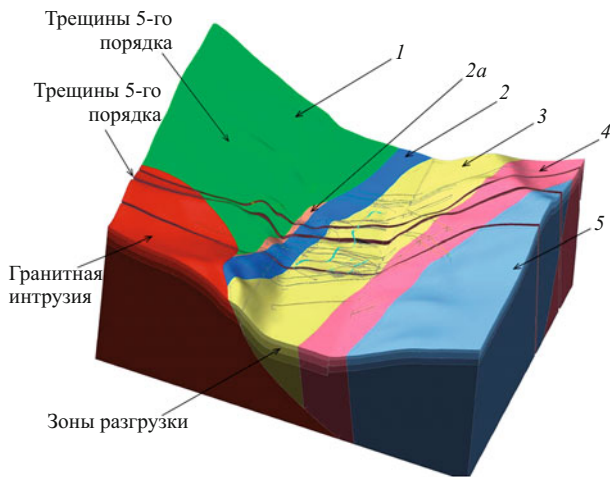


Рис. 5. Инженерно-геологическая модель основания (вид с южной стороны). Цифрами обозначены номера пачек:

1 и 2a — ортосланцы; 2 — переходная пачка: чередование орто- и парасланцев; 3, 4 и 5 — парасланцы

Для более точного их воспроизведения крупные трещины задавались сместителем двухметровой толщины, а также зоной влияния мощностью от 10 до 15 м, а мелкие трещины моделировались только сместителем мощностью примерно 2 м. Для более корректного моделирования основания его блок был разбит на зоны, различающиеся степенью сохранности пород (зоны разгрузки). Мощность этих зон принималась различной. Нижележащие слои наделялись характеристиками сохранного массива.

Пространственное распределение выделенных структурных элементов образует искомую объемную инженерно-геологическую модель.

Линейные размеры отображенных в этой модели структурных элементов массива вблизи плотины составили 10 – 15 м, увеличиваясь на внешних границах блока до 50 – 100 м. Для решения поставленных задач каждый из выделенных структурных элементов модели был охарактеризован конкретными значениями своих упругих, деформационных и прочностных свойств, т.е. были созданы трехмерные модели упругих, деформационных и прочностных свойств массива включающего плотину СШГЭС.

В результате для каждого выделенного в инженерно-геологической модели типа структурного элемента установлены значения следующих показателей: плотности, динамического E_d и статического E_s модулей упругости, коэффициента Пуассона μ , модуля деформации по второму циклу нагружения E_{II} при максимальной нагрузке 6 – 8 МПа, модуля полной или суммарной деформации E_{Σ} , показателей прочности блоков массива на сжатие R_c и на разрыв R_t , а также производные от них величины $\text{tg}\varphi$ и сцепления C , значения которых для отдельных структурных элементов приведены в табл. 1 и 2.

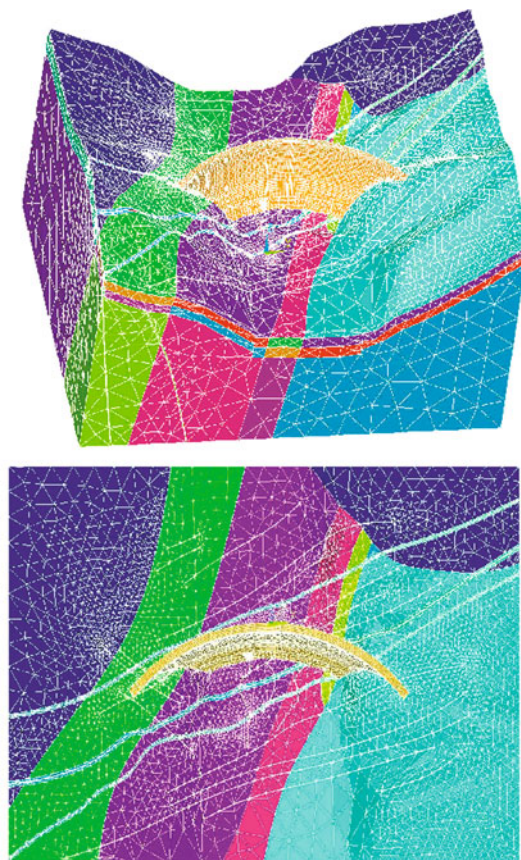


Рис. 6. Конечно-элементная модель системы «плотина — основание» (вариант 2010 г.)

Таким образом, на базе построенной инженерно-геологической модели в 2010 г. были созданы требуемые геомеханические модели. Поскольку при разработке рассматриваемых моделей использовались данные, полученные на различных этапах исследований массива пород в основании плотины СШГЭС, появилась возможность оценить изменение свойств массива, произошедшее в процессе строительства и эксплуатации объекта.

При этом проведенные в период эксплуатации дополнительные геофизические и геомеханические исследования [6, 7, 10] показали, что первоначальные показатели свойств пород в основании плотины существенно изменены в результате уплотнения весом сооружения разгруженных частей массива, а также проведенных укрепительных мероприятий [1, 6, 10]. Под воздействием указанных факторов скорости упругих волн в различных зонах массива увеличились на 20 – 50 %, а показатели их объемной пустотности уменьшились в 1,5 – 2 раза. Наиболее существенно изменились скорости упругих волн и показатели деформируемости и прочности пород в первых двух экзогенных зонах, к которым были отнесены полностью разгруженные и интенсивно разгруженные разности коренных пород. В первой зоне величины модуля упругости увеличились в 3 – 4 раза, а значения прочности возросли в 3 – 6 раз; во второй зоне эти изменения достигли 150 – 200 %.

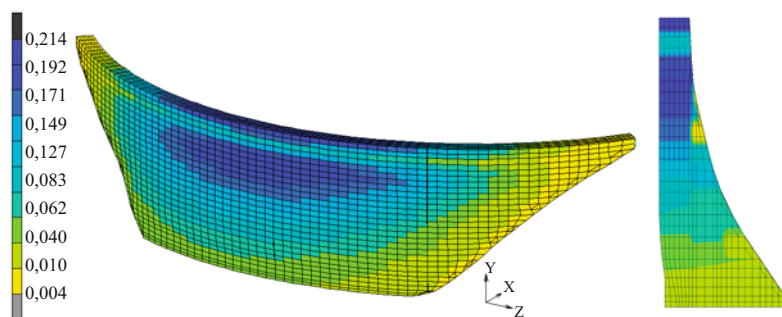


Рис. 7. Изохромы смещений вдоль потока, м, на напорной грани на шаге 21

Установленные изменения свойств пород в основании плотины, произошедшие в период ее эксплуатации, учтены при выполнении настоящих исследований.

Построенные на базе проведенных изысканий и исследований инженерно-геологическая и геомеханическая модели скального основания плотины позволили разработать математические модели для расчетов напряженно-деформированного состояния системы “плотина — основание” и для оценки устойчивости береговых примыканий.

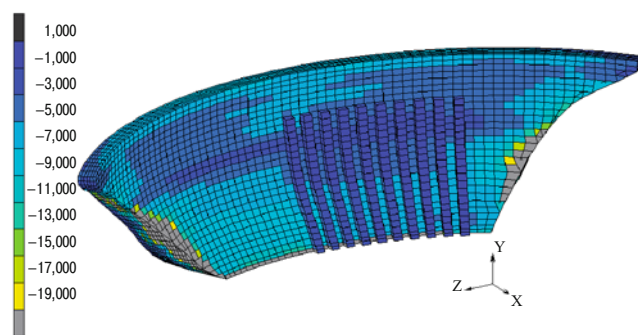


Рис. 8. Изохромы минимальных главных напряжений на низовой грани плотины на шаге 21

Т а б л и ц а 2

Упругие и прочностные свойства некоторых типов инженерно-геологических элементов массива пород на участке плотины СШГЭС в период эксплуатации

Породы (участки массива)	Номер типа элемента	Экзогенные зоны	Показатели					
			$E_s \cdot 10^3$, МПа	$E_{II} \cdot 10^3$, МПа	$E_{\Sigma} \cdot 10^3$, МПа	tgφ	C, МПа	
Ортосланцы Пачка 1 (левый берег)	1	I	25,5	19,0	13,1	0,98	5,67	
	2	II	29,1	22,2	15,4	1,30	5,44	
	3	III	32,2	25,1	17,4	1,50	5,45	
	4	IV	37,0	30,0	20,8	1,78	5,76	
Парасланцы Пачка 3 (русло)	13	I	23,8	17,5	12,0	1,58	3,33	
	14	II	27,5	20,8	14,3	1,74	2,67	
	15	III	32,2	25,1	17,4	1,82	4,62	
	16	IV	37,0	30,0	20,8	1,90	5,44	
Зоны влияния крупных трещин	Крутопадающие в сланцах	23	II	16,6	11,4	7,8	1,42	2,61
		24	III	19,6	14,0	9,4	1,50	3,03
		25	IV	23,8	17,5	12,0	1,58	3,33
	Пологопадающие в сланцах	26	I	2,5	1,2	0,8	0,58	0,86
		27	II	5,5	3,3	2,1	0,86	1,38
		28	III	15,2	10,1	6,8	1,34	2,32
		29	IV	23,8	17,5	12,0	1,58	3,33

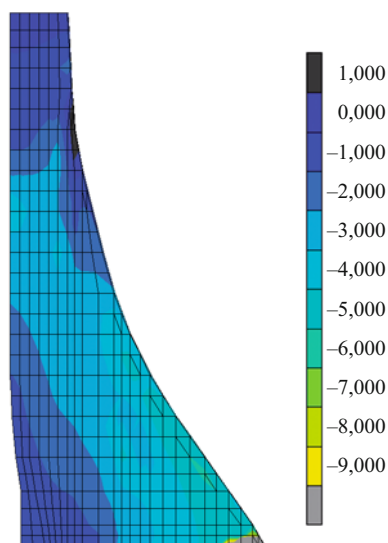


Рис. 9. Изохромы вертикальных напряжений, МПа, в секции 33 на шаге 21

Построение математической модели

На первом этапе расчетных исследований, проведенных в 1998 г. [8], была построена математическая модель системы “плотина — основание”, учитывающая реальные деформативные свойства бетона и скального основания, разрезку плотины на столбы и секции, а также последовательность возведения плотины, омоноличивания межсекционных и межстолбчатых швов, заполнения и сработки водохранилища. На этой стадии расчетных исследований существующий математический аппарат не позволял выполнить детальное разбиение модели на конечные элементы и учесть структурные нарушения скального основания. Тем не менее, разработанная модель позволила провести целый ряд методических расчетов с целью калибровки модели путем сопоставления результатов расчетов с данными натурных наблюдений, а также для изучения влияния отдельных факторов на напряженно-деформированное состояние системы “плотина — основание”. К таким факторам относятся: размеры учитываемого блока основания, фильтрационное давление на подошву плотины и способы его задания, деформативность основания, глубина раскрытия контактного шва, густота конечно-элементной сетки.

Математическая модель второго этапа исследований (2010 г.) создавалась на базе разработанных и описанных выше инженерно-геологической и геомеханических моделей путем их аппроксимации объемными четырех- и восьмиугольными элементами [8]. Объемная математическая модель включает около 370 000 конечных элементов, суммарное количество узлов в модели — 90 654. Общий вид конечно-элементной модели расчетного блока мас-

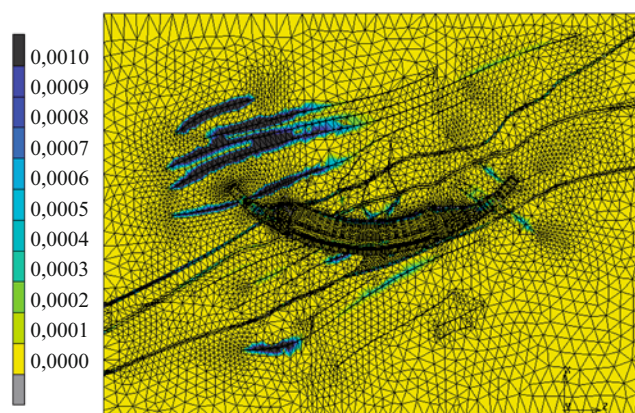


Рис. 10. Изохромы пластических деформаций на шаге 21 (УВБ = 539 м)

сива совместно с плотиной СШГЭС представлен на рис. 6. Отличием этой модели от использованной ранее (в 1998 г.) является более детальное воспроизведение структурных особенностей основания и его расчленение по физико-механическим свойствам, а также значительно более детальная аппроксимация модели конечными элементами (число элементов в плотине увеличено в 8 раз).

Основным фактором, определяющим нелинейный характер работы системы “плотина — основание”, является наличие зоны разуплотнения под верховыми столбами плотины, условно моделируемой раскрытием контактного шва в русловой части плотины на глубину 32 – 38 м при УВБ = 540 м, а также в бортах плотины до отм. 470 – 480 м.

Существенной особенностью, использованной для расчета математической модели, является детальное воспроизведение фактической последовательности бетонирования и нагружения плотины. Реальная схема возведения плотины СШГЭС характеризуется следующими особенностями: опережающими темпами нагружения плотины с приложением гидростатической нагрузки к в значительной мере неомоноличному профилю, отставанием работ по сопряжению плотины с берегами, неравномерностью в отметках верха секций.

Максимальное приближение расчетной схемы поэтапности возведения плотины к фактической обеспечивалось использованием предоставленных руководством ГЭС фактических данных об отметках верха бетона по каждой секции плотины на различных этапах строительства, а также уровнях верхнего бьефа на соответствующие моменты времени. Расчетная этапность возведения плотины и заполнения водохранилища до отметки НПУ = 500 м включала 20 этапов, на 21-м этапе отметка НПУ поднималась, в зависимости от варианта расчета, до 535; 539 и 540 м.

Таким образом, разработанная в ЦСГНЭО на уровне “ноу-хау” математическая модель воспроиз-

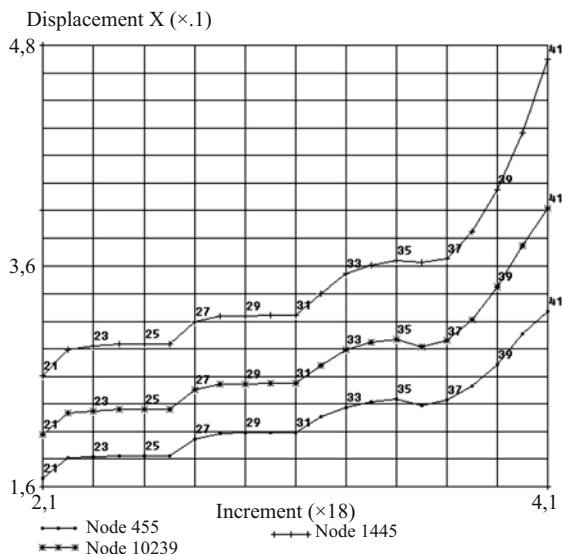


Рис. 11. Изменение горизонтальных смещений вдоль потока, м, на гребне плотины при снижении прочностных параметров плотины и основания (УВБ = 539 м) (node 455 — секция 18, node 1445 — секция 33, node 16239 — секция 45)

водит в расчетном блоке основания его структурные особенности и основные нарушения, не использует априорно заданных сценариев и кинематических схем разрушения и позволяет получить реальную оценку устойчивости плотины.

Результаты расчетов

1. Результаты расчетов НДС системы в сопоставлении с данными натурных измерений

Расчеты выполнялись с использованием лицензированного программного продукта “MARC” (MSC Software, USA), представляющего собой конечно-элементную программу общего назначения, разработанную как для линейного, так и для нелинейного анализа конструкций, решения тепловых задач и расчёта электрических и магнитных полей. При анализе нелинейных и переходных процессов программа “MARC” облегчает расчёт, предоставляя опцию автоматического увеличения или снижения нагрузки и возможность пошаговых изменений характеристик модели во времени.

Расчетные исследования, выполненные на базе созданной в 1998 г. математической модели, включали серию методических исследований, а также непосредственно определение НДС системы “плотина-основание” при действии статических нагрузок [8]. Расчеты НДС были выполнены в две очереди, соответствующие строительному и эксплуатационному периодам. В строительный период на модели воспроизводились укладка бетона в тело плотины и цементация швов. В эксплуатационный период моделировался подъем УВБ с отм. 500 м до отм. 540 м, а также прикладывались соответствующие температурные воздействия. В результате вы-

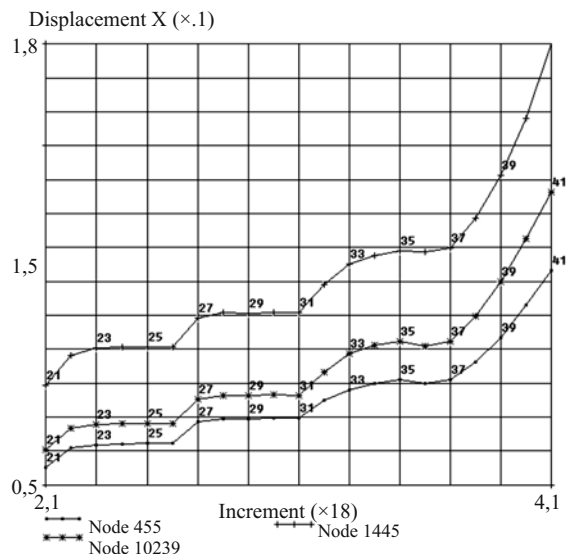


Рис. 12. Изменение вертикальных смещений, м, на гребне плотины при снижении прочностных параметров плотины и основания (УВБ = 539 м) (node 455 — секция 18, node 1445 — секция 33, node 16239 — секция 45)

полненной серии ретроспективных расчетов было достигнуто удовлетворительное соответствие результатов расчетов данным натурных наблюдений. Контролируемыми параметрами при этом являлись вертикальные перемещения ключевого сечения плотины, глубина раскрытия контактного шва, приращения прогибов и напряжений при подъеме горизонта верхнего бьефа с 500 до 540 м.

При создании новой модели существовавшая ранее математическая модель была существенно преобразована, в том числе было увеличено число конечных элементов за счет уменьшения их размеров. Очевидно, что внесение столь существенных изменений в модель системы “плотина — основание” потребовало выполнения целого ряда методических расчетов, на основании которых можно было бы утверждать, что новая модель отражает основные особенности поведения сооружения в строительный период и в то же время позволяет корректно оценить несущую способность рассматриваемой системы “плотина — основание” в целом.

Большое количество исходных данных в новой модели основания, связанное со значительным увеличением количества зон с различными физико-механическими и прочностными свойствами и немалым количеством численных значений некоторых параметров, привело к необходимости решения многих методических задач. Такие расчеты были также необходимы для осуществления перехода от значений различных параметров перед началом строительства к их значениям в период эксплуатации сооружения.

Эта корректировка (калибровка) модели и её основных деформационных и прочностных парамет-

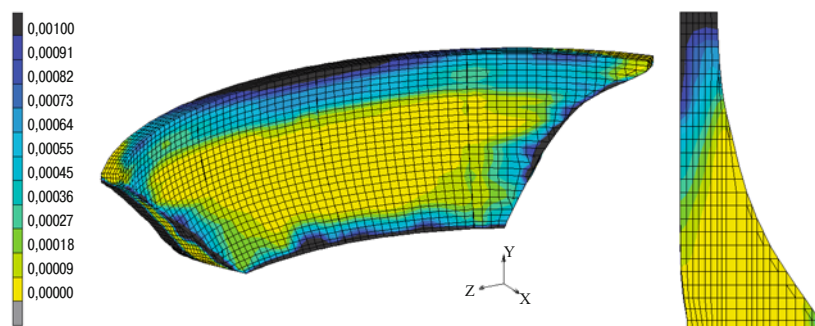


Рис. 13. Изохромы эквивалентных пластических деформаций в теле плотины при увеличенной в 1,3 раза гидростатической нагрузке

ров осуществлялась путем сопоставления получаемых расчетом результатов с результатами натурных измерений. Для этой цели было необходимо выделить несколько основных факторов, которые следует анализировать при выполнении калибровочных расчетов.

Проведенный анализ показал, что применительно к плотине Саяно-Шушенского гидроузла к таким факторам следует отнести:

раскрытие контактного шва в русловой части плотины и в большей части бортов на глубину до 32 м и более при максимальных УВБ, о чем может свидетельствовать отсутствие вертикальных напряжений на контакте в русловой части плотины и в значительной по высоте части бортовых примыканий;

наличие существенных вертикальных растягивающих напряжений на верховой грани плотины на нижних отметках при УВБ = 540 м, приведших в начальный период эксплуатации к образованию в этой зоне на отм. 344 – 359 м горизонтальных трещин;

приращение перемещений гребня плотины в ключевом сечении при повышении УВБ с отм. 500 м до отм. 539 м без учета температурных воздействий не должно превышать 120 мм.

Рассмотрение основных результатов большого количества вариативных расчетов показало, что удовлетворить приведенным выше факторам можно при использовании на первом шаге показателей упругих и прочностных свойств скальных пород основания, отвечающих периоду перед началом строительства, с последующим их изменением по линейному закону до значений в период эксплуатации сооружения. При этом принятые показатели деформационных и прочностных свойств скальных пород основания для периода поздней эксплуатации плотины должны учитывать повышение жесткости приконтактной зоны скального массива в результате инъекции этой зоны эпоксидными смолами типа “Родур” в период 1998 – 2003 гг. В этом случае при повышении уровня в водохранилище с отм. 500 м (шаг 20) до отм. 540 м (шаг 21) прира-

щение смещения гребня плотины в ключевом сечении вдоль потока составляет 111 мм без учета температурных воздействий и 74 мм при учете температуры (по натурным измерениям 73 мм в 2005 г.), что хорошо согласуется с заданными требованиями. Следует отметить, что в ранее выполненных нами расчетах приращение перемещений гребня плотины в ключевом сечении при изменении УВБ с отм. 500 м до отм. 540 м составляло 136 мм (в 1987 г.) и 128 мм (в 2003 г.). Это перемещение гребня плотины было получено при максимальных значениях модулей деформации основания во всех инженерно-геологических зонах как на первом шаге, так и на последнем из рассмотренных. Получить меньшие значения перемещений гребня плотины в ключевом сечении в выполненных методических расчетах без учета изменения свойств пород в основании сооружения не удалось.

Выполненные расчеты показали, что в период эксплуатации плотины при НПУ 539 м НДС модели характеризуется следующими показателями:

горизонтальные смещения плотины вдоль потока достигают максимальных значений на гребне центральных секций, распределение которых на шаге 21 представлено на рис. 7;

распределение вертикальных смещений (осадок) несимметрично относительно центральной плоскости плотины с большими их значениями (до 69 мм) в левобережной части плотины;

распределение главных напряжений на гранях плотины является достаточно симметричным относительно центральной плоскости. На верховой грани максимальные значения (до 2 – 3 МПа) достигаются в пригребневой арке, минимальные (до – 9 МПа) — в центральной верхней части сооружения, несколько ниже гребня;

на низовой грани расчетом фиксируются небольшие растягивающие напряжения в боковых частях сооружения несколько ниже гребня (наличие их подтверждается данными натурных наблюдений) и высокие напряжения сжатия в носке низо-

вой грани на русловом участке плотины и нижних отметках береговых примыканий (рис. 9);

глубина раскрытия контакта бетон — скала на русловом участке плотины составляет порядка 40 м, о чем свидетельствуют близкие к нулевым значения вертикальных напряжений в приконтактной зоне бетона (рис. 9);

изохромы пластических деформаций в основании на шаге 21 (рис. 10) показывают, что после возведения сооружения заметные пластические деформации имеют место под низовой гранью плотины в русловой ее части и в береговых примыканиях на нижних отметках, а также в поперечных и продольных трещинах вблизи плотины в нижнем бьефе. При снижении прочностных характеристик грунтов основания и тела плотины уровень пластических деформаций в перечисленных выше зонах возрастает.

Приведенные результаты (рис. 7 и 8) и их сопоставление с материалами натурных измерений свидетельствуют о достаточно хорошем согласовании этих данных. Следовательно, описанные выше исходные данные и построенная на их основе расчетная модель адекватно отображают реальные условия “работы” плотины СШГЭС и могут быть использованы в дальнейших расчетах несущей способности системы “плотина — основание”.

2. Оценка несущей способности плотины

Оценка несущей способности системы “плотина — основание” осуществлялась методом ступенчатого снижения прочностных параметров бетона плотины и скального основания при сохранении постоянства всех действующих сил. Снижение параметров прочности осуществлялось до наступления предельного состояния системы, при котором наблюдалось безграничное нарастание деформаций расчетной области. Отношение расчетных прочностных параметров сооружения и основания к минимальным их значениям, при которых еще возможно решение краевой задачи, принималось за коэффициент запаса несущей способности системы “плотина — основание”.

При выполнении расчетов по оценке несущей способности системы “плотина — основание”, как и в вариантных расчетах, моделировалась упомянутая выше последовательность возведения плотины и заполнения водохранилища до отм. 500 м (шаги 1 – 20). Затем на шаге 21 к плотине прикладывались нагрузки, полученные при решении температурных задач и соответствующие охлаждению сооружения до температуры при УВБ = 500 м и последующему нагреву до соответствующей УВБ = 539 – 540 м температуры. На этом шаге также воспроизводилось повышение УВБ с отм. 500 м до отм. 535; 539 и 547,5 м. Затем на последующих после 21-го шагах при достигнутых и далее остаю-

щихся постоянными нагрузками осуществлялось ступенчатое снижение прочностных характеристик путем введения понижающих коэффициентов.

Графики, иллюстрирующие изменение горизонтальных радиальных смещений гребня 18, 33 и 45-й секций при приближении к предельному состоянию, для трех рассматриваемых УВБ, показаны на рис. 11, а вертикальных смещений — соответственно на рис. 12. При рассмотренном ступенчатом снижении прочностных параметров на этапах 22, 27 и 32 решение краевой задачи было устойчивым, а дальнейшее снижение прочностных параметров скальных пород основания и бетона на шаге 38 привело к безграничному росту перемещений, что свидетельствует о полном исчерпании несущей способности системы “плотина — основание”. Полученные результаты свидетельствуют, что коэффициент запаса несущей способности системы, соответствующий ее вступлению в предельное состояние с прогрессирующим нарастанием смещений, находится в диапазоне 1,35 – 1,45 при УВБ = 535 м; 1,25 – 1,30 при НПУ = 539 м; 1,16 – 1,22 при ФПУ = 547,5 м.

Альтернативным методом доведения модели до предельного состояния было гипотетическое увеличение гидростатического давления на верховую грань плотины аналогично тому, как в свое время доводились до разрушения физические модели плотины. Результат такого исследования показал, что при увеличении гидростатической нагрузки на плотину примерно в 1,3 раза относительно соответствующей НПУ = 539 м решение краевой задачи получить не удалось из-за безграничного возрастания смещений плотины, что позволяет трактовать эту величину как коэффициент запаса устойчивости системы. Как видно на рис. 13, предельное состояние наступает из-за раскрытия контактного шва со стороны верховой грани по всей его длине на глубину в русловой части плотины порядка 90 м и из-за смятия бетона приконтактной зоны низовой грани.

Обобщая изложенные результаты, можно полагать, что при принятых показателях свойств сооружения и его основания наиболее вероятной схемой возможного нарушения несущей способности плотины СШГЭС является её сдвиг по ослабленным левобережным зонам массива. Эта схема может реализоваться если существующие показатели прочности указанных зон снизятся на 25 – 30 %.

Динамическое поведение плотины

Оценка сейсмостойкости плотины СШГЭС и расчеты напряженно-деформированного состояния системы “плотина — основание” были выполнены

в ЦСГНЭО в 2003 г. при землетрясении уровня МРЗ, соответствовавшего 8 баллам [9].

До приложения сейсмических воздействий, задаваемых тремя независимыми компонентами акселерограмм, была решена задача редукции этих воздействий на границы расчетной области скального основания. Эта процедура позволила получить в контрольном расчете блока основания на сейсмические воздействия исходные характеристики акселерограмм на свободной поверхности скального основания. Как показали первичные расчеты, обосновать сейсмостойкость плотины СШГЭС в линейно-упругой постановке не представилось возможным: в плотине возникали обширные зоны растягивающих напряжений как арочного, так и вертикального направления, значения которых существенно превышали прочность межстолбчатых и межсекционных швов. На основании этого было принято решение о необходимости выполнения расчетов с учетом нелинейных эффектов поведения сооружения во время землетрясения. Согласно выполненным расчетам, сейсмостойкость плотины при воздействии на нее максимального расчетного землетрясения была обеспечена за счет нелинейного деформирования бетона, перераспределения усилий и диссипации сейсмической энергии при работе швов и трещин на деформациях открытия-закрытия и проскальзывания. Так в ЦСГНЭО впервые в мировой практике были получены результаты решения нелинейной динамической задачи для системы «плотина — основание».

Анализ полученных результатов динамических расчетов показал, что при уровне сейсмического воздействия, соответствующем максимальному расчетному землетрясению, помимо открытия-закрытия контактного и вертикальных швов в русловой части плотины возможно образование горизонтальных трещин (раскрытие горизонтальных швов). Однако ни в один из моментов землетрясения эти трещины не являются сквозными, а после его окончания перемещения и напряжения во всех точках стабилизируются, что свидетельствует о возможности сооружения воспринять заданные воздействия без разрушения.

Заключение

В представленной работе описаны исследования статического и динамического поведения Саяно-Шушенской арочно-гравитационной плотины, проведенные с учетом взаимодействия сооружения со вмещающей его геологической средой и созданным глубоководным водохранилищем. Для выполнения этих расчетов созданы детальные объемные инженерно-геологические и геомеханические модели вмещающего плотину скального основания,

отображающие степень тектонической нарушенности исследуемых пород, а также интенсивность изменения их свойств под влиянием процессов выветривания и разгрузки. По этим признакам в пределах заданного массива было выделено более трех десятков различных по показателям своих физико-механических свойств структурных элементов, которые с учетом особенностей инженерно-геологического строения массива распределены в трехмерном пространстве.

При разработке рассматриваемых моделей использованы данные, полученные на различных этапах исследований массива пород в основании плотины Саяно-Шушенской ГЭС, которые дали возможность оценить изменение свойств массива, произошедшее в процессе строительства и эксплуатации объекта.

Существенной особенностью использованной для расчетов математической модели является детальное воспроизведение фактической последовательности бетонирования и нагружения плотины.

Для корректировки результатов расчета, выполненных на базе указанной модели, с данными натурных измерений был определен ряд контролируемых параметров, основными из которых являются вертикальные перемещения ключевого сечения плотины, глубина раскрытия контактного шва, приращения прогибов и напряжений при подъеме горизонта водохранилища с 500 до 540 м.

Анализ результатов большого количества вариативных расчетов показал, что удовлетворить приведенным выше условиям можно лишь при использовании на первом шаге расчетов показателей упругих и прочностных свойств скальных пород основания, отвечающих периоду до начала строительства, с последующим их увеличением по линейному закону до значений, соответствующих периоду эксплуатации сооружения. При этом принятые показатели деформационных и прочностных свойств скальных пород основания для периода поздней эксплуатации плотины учитывают повышение жесткости приконтактной зоны скального массива в результате инъекции этой зоны эпоксидными смолами в период 1998 – 2003 гг.

Оценка несущей способности системы «плотина — основание» осуществлена методом ступенчатого снижения прочностных параметров бетона плотины и скального основания при сохранении постоянства всех действующих сил. Снижение параметров прочности осуществлялось до наступления предельного состояния системы, при котором наблюдалось безграничное нарастание деформаций расчетной области. Отношение расчетных прочностных параметров сооружения и основания к минимальным их значениям, при которых еще возможно решение краевой задачи, принималось за коэффи-

коэффициент запаса несущей способности системы “плотина — основание”. Таким образом, установлено, что коэффициент запаса несущей способности системы, соответствующий её вступлению в предельное состояние с прогрессирующим нарастанием смещений, находится в диапазоне 1,35 – 1,45 при УВБ = 535 м; 1,25 – 1,30 при УВБ = 539 м и 1,16 – 1,22 при ФПУ = 547,5 м.

В ходе описываемых исследований впервые в мировой практике получено решение нелинейной динамической задачи для системы “плотина — основание”, в результате которого сейсмостойкость плотины при воздействии на неё максимального расчетного землетрясения была обеспечена за счет нелинейного деформирования бетона, перераспределения усилий и диссипации сейсмической энергии при работе швов и трещин на деформациях открытия-закрытия и проскальзывания.

Отмечается хорошее согласование результатов выполненных расчетных исследований с данными многолетних натуральных наблюдений за состоянием системы “плотина — основание”, что подтверждает необходимость учета при оценке поведения плотины Саяно-Шушенской ГЭС свойств и состояния вмещающего массива горных пород и созданного сооружением водохранилища.

Список литературы

1. Брызгалов В. И. Из опыта создания и освоения Красноярской и Саяно-Шушенской гидроэлектростанций. — Красноярск, 1999.

2. Палкин Е. С., Бондаревский Ю. П. Напряженное состояние арочно-гравитационной плотины Саянской ГЭС // Труды Гидропроекта. 1971. № 25.
3. Бадухин В. И., Луцевич О. А., Пирогов И. А. Саяно-Шушенская плотина на р. Енисей // Геология и плотины. 1986. Т. X.
4. Брызгалов В. И., Газиев Э. Г. Поведение плотины Саяно-Шушенской ГЭС до и после ремонтных работ // Гидротехническое строительство. 2004. № 4. С. 18 – 21.
5. Газиев Э. Г. Анализ современного напряженно-деформированного состояния арочно-гравитационной плотины Саяно-Шушенской ГЭС // Гидротехническое строительство. 2010. № 9. С. 48 – 57.
6. Савич А. И., Замахаев А. М., Ильин М. М., Речицкий В. И., Комаров Ю. С. Результаты комплексных исследований напряженно-деформированного состояния и деформационных свойств левобережного примыкания Саяно-Шушенской ГЭС // Вестник Красноярской государственной архитектурно-строительной академии. 2003. Вып. 6. С. 127 – 139.
7. Савич А. И., Замахаев А. М., Пудов К. О. Напряженное состояние массива пород в основании плотины Саяно-Шушенской ГЭС // Гидротехническое строительство. 2012. № 3. С. 11 – 24.
8. Бронштейн В. И., Грошев М. Е. Численное моделирование напряженно-деформированного состояния высоких плотин // Гидротехническое строительство. 2002. № 6. С. 2 – 11.
9. Бронштейн В. И., Грошев М. Е. Обоснование сейсмостойкости арочно-гравитационной плотины Саяно-Шушенской ГЭС с использованием аппарата нелинейной волновой трехмерной теории сейсмостойкости // Гидротехническое строительство. 2008. № 4. С. 30 – 35.
10. Шуйфер М. И. Изменения во времени состояния основания Саяно-Шушенской ГЭС по геофизическим данным // Гидротехническое строительство. 1991. № 6. С. 53 – 57.

Оценка и регулирование риска аварий плотин

Иващенко И. Н., доктор техн. наук (ООО “НИИЭС”),

Иващенко К. И., кандидат техн. наук

(НТЦ “Безопасность гидротехнических сооружений”)

Представлена информация о развитии методов оценки риска аварий проектируемых и эксплуатируемых плотин в мировой и отечественной практике.

Ключевые слова: методы оценки рисков аварий плотин, дерево событий, методы регулирования риска, системы искусственного интеллекта, мониторинг, гидрологической прогноз.

Строительство и эксплуатация гидротехнических сооружений (далее плотин) связаны не только с очевидными энергетическими и водохозяйственными выгодами, но и с неизбежным риском их аварий. Согласно международному стандарту ISO 31000:2009 “Risk management principles and guidelines” существенной особенностью риска является неопределенность, которая рассматривается как состояние дефицита информации относительно возможного опасного события, его вероятности или последствий.

На 20-м конгрессе ICOLD [1] была содержательно рассмотрена данная проблема. Материалы конгресса являются ценным пособием по безопасности плотин. Наряду с основными положениями теории риска применительно к плотинам, в них изложены практические рекомендации по методам качественной и количественной оценки риска. Риск определяется как мера вероятности и тяжести негативных последствий аварии и оценивается математическим ожиданием последствий неблагоприятных событий или, альтернативно, тройкой “сценарий, вероятность наступления аварии и её следствие”. На 22-м конгрессе ICOLD [2] представлены результаты классификации плотин по уровню безопасности, методы оценки риска, меры профилактики перелива через гребень и по предотвращению суффозии. На 23-м конгрессе ICOLD [3] рассмотрены вопросы оценки рисков, нормативного и экономического регулирования риска, последствия эксплуатации водохранилищ, а также аспекты разработки аварийных планов, дистанционного контроля и управления. Проблемы оценки и регулирования риска аварий плотин находятся в центре внимания также ряда других конгрессов ICOLD [4 – 9], детально представлены в нескольких специальных бюллетенях ICOLD [10 – 14].

Анализ риска является полезным инструментом для принятия конструктивных и организационно-управленческих решений, вплоть до реализации планов действий при аварии. Процедура оценки риска даёт возможность на единой методологиче-

ской основе анализировать и интегрировать всю информацию о безопасности плотин как на стадии проектирования, так и на стадиях строительства и эксплуатации плотин. Анализ риска позволяет более точно выявить и оперативно оценить неизбежные неопределенности, определить технические и организационные решения по снижению вероятности аварии и минимизации возможного ущерба. Процедура количественной оценки риска (QRA) широко используется в Австралии, США, Канаде, а также во многих странах Европы [15 – 19].

Чтобы провести анализ рисков, в формируемую модель плотины должны быть включены характеристики нагрузок системы (гидрологические, сейсмические или любые другие) и определены реакции системы “плотина — основание — водохранилище”, а также экономические и социальные последствия аварии. Итоговые результаты анализа рисков и оценки безопасности плотины могут быть применены для сопоставления показателей состояния плотины с критериями безопасности, для оценки влияния и эффективности возможных мер по снижению риска, для поиска путей оптимизации принимаемых решений и управления (регулирования) риска.

Значительное влияние на развитие в нашей стране повышенного внимания к проблемам обеспечения безопасности гидротехнических сооружений на стадиях изысканий, проектирования, строительства и эксплуатации оказывают принятые в последнее время нормативные документы. С 1997 г. действует Федеральный закон № 117-ФЗ “О безопасности гидротехнических сооружений”. В 2011 г. приняты Федеральные законы № 225-ФЗ “Об обязательном страховании гражданской ответственности владельца опасного объекта за причинение вреда в результате аварии на опасном объекте” и № 226-ФЗ “О внесении изменений в отдельные законодательные акты Российской Федерации в связи с принятием Федерального закона “Об обязательном страховании гражданской ответственности вла-

дельца опасного объекта за причинение вреда в результате аварии на опасном объекте”.

Введенный в 2004 г. СНиП 33-01-2003 [20] допускает применение вероятностного анализа, а также методов оптимизации инженерных решений с учётом факторов риска. Впервые в отечественной практике в СНиП 33-01-2003 включены и допускаемые значения вероятностей возникновения аварий на напорных гидросооружениях I – III классов. Ведущие научные организации России в области гидротехники подготовили методические документы [21, 22] применительно к анализу и оценке риска. Таким образом, разработана не только нормативно-правовая, но и методологическая основа для практического применения методов оценки и регулирования риска плотин. В частности, методы теории надёжности и риска применяются при разработке деклараций безопасности плотин, выполняемой в связи с указаниями Федерального закона № 117-ФЗ.

На 24-м конгрессе ICOLD (Киото, 6 – 9 июня 2012 г.) [23] при рассмотрении вопроса Q 93 “Безопасность плотин” обсуждалось современное состояние исследований риска аварий плотин, в том числе в следующих направлениях:

методы оценки риска аварий, применение вероятностных и детерминированных методов на стадиях проектирования и эксплуатации, в том числе по результатам контроля состояния эксплуатируемых плотин;

методы регулирования риска аварий: обучение и повышение квалификации эксплуатационного персонала, контроль состояния эксплуатируемых плотин, предотвращение опасных последствий аварий плотин, нормативно-правовые и экономические методы обеспечения безопасности.

Методы оценки риска аварий рассмотрены на конгрессе в Киото в сообщениях R. R. 5, 21, 30 и 33.

В сообщении R. 21. Carvajal C., Vecue J. P., Peyras L., Felix H., Royet P., Vacconnet C. (France) “Safety assessment of dams by the joint use of Risk Analysis and Reliability methods — Application to Hazards Studies” представлены результаты комплексного исследования надёжности и безопасности 35-метровой плотины из укатанного бетона. Предварительный детерминированный (качественный) анализ возможных опасностей использован для конкретизации сценариев аварии плотины и при построении дерева событий (“event tree”). Рассмотрены сценарии потери прочности и устойчивости вследствие блокировки и ненадёжной работы водосброса плотины, в том числе в сочетании с землетрясениями различной повторяемости. При определении исходных вероятностей использованы результаты математического моделирования и справочные материалы, а в случае недостатка или отсутствия исходной информации для раскрытия неопределённости и определения исходных вероят-

ностей использовались экспертные оценки. Оценка прочности и устойчивости плотины выполнена путём статистического моделирования (метод Монте-Карло). На основе гидрологического метода с использованием распределения паводкового стока (распределение Гумбеля) осуществлено моделирование гидрографов половодья и получены функции распределения гидростатической нагрузки на плотину. Вероятности блокировки водосброса заданы на экспертной основе. Логнормальное распределение использовано при моделировании противодавления в основании плотины, а также при построении функции распределения экспериментальных данных о физико-механических характеристиках бетона. Сделана попытка учёта пространственной изменчивости характеристик. Авторы сообщения R. 21, выполненного в традиционной манере, обоснованно подчёркивают целесообразность применения комплексного подхода, для которого характерно сочетание качественных методов анализа риска и методов оценки надёжности конструкции плотины в вероятностной форме.

В сообщении R. 33. Serrano Lombillo A., Escuder Bueno I., Altarejos Garcia L. (Spain) “Use of risk models for evaluation of risk reduction measures for dams” дана общая характеристика разработанного авторами программного обеспечения, ранее подробно представленного на 23-м конгрессе ICOLD [24]. Программа автоматизирует процедуру создания традиционного дерева событий на основе применения так называемых “диаграмм влияния”. Программа позволяет рассчитать годовую вероятность аварии плотины, экономический и социальный риски, представить результаты графически, а также в виде карт или экспортировать результаты в другие программы. Авторы указывают, что правила построения “диаграмм влияния” и процедура их преобразования в дерево событий приведены в докладе [24], а подробный алгоритм расчетов объясняется в работе [25].

Исследования вопросов подготовки исходных данных для расчётов имеют непосредственное отношение к проблеме количественной оценки риска. В этой связи интересны результаты исследования процессов образования прорана при авариях грунтовых плотин, представленные в сообщении R. 38 Jiabi Xie Dongya, Sun Liuqian Ding (China) “Statistical studies for the characteristic breach parameters of embankment dams based on historical cases”. Исследования по данной проблеме имеют важное значение для обеспечения эффективной работы систем раннего предупреждения, а также для повышения точности математического моделирования процесса формирования и распространения волны прорыва. В Китае зафиксировано около 3500 аварий, сопровождавшихся прорывом плотин. Большинство аварий произошло на небольших и средних грунтовых дамбах. По некоторым авариям авторам уда-

лось собрать очень интересную информацию о развитии во времени и параметрах проранов. Информация представлена в удобном для анализа виде, в том числе на графиках и в форме таблиц статистических параметров, и в основном сводится к следующему:

более половины размывов дамб произошли при начальной глубине перелива менее 0,8 м, однако в некоторых случаях глубина превышала 1 м;

по исследованиям Singh и Scarlatos (52 аварии), на которые ссылаются авторы, развитие прорана происходит в основном менее чем за 3 ч (в 50 % случаев меньше, чем за 1,5 ч). В исследованиях авторов (9 аварий) среднее значение составило 3,28 ч при стандартном отклонении в 2,8 ч;

в 41 случае среднее отношение глубины прорана к высоте плотины оказалось равным 0,7 при стандартном отклонении 0,31 (в 70 % случаев это отношение менее 0,87), таким образом, во многих случаях проран не достигает основания плотины;

среднее соотношение ширины прорана к глубине водохранилища составило для средних и малых водохранилищ 3,28 (в 65,3 % случаев это отношение имеет значение между 0,6 и 3,6, в то время как в 86,1 % — между 0,6 и 5,1). Кроме того, отмечается, что с уменьшением размеров водохранилищ указанное соотношение также уменьшается.

Представленная информация полезна для повышения достоверности детерминированных расчетных оценок параметров волны прорыва для конкретных плотин. Приведенные в докладе статистические характеристики могут быть использованы не только при математическом моделировании процесса формирования и распространения волны прорыва. Данные, характеризующие процесс развития прорана, ценны и при последующей вероятностной оценке последствий аварии и итоговой оценке риска. В докладе даны ссылки на девять публикаций по данному вопросу. В России изучению процессов формирования проранов также уделяется должное внимание. В частности, весьма интересные детальные данные по формированию и оценке параметров проранов приведены в работе А. М. Прудовского [26].

В сообщении R. 18. J. Hage, A. J. Shelly (South Africa) “Practical lessons learned during statutory dam safety evaluations since 1986” изложена практика назначения проектных расходов в сопоставлении с результатами 25-летней эксплуатации более 200 плотин ЮАР, в том числе 50 плотин высшей категории ответственности. В соответствии с принятыми в 1991 г. Национальным комитетом ЮАР по большим плотинам “Руководящими принципами” выбор проектных расходов проводится в зависимости от размера и ответственности плотины и назначается путём ввода понижающих коэффициентов к РМФ. При выборе указанных коэффициентов учитываются региональные особенности, в том числе

максимальные расходы, зафиксированные на данном водотоке. По результатам обследования установлена необходимость увеличения пропускной способности ряда плотин. Приводятся примеры обоснования расчётных расходов водосбросов, а также подробно описываются принятые технические решения по ремонту и реконструкции ряда бетонных и грунтовых плотин.

Вопросы количественной оценки риска аварий представлены на конгрессе в Киото также и в сообщениях российских участников. В сообщении R. 5. Bellendir E. N., Stefanyshyn D. V., Filippova E. A. (Russia) “Failure risk assessment and its role in safety management at the design stage” рассмотрена методика оценки риска на стадии проектирования и приведены примеры реализации этой методики. При вычислении вероятности аварии плотин в данном докладе успешно реализован сценарный подход, нашедший широкое применение в мировой практике проектирования. Использована методика построения деревьев возможных опасных событий (“event tree”) с последующим определением итоговой вероятности аварии плотины по формуле полной вероятности. В приведенных практических примерах сопоставлены различные конструктивные варианты Богучанской и Рогунской плотин. Широко применяемая практика принятия проектных решений только на основе сопоставления вероятности аварий не всегда позволяет найти оптимальное решение. В связи с этим особый интерес представляет предложенный способ выбора оптимального варианта плотины. Для раскрытия неизбежной в данном случае неопределённости применена экспертная оценка вероятности тех или иных экономических последствий строительства и эксплуатации указанных плотин.

В сообщении R. 30. Ivashchenko I. N., Radkevich D. B. (Russia) “Financial support of civil responsibility for dams” предложена методика оценки вероятности аварий плотин на стадии эксплуатации. Вероятность аварии представлена в виде суммы двух слагаемых. Первое слагаемое характеризует вероятность, определяемую на стадии проектирования, например в соответствии со сценарной методикой “event tree”, рассмотренной в докладе R. 5. Второе слагаемое отражает увеличение вероятности аварии в процессе эксплуатации, вызванное главным образом неизбежным изменением со временем состояния плотины. Указанное изменение предложено характеризовать ранее введённым интегральным параметром — индексом I [27, 21]. Индекс I, определяемый по результатам обследований плотин с использованием не только количественных инструментальных измерений, но и качественных экспертных оценок, позволяет раскрыть неизбежную неопределённость исходных данных о состоянии плотины. Анализ, в том числе статистический, результатов обследований 130 “больших

плотин” показал возможность применения нормального закона распределения вероятностей. Предложена процедура определения вероятности аварии любой эксплуатируемой плотины на основе результатов комиссионных обследований. Детальное изложение материалов сообщения R. 30 представлено в работе [27].

Количественная оценка вероятности аварии плотины необходима для обоснования страховых тарифов и реализации процедуры страхования гражданской ответственности. Как показано в сообщениях R. 5 и R. 30, в нашей стране разработаны и применяются на практике методы оценки вероятности риска и на стадии проекта, и при эксплуатации плотин. Кроме того, в России разработана и в течение последнего десятилетия активно применяется методика расчёта волны прорыва и оценки экономических и социальных последствий аварий плотин [28]. Таким образом, созданы необходимые условия как для количественной оценки риска, так и для страхования гражданской ответственности за последствия аварий.

Выполненный анализ мировой и отечественной практики показывает, что для количественной оценки рисков наиболее эффективен комплексный подход. Такой подход характеризуется сочетанием качественных методов анализа рисков и методов оценки надежности сооружений в вероятностной форме. В последнем случае широко применяются сценарные методы, в том числе логико-графические методы анализа “деревьев отказов и событий”. Эти методы применяются в сочетании с аналитическими расчётами. При этом используется как статистическое моделирование, так и прямое интегрирование совместной плотности вероятностей действующих факторов — характеристик воздействий и свойств материалов и пород основания.

Развитие методов оценки риска аварий проектируемых и эксплуатируемых плотин связано с более широким применением информационных технологий и методов искусственного интеллекта. Активно развиваются в этом направлении экспертные системы, обычно включающие базы данных и специализированные базы знаний. В экспертных системах применяются различные методы интерпретации как данных и правил вывода, так и результатов в форме объяснения, обоснования, моделирования. В современные экспертные системы включается также компонент приобретения (извлечения) новых экспертных знаний о состоянии объекта мониторинга и методах исследования этого объекта. Актуальна разработка методов формализации качественной, в том числе экспертной, информации. Из-за стремительного увеличения количества неструктурированной, в особенности качественной, информации всё больше возрастает роль такой процедуры, как извлечение информации. В случае диагностики сложных технических объектов, аналогич-

ных крупным современным плотинам, к рассматриваемым при этом задачам относятся: оценка перечня и приоритетности опасностей; получение недостающей исходной информации при использовании сценарных методов расчёта вероятности аварии; оценка состояния, разработка критериев безопасности и правил диагностики для эксплуатируемых плотин. К часто используемым можно отнести хорошо разработанные активные индивидуальные методы извлечения знаний — анкетирование, интервью, свободный диалог, игры с экспертом, а также ряд групповых методов экспертных оценок — метод Дельфи, “мозговой штурм”, метод анализа иерархий. Перспективно применение технологии экспертных систем при создании на плотинах автоматизированных диагностических систем, разработке тренажёров для эксплуатационного персонала, стандартизации оценки состояния плотин с использованием предметно-ориентированных инструментальных средств [34].

Методы регулирования риска рассмотрены на конгрессе в Киото в сообщениях R. R. 13, 30, 41, 43, 44.

Контроль состояния эксплуатируемых плотин, рассмотрению и анализу опыта модернизации и автоматизации систем натуральных наблюдений в Швейцарии и других европейских странах посвящено сообщение R. 13. Stahl H. (Switzerland) “Automation of dam monitoring — a gain in safety?”. Создание развитой системы мониторинга признаётся необходимым в случае, например, ограниченного доступа к плотине либо экстремальных условий эксплуатации, в том числе во время наводнений или после землетрясений. Приводятся соответствующие практические примеры 200- и 45-метровой арочных плотин, для которых степень автоматизации доведена до 50 %. В остальных случаях 18 % степень автоматизации считается вполне приемлемой — пример арочной плотины, высота которой около 200 м. При этом для автоматизации визуальных наблюдений на плотинах устанавливается всё больше видеокамер. Для эффективной работы систем мониторинга считается необходимой оптимизация количества наблюдений. Указано, что чрезмерное увеличение числа контролируемых показателей и частоты снятия показаний может оказаться бесполезным или даже вредным. Необходимы также возможность регулирования частоты наблюдений и своевременная корректировка критериев безопасности на основе использования знаний опытных специалистов. Польза применения автоматизированных систем мониторинга, обеспечивающих оперативную обработку данных, очевидна. В то же время в докладе подчёркивается, что квалифицированный и мотивированный персонал остаётся наиболее важным фактором в процессе диагностики состояния и оценки риска аварии. Последнее сообщение особенно существенно при принятии

окончательного решения о наступлении предаварийного (или аварийного) состояния сооружения и о включении сигнала тревоги.

Рекомендации R. 13. коррелируют с сообщением R. 43. Mitsuzumi A., Takana Y., Shimaguchi M. (Japan) “Development of portable simulator for dam operations”, посвящённым вопросам повышения квалификации эксплуатационного персонала одного из каскадов плотин и описанию компьютеризированной системы тренинга персонала. Была поставлена задача обеспечить приобретение (извлечение) знаний и навыков опытных операторов. Указанные знания и навыки относятся прежде всего к вопросам управления уровнями воды в верхнем и нижнем бьефах с учётом текущей и ранее накопленной информации (в том числе о гидрологических характеристиках водотока). При этом необходимо обеспечить эффективную и в то же время оперативную передачу знаний молодым операторам. Следует отметить, что именно в такой постановке осуществляется одна из функций систем искусственного интеллекта (в том числе экспертных систем). Экспертные системы активно разрабатываются и широко применяются в Японии. Необходима оптимизация соотношения уровня безопасности и соответствующих экономических (а также социальных) последствий для каскада плотин с учётом уникальности указанных экспертных знаний и навыков. В связи с этим японская компания “Kansai Electric Power Co” (КЕРСО) в течение трех лет (с 2004 по 2006 г.) завершила разработку и внедрение специализированного портативного компьютерного тренажера. Учитывая известные достижения и опыт японских специалистов в части создания программного обеспечения и практического применения систем искусственного интеллекта, можно предположить, что и в данном случае указанный опыт был использован. В докладе R. 43 есть ссылка на статью [29], в которой, по-видимому, приведены более детальные сведения об этой разработке.

В соответствии с указаниями СНиП 33-01-2003 [20] несколько десятков плотин России оснащены компьютерными интеллектуальными системами различных типов, разработанными в основном в институтах ОАО “РусГидро”: НИИЭС [30, 31] и ВНИИГ [32]. Разработанные диагностические системы включают базу данных о состоянии сооружений (результаты инструментальных и визуальных наблюдений) и базу знаний. База знаний является основной единицей (“интеллектуальным” центром) системы и включает аналитические и эвристические правила для оценки уровня безопасности плотин. Системы обеспечивают:

оперативное сопоставление контролируемых диагностических показателей с критериями безопасности;

автоматическую диагностику состояния и оценку рисков аварии плотины в виде обобщенного показателя — уровня безопасности;

предоставление информации о причинах получения неблагоприятной оценки уровня безопасности, а также о наиболее опасных зонах сооружения и рекомендуемых мерах по предотвращению повреждений и аварии;

настройку базы знаний и интерфейса системы.

Предотвращению опасных последствий аварий плотин на основе эффективной работы систем раннего предупреждения посвящено сообщение R. 41. Gu Y., Wang S., Pang Q. (China) “Study on early-warning mode of reservoir dam emergencies”. На основе изучения и анализа японской системы раннего предупреждения о землетрясении или о цунами сформирована аналогичная система Китая. В случае опасности чрезвычайной ситуации природного или техногенного характера система раннего предупреждения включает пять уровней опасности, при этом четвёртый и пятый уровни сопровождаются информацией на Центральном телевидении Китая. Средства распространения информации включают радио, телевидение, телефон и специальные средства оповещения.

Актуальность проблемы очевидна в особенности в связи с известной катастрофой и многочисленными жертвами на Кубани 6–7 июля 2012 г., вызванными внезапным дождевым паводком. Судя по доступной информации, не сработала (или сработала плохо и неэффективно) именно система раннего предупреждения. Пример эффективности системы раннего предупреждения в июле 2012 г. продемонстрировала (в очередной раз) Япония, в которой из зоны катастрофического наводнения были оперативно эвакуированы несколько сотен тысяч человек. Аналогичным образом сработала система раннего предупреждения и эвакуации США во время недавнего урагана “Сэнди”.

Очевидно, что для эффективной работы системы предупреждения наряду с современными техническими средствами необходим своевременный (в режиме реального времени) гидрологический прогноз. В этой связи интересно сообщение R. 44 Shugo Matsuda, Noriaki Hashimoto, Nozomu Takada (Japan) “Practical application and continuous improvement of rainfall prediction on for power generation in mountainous region”, в котором описана модель прогнозирования осадков в долине Куробэ. Район характеризуется крутыми склонами и типично горными погодными условиями, в том числе частым выпадением обильных и внезапных дождей. С целью безопасного управления и эксплуатации нескольких плотин, расположенных в долине, разработана специализированная прогнозная модель. Модель учитывает метеорологические характеристики и гидрологический режим долины и в режиме реального времени обеспечивает прогнози-

рование стока реки. Модель основана на использовании экспериментальных измерений параметров дождевых облаков (измерения осуществлялись радаром Доплера), мезомасштабных атмосферных моделей и разработанной отдельно распределенной модели стока. Система используется практически для регулирования режимов верхнего и нижнего бьефов и оптимизации работы затворов водосбросов с учётом необходимости эффективной работы нескольких ГЭС каскада.

В сообщениях, представленных на 24-м конгрессе ICOLD, наряду с проблемой оценки и регулирования риска, которой уделено основное внимание в данной статье, содержится и другая полезная информация по вопросам:

нормативно-правового обеспечения безопасности плотин, которым по-прежнему уделяется большое внимание (сообщения R. R. 2, 4, 9, 12, 14, 15, 24). Идеология и направление развития в данной сфере совпадает с тем, что предпринимается у нас в стране и реализовано в федеральных законах № 117-ФЗ, 225-ФЗ, 226-ФЗ и в соответствующих нормативных и нормативно-методических документах; опыта эксплуатации, в том числе ремонта и реконструкции плотин (сообщения R. R. 8, 10, 16, 18, 22, 23, 25 – 29, 31, 32, 34, 38, 42), чрезвычайных ситуаций, имевших место на сооружениях (сообщения R. R. 1, 3, 6, 35, 38), в том числе при землетрясениях (сообщения R. R. 11, 12, 28, 36, 37, 40, 42), а также методов расчётов конструкций плотин (сообщения R. R. 10, 39, 40).

В материалах последнего конгресса в Киото не содержится принципиально новых положений по вопросам обеспечения безопасности плотин на стадиях проектирования и эксплуатации. Однако подчеркнута важность применения ряда традиционных мер, а именно:

комплексного подхода при проектировании гидротехнических сооружений, далеко не всегда реализуемого на практике (например, Неберджайское водохранилище, активно упоминаемое в связи с чрезвычайной ситуацией в г. Крымске 6 – 7 июля 2012 г., в основном предназначено для водоснабжения г. Новороссийска и не обеспечивает защиту населения и объектов, расположенных в нижнем бьефе);

технической гарантии оперативного уменьшения объёма воды в водохранилище, в том числе при помощи донных водоспусков;

дублирования оборудования, обеспечивающего пропуск и перекрытие расходов, в том числе наличия источников бесперебойного энергоснабжения, а также механизмов ручного регулирования затворов.

Выводы

1. Анализ и оценка рисков аварий плотин позволяют на единой методологической основе анализировать и интегрировать всю информацию о безопасности плотин, сопоставлять и оптимизировать

различные технические и организационно-управленческие решения по управлению рисками. Как показывает мировой опыт, в итоге минимизируются риски аварий плотин, неблагоприятные материальные и социальные последствия их аварий. Осознание обществом проблемы безопасности вызвало в последние десятилетия появление большого количества научных исследований, привело к разработке соответствующих методик оценки риска, широкому обсуждению проблемы безопасности на международном уровне, к появлению ряда нормативно-правовых документов по вопросам безопасности. Однако оценки риска мало применяются в отечественной гидротехнике и нередко формально, несмотря на достаточную научную и научно-методическую проработку этих вопросов.

2. Опыт эксплуатации плотин подтверждает эффективность регулирования риска аварий и обеспечения безопасности плотин на основе системы мониторинга как состояния плотин, так и внешних воздействий в сочетании с современными техническими средствами раннего предупреждения об аварии. Целесообразна организация систем контроля состояния плотин на основе разумного применения автоматизированных систем мониторинга, в том числе дистанционного видеонаблюдения за состоянием плотины, её водосбросных и водопропускных устройств, а так же за состоянием русла и уровнями воды в нижнем бьефе. Как показывает практика, автоматизированные системы мониторинга весьма эффективны при получении исходной информации о гидрологической и гидрометеорологической обстановке (в особенности при их динамичном изменении, характерном, в том числе для горных районов в связи с выпадением обильных дождевых осадков). Перспективно использование диагностических систем искусственного интеллекта, в том числе экспертных диагностических систем.

Техническая сторона вопроса и соответствующее программное обеспечение достаточно проработаны в нашей стране и имеется опыт успешной эксплуатации ряда автоматизированных диагностических систем. Однако весьма опасен имеющийся в ряде случаев формальный подход. При этом, несмотря на то что система установлена на плотине, результаты её работы в полной мере не используются при оценке риска и выработке решений по управлению риском аварий.

3. Эффективным экономическим методом регулирования риска и обеспечения безопасности гидротехнических сооружений является страхование гражданской ответственности владельцев за последствия аварий. В связи с действием Федерального закона № 117-ФЗ и принятием Федеральных законов № 225-ФЗ и 226-ФЗ, посвящённых страхованию ГТС, вероятностные оценки риска весьма актуальны в нашей стране. Вероятность аварии входит в состав как основной части нетто-ставки

страхового тарифа, так и рискованной надбавки и поэтому непосредственно влияет на привлекательность страхования гражданской ответственности как средства регулирования риска [33]. Кроме того, в России разработана и в течение последнего десятилетия активно применяется методика расчёта волны прорыва и оценки экономических и социальных последствий аварий плотин. Таким образом, созданы необходимые условия для количественной оценки обеих составляющих риска и, следовательно, для страхования гражданской ответственности за последствия аварий.

Несмотря на непродолжительный период применения положений Федеральных законов № 225 и 226, принятых в 2011 г., можно отметить следующее. Постановлением Правительства РФ № 808 от 1 октября 2011 г. жёстко регламентированы ставка страхового тарифа и верхний предел страхового покрытия. Однако страховая ставка не может быть одинаковой для любых плотин, а должна назначаться на основе расчёта вероятности аварии плотины. Кроме того, размер страхового покрытия должен определяться с учётом масштаба материальных и социальных последствий аварии и не должен ограничиваться пределами, заданными в указанном Постановлении.

4. Для эффективной практической реализации методологии риска целесообразна разработка федерального технического регламента «Об оценке и регулировании риска аварий гидротехнических сооружений», а также внесение соответствующих уточнений в действующее «Положение о декларировании безопасности гидротехнических сооружений».

Список литературы

1. ICOLD (2000) — Trans. of 20-th Congress, Q. 76 “The Use Of Risk Analysis To Support Dam Safety Decisions And Management”, Beijing.
2. ICOLD (2006) — Trans. of 22-nd Congress, Q. 86 “Safety Of Earth And Rockfill Dams”, Barcelona.
3. ICOLD (2009) — Trans. of 23-rd Congress, Q. 91 “Dam Safety Management”, Brasilia.
4. ICOLD (2006) — Trans. of 22-nd Congress, Q. 85 “Management Of The Downstream Impacts Of Dam Operation”, Barcelona.
5. ICOLD (2003) — Trans. of 21-st Congress, Q. 83 “Seismic Aspects Of Dams”, Montreal.
6. ICOLD (2000) — Trans. of 20-th Congress, Q. 79 “Gated Spillways And Other Controlled Release Facilities And Dam Safety”, Beijing.
7. ICOLD (2000) — Trans. of 20-th Congress, Q. 78 “Monitoring Of Dams And Their Foundations”, Beijing.
8. ICOLD (1997) — Trans. of 19-th Congress, Q. 75 “Incidence And Failures Of Dams”, Florence.
9. ICOLD (1994) — Trans. of 18-th Congress, Q. 68 “Safety Assessment And Improvement Of Existing Dams”, Durban.
10. ICOLD (2001) — Nonstructural Risk Reduction Measures — Committee on Cost of Dams — Bulletin E02.
11. ICOLD (2005) — Risk Assessment in Dam Safety Management — Committee on Dam Safety — Bulletin 130.
12. ICOLD (2010) — Selecting Seismic Parameters for Large Dams, Guidelines, Bulletin 72 (Revised 2010); Committee on Seismic Aspects of Dam Design.
13. ICOLD (2011) — Guidelines for Use of Numerical Models in Dam Engineering — Committee on Computational Aspects of Analysis and Design of Dams — Final Draft Bulletin.
14. Draft Report on “Public Safety at Dams” — by ad hoc working group of ICOLD European Club, released 2010.
15. ANCOLD. Guidelines on Risk Assessment. 1994, 2003.
16. R. Fell, D. S. Bowles, L. R. Anderson, G. Bell. The status of methods for estimation of the probability of failure of dams for use in quantitative risk assessment. Trans. of 20-th Congress ICOLD, Q76, Beijing.
17. Bowles D. S. Tolerable Risk for Dams: How Safe is Safe Enough? — Proceedings of US Society on Dams Annual Conference, March, Philadelphia, Pennsylvania, 2007.
18. Hartfold D., Baecher G. Risk and Uncertainty in Dam Safety. Thomas Telford Publishing, London, UK. 391p., 2004
19. French regulation (December 11th, 2007 decree on hydraulic work safety réglementation française (décret du 11 décembre 2007 relatif à la sécurité des ouvrages hydrauliques)).
20. СНиП 33-01-2003. Гидротехнические сооружения. Основные положения / Госстрой России. М., 2004.
21. СТП НИИЭС. Методика оценки уровня безопасности гидротехнических сооружений / ОАО “НИИЭС”. М., 2004.
22. СТП ВНИИГ 210.02.НТ-04. Методические указания по проведению анализа риска аварий гидротехнических сооружений / ОАО “ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева”. 2005.
23. ICOLD (2012) — Trans. of 24-th Congress, Q. 93 “Safety OF Dams”, Kyoto, Japan.
24. Serrano A., Escuder I., G. de Membrillera M., Altarejos L. iPresas: Software for risk analysis. Trans. of 23-th Congress ICOLD, Q. 91 “Dam Safety Management”, Brasilia, 2009.
25. Serrano-Lombillo, A. Desarrollo de una herramienta completa de analisis y evaluaciyn de riesgos en seguridad de presas. Doctoral thesis. Universitat Politcnica de Valencia, 2011. (<http://hdl.handle.net/10251/11400>).
26. Прудовский А. М. Образование прорана при прорыве земляной плотины // Безопасность энергетических сооружений”. 1998. Вып. 2 – 3.
27. Иващенко И. Н., Радкевич Д. Б., Иващенко К. И. Вероятностная оценка риска аварий плотин по результатам их мониторинга и обследований // Гидротехническое строительство. 2012. № 7.
28. Приказ МЧС РФ и Минэнерго РФ от 29 декабря 2003 г. № 776 / 508. Об утверждении Методики определения размера вреда, который может быть причинен жизни, здоровью физических лиц, имуществу физических и юридических лиц в результате аварий гидротехнических сооружений предприятий топливно-энергетического комплекса ([http://pozhprouekt.ru/nsis/Norm/Prikaz/2003/776-508\(03\)/.htm](http://pozhprouekt.ru/nsis/Norm/Prikaz/2003/776-508(03)/.htm)).
29. Yamada A. H., Shimaguchi M. and Sakata M. About development, the introduction of the portable dam operation simulator. Electric Power Civil Engineering, Japan (2007 No. 331). 24 – 26. (in Japanese).
30. HYDRO2008 (Ljubljana, Slovenia 6 to 8 October 2008). K. I. Ivashchenko, D. B. Lavrov, A. G. Chernilov, I. N. Ivashchenko. Expert systems — the management of dam safety in operation.
31. Бердичевский Г. Ю., Щербина В. И., Галямина М. С., Поляк Л. Е. Информационно-диагностическая система — обязательный элемент контроля технического состояния гидротехнических сооружений // Гидротехническое строительство. 2009. № 8.
32. HYDRO2011. Practical Solutions for a Sustainable Future (Prague, Czech Republic, 17 – 19 October 2011). E. N. Bellendir, D. V. Mishin and N. Ya. Nikitina. Engineering concept of the universal diagnostic complex to manage safety and reliability of hydraulic structures.
33. Методика расчёта тарифных ставок по рисковому видам страхования: Распоряжение Росстрахнадзора от 8 июля 1993 г. № 02-03-36 (ЭЗ 93-42).
34. Иващенко К. И. Разработка экспертной предметно-ориентированной оболочки для автоматизированной оценки состояния гидротехнических сооружений: Дис. ... канд. техн. наук. М., 1994.

Безопасность плотин

О ст.: Иващенко И. Н., Радкевич Д. Б., Иващенко К. И. Вероятностная оценка риска аварий плотин по результатам их мониторинга и обследований // Гидротехническое строительство. 2012. № 7. С. 22 – 28

По определению авторов статья посвящена вероятностной оценке безопасности плотин (гидротехнических подпорных сооружений) по результатам их мониторинга и обследований. В преамбуле статьи авторы, ссылаясь на нормы федерального законодательства, делают акцент на область обязательного страхования гражданской ответственности владельцев за причинение вреда при аварии плотин. Утверждается, что страхование рисков является эффективным средством обеспечения безопасности плотин.

В статье говорится о необходимости применения обоснованной и “прозрачной” процедуры назначения страховых платежей (очевидно, имеется в виду страховой тариф, как ставка страховой премии со страховой суммы) в зависимости от состояния и уровня безопасности плотины. По существу, в статье предпринята попытка смешения двух задач, связанных весьма опосредованно: первая — оценка технической безопасности реального гидротехнического сооружений в периоды его строительства и эксплуатации; вторая — задача формирования подходов к процедуре страхования этого же гидротехнического сооружения с позиции расчетов определения страховой организацией страховой премии. Эти принципиально различные вопросы следовало бы рассматривать отдельно.

Начнем с вопроса оценки технической безопасности гидросооружения.

В нашей стране на протяжении десятилетий была создана система документов, одна из лучших в мире. Она опирается на систему СНиП, правил технической эксплуатации [1], иных нормативных технических документов. Эти документы регулярно в соответствии с требованиями практики пополнялись и пересматривались. Попытка в первый период реализации требований ФЗ “О техническом регулировании” дезавуировать эту систему провалилась. В настоящее время действие части ранее действовавших документов подтверждено, их обновление реализуется через разработку технических регламентов (ТР), стандартов (ГОСТ, СТО) и сводов правил (СП).

Начиная с 30-х годов прошлого века в стране складывалась система постоянного надежного оперативного контроля за состоянием напорных гидротехнических сооружений. В начале 70-х годов система приобрела строгие организационные формы, которые в конце века нашли выражение в Феде-

ральном законе РФ “О безопасности гидротехнических сооружений” [2].

При создании сложных технических систем, как в нашей стране так и за рубежом, потребовалась оценка возможного риска их аварий. Для оценки риска аварии на сложных технических системах повсеместно применяется теория вероятности оценки риска. В соответствии с Градостроительным кодексом РФ гидротехнические сооружения 1-го и 2-го классов относятся к особо опасным и технически сложным.

В гидротехнике уже десять лет назад введены нормы безопасности, изложенные в вероятностной форме и содержащиеся в обновленном документе СП [3]. Эти нормы широко применяются при декларировании безопасности гидротехнических сооружений при назначении уровня безопасности и оценке размера вреда, который может быть причинен в результате аварии гидротехнического сооружения. Методика оценки вреда опирается на два нормативных документа [4, 5]. Методика достаточно подробно излагает процедуры оценки. В основу расчетов по стандарту [4] положены возможные сценарии аварий, разрабатываемые для каждого сооружения индивидуально на основе опыта эксплуатации и анализа проектной и эксплуатационной документации именно данного конкретного сооружения с учетом опыта эксплуатации и анализа аварийных ситуаций, имевших место на аналогичных сооружениях.

При разработке сценариев в основу должны быть заложены “узкие места” в эксплуатации конкретного сооружения и используемого на нем механического оборудования, которые могут привести к аварийным ситуациям.

Сложившаяся система документов по определению риска аварии конкретного гидротехнического сооружения достаточно апробирована и не содержит особых трудностей при ее применении на протяжении более 10 лет. Считаем, что положенный в основу стандарта [4] метод анализа рисков на основе “деревьев отказа и деревьев событий” является наиболее приемлемым, так как он позволяет провести анализ состояния конкретного сооружения с использованием всех имеющихся по этому сооружению проектных, строительных и эксплуатационных материалов. Этот метод позволяет привлечь, при необходимости, результаты детерминистских

расчетов для заполнения отдельных позиций “дерева отказов”.

Естественно, что созданная система нуждается в совершенствовании как любая система.

Можно было бы приветствовать авторов в поисках новых методов оценки уровня безопасности реальных действующих гидротехнических сооружений, если бы работа преподносилась как поисковая и дискуссионная.

Неверно утверждение о том, что в Стандарте [4] разработана методика вероятности аварии на стадии проектирования. Меньше всего этот стандарт касается проектирования. К недостаткам указанного Стандарта можно было бы отнести отсутствие в нем влияния “человеческого фактора”. В тоже время, нам представляется, что необходимость его корректировки отсутствует.

Методически странно выглядит формула (2), где складываются проектная и эксплуатационная вероятности. Авторы априори утверждают, что сооружения со временем снижают показатели безопасности. Это утверждение противоречит нормам ПТЭ [1] и СП [3], требующим сохранения проектных показателей на весь период их существования путем проведения своевременных эксплуатационных мероприятий (текущие и капитальные ремонты, реконструкции, организационные мероприятия). По данным органов надзора, даже с учетом “человеческого фактора”, более 10 % сооружений имеют нормальный (самый высокий) уровень безопасности. Применяя для этих сооружений формулу (2), мы получаем риск аварии, завышенный в несколько раз.

Неоднозначно трактуется в статье предлагаемый авторами “специальный показатель — индекс I”, определяющий отклонение состояния эксплуатируемого гидротехнического сооружения от требований нормативных документов и проекта. По существу в статье физический смысл этого индекса остался нераскрытым. С другой стороны, авторы, отмечая его случайную изменчивость в связи с вероятностью раскрытия всех факторов, которые могут привести к аварии и различием мнений экспертов, участвующих в оценке состояния сооружений, одновременно указывают, что “индекс является объективной характеристикой изменения состояния плотины и уровня ее безопасности”.

В статье абсолютизируется корректность выводов актов обследования. В то же время их анализ показывает, что в актах обследования содержится, в отдельных случаях, неполная, а иногда и тенденциозная оценка уровня безопасности гидротехнических сооружений, навеянная субъективными факторами.

Предлагая “новую” методику, авторы статьи не дают анализ действующим методикам по определе-

нию риска аварий. В статье также отсутствует обзор публикаций, в том числе публикаций по вероятностному анализу надежности и безопасности различных гидротехнических сооружений и их механического оборудования [6, 7, 8]. Не доказано преимущество предлагаемой методики перед традиционно применяемыми. Отсутствуют примеры сравнения.

Считаем, что положенный в основу стандарта [2] метод анализа рисков на основе деревьев отказа является наиболее приемлемым, так как он позволяет провести анализ состояния сооружения с использованием всего имеющегося эксплуатационного и проектного материала. В том числе, этот метод позволяет привлечь, при необходимости, результаты детерминистских расчетов для заполнения отдельных позиций дерева отказов. К тому же, Стандарт не отвергает и другие методы расчета рисков аварий.

Предлагаемые в статье результаты статистического анализа результатов обследования сооружений также вызывают больше вопросов, нежели создают предмет для обсуждения. Основные вопросы, на которые нет ответа — что именно заложено в понятие “выборка”, сооружение в целом или его отдельные конструкции, и каковы различия в результатах по видам сооружений (грунтовые, бетонные, каменно-земляные, глухие, водопропускные, намывные, насыпные, дамбы ЗШО и другие). Если все это приведено в единой массе, то пользоваться приведенными результатами просто нельзя. Он годится только для формального отчета в вышестоящий управленческий орган. На наш взгляд, статистический анализ был бы полезен, если рассматривались отдельные конструкции сооружений: в этом случае на основе такого анализа можно было бы давать рекомендации о применимости, надежности и безопасности конкретных конструкций и устройств.

Читателю журнала предлагается практически рекламная статья, предлагающая некую систему оценки состояния и вероятности аварии сооружений, ссылаясь, что “она апробирована 10-летней практикой на многих плотинах России” (кроме авторов статьи, эту методику никто не использует).

По вопросу процедур страхования можно отметить следующее. Обязательное страхование гражданской ответственности ни в коей мере не обеспечивает безопасность страхуемых объектов, поскольку его единственная задача — выплата при наступлении страхового случая потерпевшим лицам компенсации за нарушение условий их жизнедеятельности при аварии опасного объекта. В настоящее время базовые ставки страховых тарифов установлены постановлением Правительства РФ от 01.10.2011 № 808. Для гидротехнических сооруже-

ний базовая ставка равна 0,1. Коэффициент к базовой ставке в зависимости от наличия на страховом объекте страховых случаев до 2016 г. установлен равным единице. Понижающий коэффициент в зависимости от уровня безопасности и иных условий в текущем году может быть принят 0,9 – 1, нижняя граница на последующие годы, начиная с 2014 г., установлена на уровне от 0,7 до 0,6. Для создания четкой и “прозрачной” процедуры расчета понижающих коэффициентов необходима кропотливая работа. В статье лишь обозначены некоторые направления этой работы, однако конкретных предложений по их реализации не содержится.

Выводы

1. Предлагаемая авторами статьи “новая” методика оценки риска аварий гидротехнических сооружений не может быть воспринята из-за отсутствия достаточного обоснования ее корректности по сравнению с существующей. Для ее признания необходимо придать ей форму нормативного документа, который должен пройти все установленные для этого процедуры.

2. Практические задачи оценки состояния конкретных гидротехнических сооружений нельзя решать с использованием обобщающих показателей, полученных в результате статистического анализа выборки по не идентифицированной массе объектов.

3. В интересах эксплуатирующих организаций целесообразно организовать разработку системы назначения понижающих коэффициентов к базовой

ставке страховых тарифов, учитывающих фактическое состояние и риск вероятной аварии страховемого объекта.

Список литературы

1. *Правила* технической эксплуатации электрических станций и сетей Российской Федерации (СО 153 – 34.20.501 – 2003). Утверждены приказом Минэнерго России от 19.06.2003 № 229, зарегистрированы Минюстом России 20.06.2003, рег. № 4799.
2. *Организация* обследования состояния гидротехнических сооружений в свете требований Федерального закона “О безопасности гидротехнических сооружений” // Безопасность гидротехнических сооружений. Приложение к журналу “Гидротехническое строительство”. 2000. Вып. 4.
3. *СП 58.13330.2012*. Свод правил. Гидротехнические сооружения. Основные положения. Актуализированная редакция СНиП 33-01-2003.
4. *СТО 70238424.27.140.026-2009* Гидроэлектростанции. Оценка и прогнозирование рисков возникновения аварий гидротехнических сооружений. Нормы и требования.
5. *Методика* определения размера вреда, который может быть причинен жизни, здоровью физических лиц, имуществу физических лиц и юридических лиц в результате аварий гидротехнических сооружений предприятий топливно-энергетического комплекса. / Утв. приказом МЧС России и Минэнерго России от 29.12.2003 г. № 776 / 508.
6. *Беллендир Е. Н., Ивашинов Д. А., Стефанишин Д. В., Финагенов О. М., Шульман С. Г.* Вероятностные методы оценки надежности грунтовых гидротехнических сооружений. СПб. ВНИИГ. 2004.
7. *Сольский С. В., Стефанишин Д. В., Финагенов О. М., Шульман С. Г.* Надежность накопителей промышленных и бытовых отходов. СПб. ВНИИГ. 2006.
8. *Василевский А. Г., Штильман В. Б., Шульман С. Г.* Методы оценки надежности затворов гидротехнических сооружений (системный анализ). СПб. ВНИИГ. 2010.

Василевский А. Г. (ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева)
Серков В. С. (НП “Гидроэнергетика”)

Пути повышения достоверности измерения напряжений в бетонных плотинах (на примере Саяно-Шушенской ГЭС)

Рассказчиков В. А., кандидат техн. наук
(СибНИИГ Красноярского филиала ЗАО “Сибирский ЭНТЦ”)

Приводится методика оценки достоверности измерения напряжений, основанная на результатах исследований процессов, происходящих в бетоне различных зон сооружения. Обработаны данные натурных наблюдений за тензометрической аппаратурой, установленной в верхнем арочном поясе Саяно-Шушенской плотины, что позволило выявить дополнительные погрешности измерений в отдельных точках сооружения, возникшие в процессе эксплуатации. На основании проведенного анализа даны рекомендации по внесению соответствующих поправок в результаты измерений.

Ключевые слова: напряжения в бетоне, тензометрический способ, Саяно-Шушенская плотина, достоверность измерений.

В соответствии с решением ОАО “РусГидро” в 2011 г. напряжения, измеряемые в плотине Саяно-Шушенской ГЭС по закладной контрольно-измерительной аппаратуре (КИА), были исключены из состава диагностируемых показателей. Основанием для такого решения стал необъяснимый рост сжимающих напряжений, наблюдаемый в последние годы в отдельных зонах плотины, при утрате доверия к показаниям приборов, установленных в сооружение в 1973 – 1986 гг. и к настоящему времени в 1,5 – 2 раза превысивших нормативный срок эксплуатации (18 лет) [1].

В то же время обследования КИА, выполненные сотрудниками СибНИИГ, показали, что большинство приборов, установленных в сооружение, до сих пор находятся в рабочем состоянии [2]. Однако, как известно, закладная КИА не доступна для проверки в процессе эксплуатации и поэтому нет уверенности в достоверности получаемой информации. С другой стороны, в настоящее время нет иных способов получения оперативной информации о напряженном состоянии бетона в плотине. В этой связи представляется целесообразным проана-

лизировать не только состояние тензометрической КИА, но и самого метода измерений, выявить дополнительные погрешности, возникшие в процессе эксплуатации и, если это возможно, внести соответствующие поправки в результате измерений.

Для решения поставленной задачи рассмотрим основы тензометрического способа измерения напряжений в бетонных сооружениях. Тензометрический способ основан на измерении деформаций в бетоне закладными преобразователями (тензотрами) с последующим вычислением напряжений по зависимостям теории упругоползучего тела [3]. В общем виде напряжения σ , определяемые в сооружении, могут быть представлены выражением

$$\sigma = F(\varepsilon_n, E, \nu, K_p), \quad (1)$$

где ε_n — напряженная деформация; E — модуль упругости бетона; ν — коэффициент Пуассона; K_p — коэффициент релаксации напряжений.

При определении напряжений только деформации измеряются непосредственно в контрольной

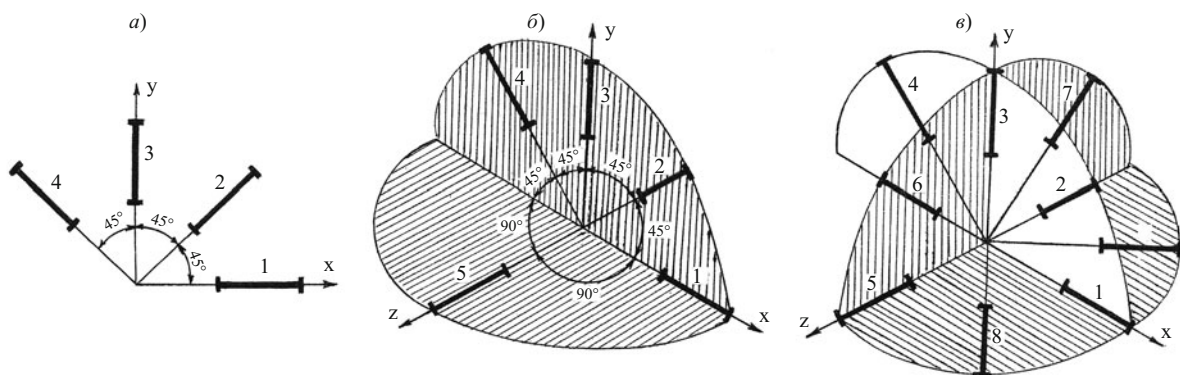


Рис. 1. Схемы “тензометрических розеток”:

а — плоская; б — плоская с дополнительным тензотром, перпендикулярным к плоскости “розетки”; в — объемная

точке сооружения, а остальные величины, входящие в зависимость, принимаются по данным испытаний образцов в лабораторных, натуральных условиях, а также по таблицам СНиП.

В сооружении, в зависимости от условий работы бетона в конструкции, тензометры устанавливаются в виде “розеток”, позволяющих изучать как плоское, так и объемное напряженное состояние (рис. 1). В связи с тем что тензометр, установленный в сооружение, измеряет суммарную деформацию — напряженную и ненапряженную, т.е. свободную, не вызывающую напряжения, для исключения свободной деформации в сооружении в одинаковых температурных условиях с “розетками” на расстоянии 1,5–2 м устанавливают “усадочный конус” с тензометром, измеряющим деформацию в ненапряженном бетоне ε_0 (рис. 2). Дополнительно к тензометрам в “розетке” и “конусе” устанавливают еще и термометры, обеспечивающие контроль температур в бетоне. При равенстве температур напряженная деформация ε_n в любой момент времени t определяется как разность деформаций, измеренных тензометрами в “розетке” ε и свободном образце:

$$\varepsilon_n = \varepsilon - \varepsilon_0. \quad (2)$$

При различии температур в зонах “розетки” и “конуса” вводят соответствующие поправки.

В соответствии с классификацией методов измерений тензометрический способ можно отнести к косвенным совокупным измерениям, которым присущи как инструментальные, так и методические погрешности [4].

Инструментальная погрешность. Дополнительная случайная погрешность при измерении деформаций тензометром может возникнуть вследствие снижения амплитуды выходного сигнала, вызванного коррозией элементов резонатора, увеличения сопротивления в линиях связи, узлах соединения и т.п. При достижении суммарной погрешности измерений более 2% (допустимой по паспорту) тензометр из системы наблюдений исключается.

Систематическая инструментальная погрешность возникает вследствие ползучести металла струны резонатора тензометра, под воздействием длительной нагрузки, приводящей к постепенному снижению частоты звучания [5]. Вытягивание струны наблюдается у всех тензометров и поэтому при определении разности деформаций, измеренных тензометрами в “розетке” и “конусе”, эта погрешность фактически будет “обнуляться”.

Систематическая инструментальная погрешность может возникать вследствие проскальзывания струны в цапгах крепления ее концов, приводя-

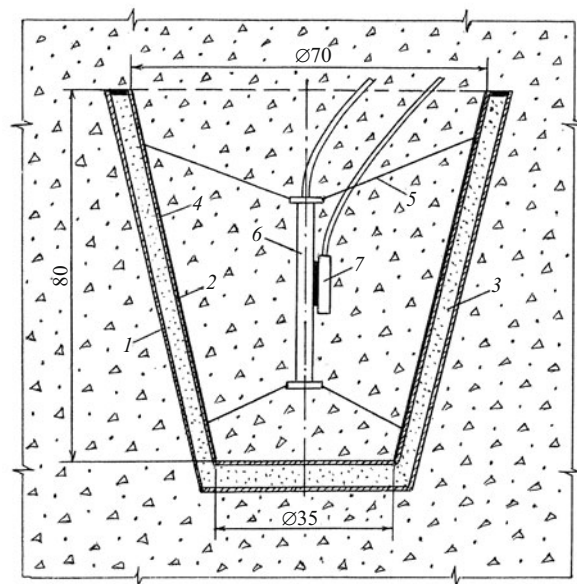


Рис. 2. Устройство используемого ненапряженного образца:

1, 2 — наружная и внутренняя форма из кровельного железа; 3 — опилки; 4 — гидроизолирующее покрытие; 5 — растяжки; 6 — тензометр; 7 — термометр

щая также к снижению частоты звучания. В отличие от медленного и равномерного вытягивания струны вследствие ползучести стали, проскальзывание ее в цапгах крепления приводит к скачкообразному смещению частоты звучания, и тензометры с такими дефектами необходимо выявить. Такая возможность имеется, поскольку в “розетках” сверх теоретически необходимых устанавливают еще и дополнительные тензометры: № 4 (в плоской) и № 4, 7 и 9 (в объемной), позволяющие осуществлять контроль достоверности измерений деформаций. Исходя из того, что в упругом (упруго-ползучем) теле сумма деформаций вдоль прямоугольных координатах осей инвариантна относительно любого преобразования этих осей, это условие может быть записано [3]:

для плоской “розетки” из четырех приборов

$$\varepsilon_1 + \varepsilon_3 = \varepsilon_2 + \varepsilon_4; \quad (3)$$

для плоской “розетки” с дополнительным пятым прибором

$$\varepsilon_1 + \varepsilon_3 + \varepsilon_5 = \varepsilon_2 + \varepsilon_4 + \varepsilon_5; \quad (4)$$

для объемной “розетки”

$$\begin{aligned} \varepsilon_1 + \varepsilon_3 + \varepsilon_5 &= \varepsilon_1 + \varepsilon_6 + \varepsilon_7 = \\ &= \varepsilon_2 + \varepsilon_4 + \varepsilon_5 = \varepsilon_3 + \varepsilon_8 + \varepsilon_9. \end{aligned} \quad (5)$$

Контроль достоверности показаний тензометров в ненапряженных образцах возможен, в частно-

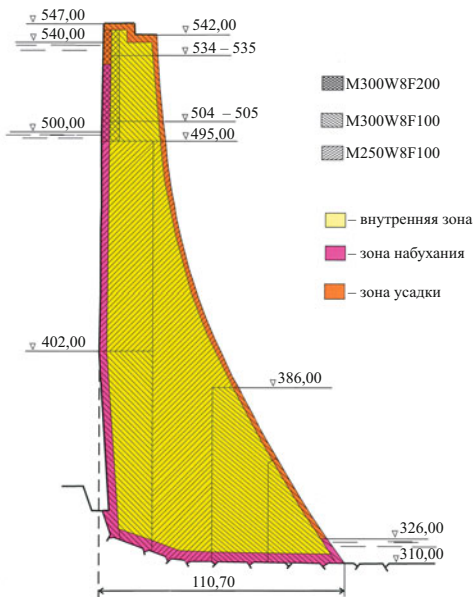


Рис. 3. Разрез плотины Саяно-Шушенской ГЭС по глухой секции

сти когда в “конусе” установлено два тензометра или одна “тензометрическая розетка” содержит два “конуса”, расположенных по обе стороны от “розетки”, как это сделано на Саяно-Шушенской ГЭС. При этом деформации, измеренные в “конусах”, взятые при одинаковой температуре в разные годы наблюдений, должны отличаться на одну и ту же величину. Заметное снижение показаний одного из тензометров относительно другого свидетельствует о проскальзывании струны в цапгах крепления, и этот тензометр должен быть забракован.

Методическая погрешность. Данный вид погрешности относится к методике измерений, образующейся по ряду причин. Во-первых, вследствие того что тензометры, установленные в блок, включаются в работу не одновременно, как принимается в расчетах напряжений, поскольку “схватывание” бетона в разных точках бетонизируемого блока происходит не одновременно. Во-вторых, деформативные характеристики бетона (E , ν , K_p), по которым вычисляются напряжения σ , не определяются в конкретной “точке” сооружения, где устанавливалась тензометрическая КИА. Коэффициент релаксации напряжения K_p , характеризующий ползучесть бетона, определяется исключительно по образцам в лабораторных условиях, а упругие характеристики (E , ν) — как по лабораторным образцам, так и образцам, выделенным в сооружении. Деформативные характеристики зависят от состава бетона, возраста и условий твердения, существенно изменяются в раннем возрасте: считается, что в возрасте более 1 года ползучесть бетона отсутствует, а упругие характеристики практически постоянны. Существует несколько методик учета изменения

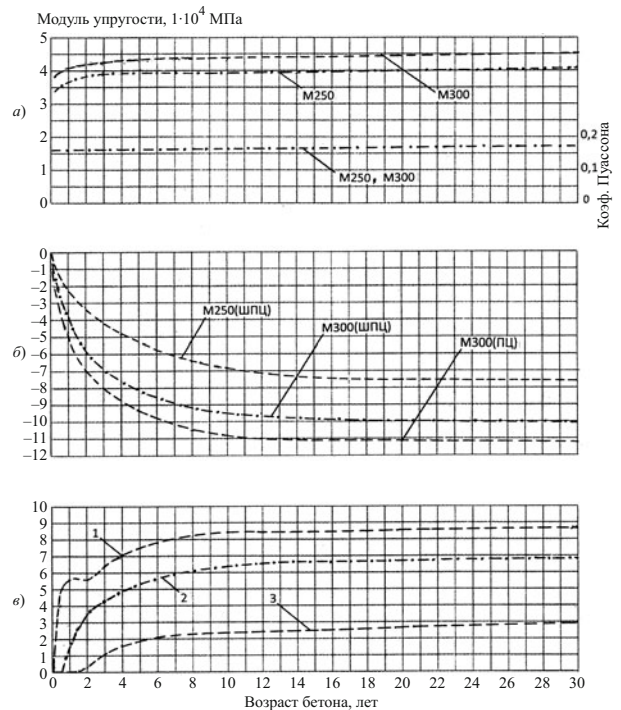


Рис. 4. Физико-механические характеристики бетона плотины Саяно-Шушенской ГЭС:

a — модуль упругости и коэффициент Пуассона; *b* — деформации contractionной усадки; *c* — деформации набухания в напорном фронте плотины: 1, 2 — в подводной зоне; 3 — в зоне переменного горизонта воды

деформативных характеристик бетона во времени [3], но ни одна методика не может исключить дополнительную систематическую погрешность, которую также практически невозможно определить. Однако эта погрешность наиболее значима при определении напряжений в период строительства, когда отрабатывается технология возведения сооружения, направленная на обеспечение трещиностойкости конструкций при высоких темпах строительства, и т.п.

При вводе в постоянную эксплуатацию, когда определены основные нагрузки и воздействия на плотину, более важным становится контроль относительных изменений напряжений во времени.

При возведении плотины Саяно-Шушенской ГЭС применено зональное распределение бетона по маркам в зависимости от нагрузок и воздействий, показанное на рис. 3, а графики изменений упругих характеристик бетона М250 и М300 за 30 лет эксплуатации сооружения, полученные по лабораторным образцам, образцам, выделенным в сооружении и кернам, выбуренным из плотины в разные годы, приведены на рис. 4, *a* [6]. Из графиков видно, что в возрасте 1 год модуль упругости бетона М250 был приблизительно на 15 %, а в возрасте 30 лет — на 10 % ниже, чем E бетона М300. Кроме этого, специальными исследованиями автора на лабораторных образцах и образцах, выделенных в

различных зонах плотины, было установлено, что водонасыщенный бетон имеет модуль упругости на 5 % ниже E бетона естественной влажности [7]. При вычислении напряжений по показаниям тензодатчиков на Саяно-Шушенской ГЭС принимают одинаковый модуль упругости для всего бетона, величина которого в настоящее время составляет $4,3 \cdot 10^4$ МПа, что фактически соответствует бетону М300 естественной влажности. Таким образом, для бетона М250 в подводной зоне плотины для всех тензометрических розеток, расположенных в 1 – 2 м от напорной грани, напряжения завышены на 15 %. Отмеченные выше обстоятельства следует учитывать при сопоставлении напряжений в плотине в различные годы наблюдений.

По условиям измерений напряжений тензометрическим способом считают, что бетон в массиве и ненапряженном образце имеет одинаковый модуль упругости. На практике это условие фактически не выполнялось по ряду причин: во-первых, бетонная смесь в “розетке” и “конусе” не всегда была из одной бадьи (одного замеса); во-вторых, с целью обеспечения уплотнения ее в “конусе” нередко приходилось отбрасывать наиболее крупные фрагменты заполнителя, достигающие в бетоне толщины 120 мм.

Таким образом, модуль упругости бетона в ненапряженном образце практически всегда будет отличаться от E бетона в массиве в зоне “розеток”, что создаст постоянную систематическую погрешность, которую невозможно учесть. Однако для контроля уровня напряжений в плотине в процессе эксплуатации сооружения важно, чтобы E бетона в массиве (в зоне “розеток”) и ненапряженном образце в отдельной измерительной “точке” изменялся по единому закону.

Анализ состояния тензометрической КИА, установленной в тело Саяно-Шушенской плотины, показал, что в последние годы отмечается тенденция выхода за пределы рабочего диапазона тензодатчиков, расположенных в “конусах”, поэтому рассмотрим процессы, происходящие в бетоне ненапряженных образцов.

В общем случае в “конусе”, после “схватывания” бетонной смеси в любой момент времени, тензометр показывает суммарные деформации:

$$\varepsilon_0 = \varepsilon_{\text{ук}} + \varepsilon_{\text{w}} + \varepsilon_{\text{T}}, \quad (6)$$

где $\varepsilon_{\text{ук}}$ — деформации контракционной усадки; ε_{w} — влажностные деформации; ε_{T} — температурные деформации.

Деформации $\varepsilon_{\text{ук}}$ вызваны процессом твердения бетона, приводящим к уплотнению (контракции), поэтому они проявляются в той или иной степени

во всех зонах сооружения. Специальными исследованиями автора на герметичных образцах, выделенных в плотине Саяно-Шушенской ГЭС, были получены кривые нарастания $\varepsilon_{\text{ук}}$ за 30-летний период наблюдений для различных составов бетона (рис. 4, б) [8]. Из рисунка видно, что при существенном различии $\varepsilon_{\text{ук}}$ в начальный период после укладки бетона в блок уже через два года приращение деформации во времени по всем кривым происходит практически одинаково.

Влажностные деформации ε_{w} исследовались в первых столбах плотины также с помощью специальных установок КИА [8]. На рис. 4, в показаны наиболее характерные зависимости деформаций набухания бетона по образцам, установленным в 1 – 2 м от напорной грани плотины. Кривые 1 и 2 относятся к бетону подводной зоны и отличаются тем, что в первом случае набухание бетона стало проявляться вскоре после укладки бетона в блок и связано с внутренней миграцией влаги от центра к периферии вследствие значительного разогрева бетона (свыше 40 °С) в первые дни и последующего охлаждения грани до – 5 °С в зимний период. При этом испарение влаги с поверхности напорной грани практически не происходило, поскольку в качестве утеплителя использовался пенопласт, прикрепляемый с внутренней стороны деревянной опалубки. Во втором случае блок бетонировался в зимнее время, разогрев бетона составил около 18 °С и набухание бетона у грани за счет внутренней диффузии не отмечено. Кривая 3 относится к зоне переменного горизонта воды. Здесь деформации набухания стали проявляться позже, нарастали медленнее и процесс набухания бетона еще не закончился. Общим для всех представленных зависимостей является то, что через два года у напорной грани отмечается набухание бетона.

В бетоне у низовой грани плотины приборы для измерений влажностных деформаций не устанавливались, однако в 2006 г. были выбурены керны на низовой грани отм. 344, 414 и 495 м, а также на напорной грани отм. 537 м. Обследования кернов, выполненные на месте выбуривания прибором “Влагомер-МГ4”, показали, что бетон во всех случаях не имеет полного водонасыщения, а в поверхностных слоях, контактирующих с атмосферой, влажность бетона на 15 – 39 % ниже, чем средняя по кернам [6]. Это относится и к напорной грани на отм. 534 м, где бетон почти 10 месяцев в году находится на воздухе, в том числе и под воздействием солнечной радиации.

Температурные деформации ε_{T} , входящие в зависимость (6), в большей или меньшей степени проявляются в ненапряженных образцах, установленных в любой зоне плотины, что препятствует

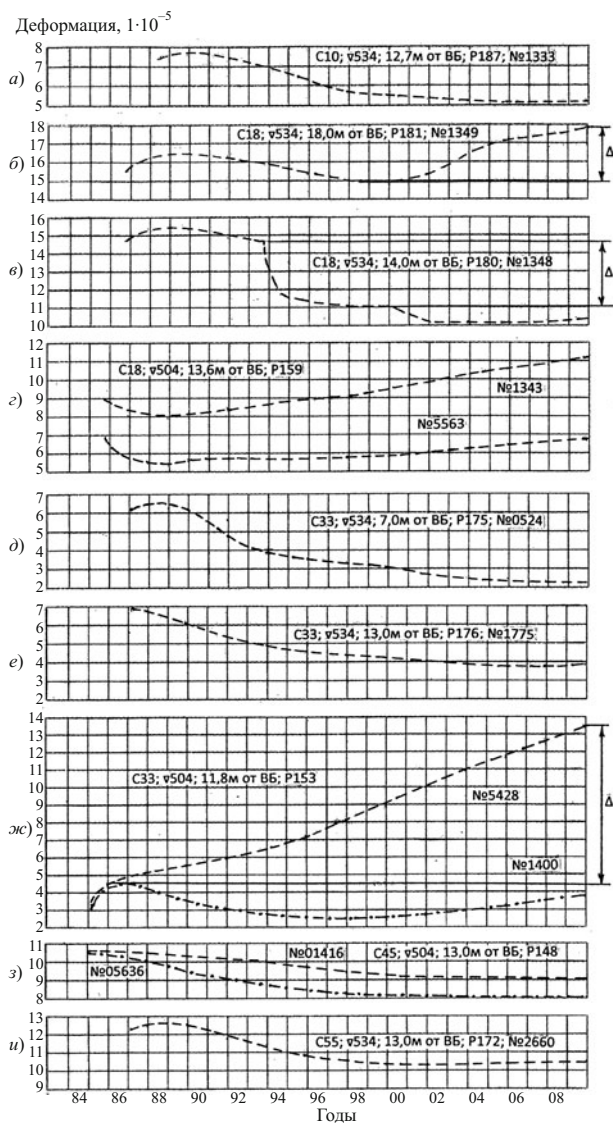


Рис. 5. Деформации в “конусах” во внутренней зоне плотины

выделению деформации ε_w из измеряемых суммарных. Однако вследствие смены времен года температура бетона в сооружении изменяется по квазигармоническому режиму. Это обстоятельство позволяет исключить ε_T , для чего необходимо выбрать температуру в “конусе” (положительную), повторяющуюся 1–2 раза в год в течение всего периода эксплуатации; при данной температуре снимать показания тензометра, тогда $\varepsilon_T = 0$, а зависимость (6) примет вид

$$\varepsilon_0 = -\varepsilon_{yк} \pm \varepsilon_w, T = \text{const.} \quad (7)$$

Исходя из физико-механических процессов, происходящих в различных зонах плотины, можно предложить следующие критерии для оценки состояния бетона в ненапряженных образцах (“конусах”) (рис. 3):

зона 1 (внутренняя зона плотины)

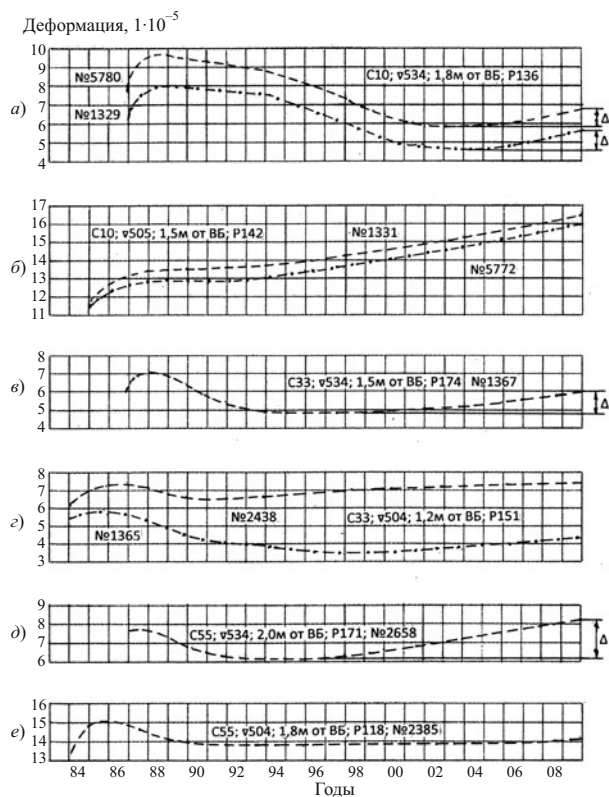


Рис. 6. Деформации в “конусах” у напорной грани плотины

$$\varepsilon_0 = -\varepsilon_{yк}; \quad (8)$$

зона 2 (подошва плотины, подводная зона НБ и ВБ, нижние отметки зоны

$$\varepsilon_0 = -\varepsilon_{yк} + \varepsilon_w; \quad (9)$$

зона 3 (надводная зона низовой грани, гребень плотины, верхние отметки зоны переменного горизонта воды).

$$\varepsilon_0 = -\varepsilon_{yк} - \varepsilon_w. \quad (10)$$

Для оценки достоверности измерений деформаций в “конусах” в качестве примера был выбран верхний “арочный пояс” плотины Саяно-Шушенской ГЭС, где тензометрическая аппаратура устанавливалась на двух ярусах в пяти секциях. На рис. 5, 6 и 7 приведены графики деформаций, построенные при постоянных значениях температур (индивидуальных для каждого “конуса”), соответственно для внутренней зоны, напорной и низовой грани, а в табл. 1, 2, 3 — погрешности обнаруженные при этом, и рекомендации по их устранению. Время появления методической погрешности, указанное на графиках, определялось в соответствии с критериями (8), (9) и (10) по точке перегиба кривой, обусловленного началом деструктивного про-

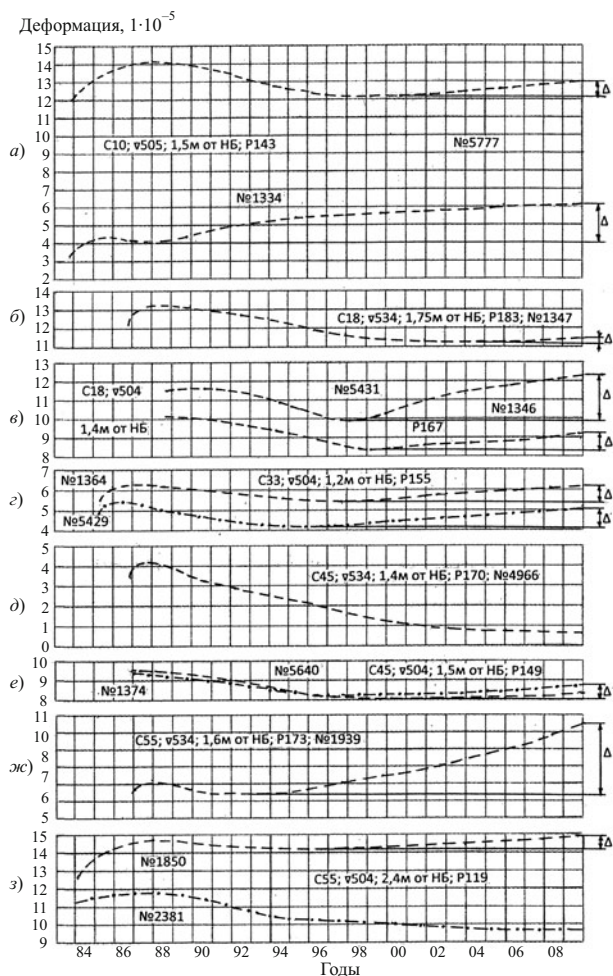


Рис. 7. Деформации в “конусах” у низовой грани плотины

цесса в бетоне. Таким способом были обработаны показания КИА всех “конусов”, входящих в состав “тензометрических розеток”, которые к 2010 г. работали в пределах паспортного диапазона.

Внутренняя зона плотины. Из 12 “конусов”, установленных во внутренней зоне на расстоянии от 7 до 18 м от верхнего бьефа, в одном случае обнаружена систематическая инструментальная погрешность и в двух — методическая.

Инструментальная погрешность (рис. 5, в) вызванная проскальзыванием струны в цапгах крепления, произошла в первый раз в 1993 г., при этом величина абсолютной погрешности составила $\Delta\epsilon = -3,7 \cdot 10^{-5}$ от. ед., и вторично — в 2000 г., когда $\Delta\epsilon = 0,8 \cdot 10^{-5}$ от. ед., что соответствует растягивающим напряжениям 1,5 и 0,3 МПа.

Методическая погрешность обнаружена в секции 18, отм. 534 м и в секции 33, отм. 504 м. В первом случае (рис. 5, б) до 1998 г. тензометр показывал усадку, что хорошо согласуется с графиком контрактной усадки бетона (рис. 4, б), а с 2000 г. началось интенсивное набухание, продолжавшееся до 2010 г., при этом абсолютная погрешность измерений составила $\Delta\epsilon = 3,0 \cdot 10^{-5}$ от. ед. Наиболее ве-

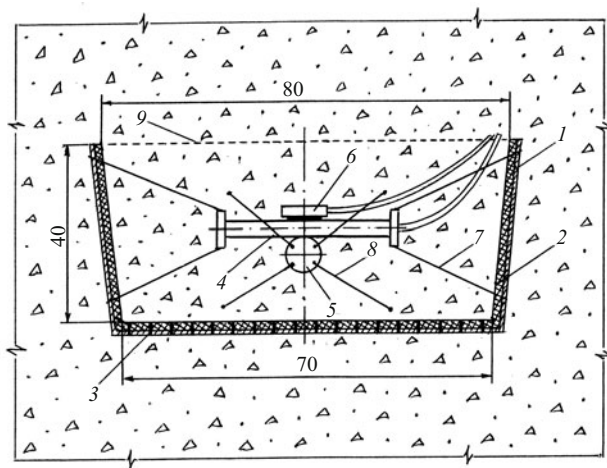


Рис. 8. Устройство рекомендуемого ненапряженного образца: 1 — форма размером 80 × 80 см (в плане) из стали толщиной 3–4 мм; 2 — пористая резина толщиной 10–12 мм; 3 — дренажные отверстия; 4, 5 — тензометры; 6 — термометр; 7, 8 — растяжки; 9 — сетка

роятной причиной набухания бетона в “конусе” явилось разрушение шпонки, установленной между блоками при сезонном раскрытии горизонтального шва, вследствие чего вода при наполнении водохранилища стала проникать в “конус”. Этот вывод подтверждается визуальными наблюдениями за соответствующим горизонтальным швом, где в летний период на низовой грани отмечается просачивание воды.

В секции 33, отм. 504 м “тензометрическая розетка” содержит два “конуса”, расположенных на расстоянии 3 м друг от друга вдоль оси Z с работающими тензометрами. Из рис. 5, ж видно, что в начальный период после укладки бетона в блок тензометры в обоих “конусах” показывали весьма близкие деформации, однако уже при первом перекрытии отметки установки КИА водой в 1985 г. тензометр № 5428 стал показывать набухание, продолжившееся и до 2010 г., в то время как в другом “конусе” до 1998 г. происходила усадка, как и должно быть. С 1999 г. и в этом “конусе” прибор № 1400 также стал показывать набухание, хотя и значительно слабее. Объяснить такое явление можно следующим образом: бетон, уложенный в блок в начале 1985 г., вследствие экзотермии цемента разогрелся и еще не остыл, когда в середине того же года при наполнении водохранилища и перекрытии данной отметки произошло резкое охлаждение напорной грани, что и привело к образованию вертикальной трещины, прошедшей через “конус” с тензометром № 5428. К 1998/99 г. влага через коммуникации, соединяющие оба “конуса”, а также через монолитный бетон стала проникать ко второму “конусу”, что и отмечено тензометром № 1400.

Процессу водонасыщения и набухания бетона в ненапряженных образцах, установленных во внут-

ренной зоне плотины, и возникновению методической нарастающей во времени погрешности способствовало два обстоятельства. Во-первых, конструкция “конуса” такова, что он в состоянии удерживать воду длительное время, подпитывая тем самым бетонный образец. Во-вторых, бетон, уложенный во внутреннюю зону первых столбов плотины, приготавливался на шлакопортландцементе (ШПЦ-300) и не обладает достаточной водостойкостью, о чем свидетельствуют, в частности, испытания образцов, хранившихся в камере нормального хранения КНХ “КрасноярскГЭССтроя” при постоянной температуре и влажности около 100 %, показавшие через 5–6 лет более низкую прочность по отношению к прочности его в возрасте 180 суток [9]. Это явление можно объяснить деструктивным набуханием, приведшим к потере прочностных, следовательно, и деформативных характеристик бетона. В целом же достоверность измерений напряжений во внутренних зонах плотины, где меньше негативных воздействий на бетон и аппаратуру, безусловно, выше, чем в наружных зонах.

Напорная грань. В напорном фронте плотины “тензометрические розетки” устанавливались на расстоянии 1,2–1,8 м от ВБ (рис. 6). На нижнем ярусе: отм. 504–505 м бетон в течение всего года

находится при положительной температуре и большую часть года — под напором воды, достигающим 35 м, и лишь около месяца отметка была обнажена (с конца апреля до конца мая). На этой отметке по всем “конусам” в той или иной степени, на фоне контракционной усадки, отмечается набухание бетона, которое не является деструктивным.

На отм. 534 м бетон в августе перекрывается водой, а в конце декабря при сработке водохранилища обнажается, при этом в “конусах” температура опускается до $-2,5... -3$ °С. Циклы “замораживание — оттаивание” приводят к морозной деструкции бетона, которая стала проявляться только через 10 лет после завершения строительства. Достаточно высокая морозостойкость бетона обусловлена тем, что в зоне переменного горизонта воды укладывался бетон с маркой по морозостойкости F200, приготавливаемый на ПЦ400. В монолитном бетоне по кернам, выбуренным в 2006 г. из напорной грани на отм. 537 м (на 3 м выше установок тензометрической КИА), бетон не имел полного водонасыщения, кроме того, его влажность в 5-сантиметровом поверхностном слое была на 39 % ниже, чем средняя по кернам [8]. Снижение прочности бетона в поверхностных слоях напорной грани по результатам испытаний образцов неразрушающими методами составило 16 % [6]. На глубине более 10 см от

Т а б л и ц а 1

Внутренняя зона

Обозначение рис. 5	Номер секции	Отметка, м	Номер “розетки”	Расстояние от ВБ, м	Номер прибора	Вид и величина погрешности $\Delta\varepsilon$	Рекомендации
<i>a</i>	10	534	187	12,7	1333	Нет	–
<i>б</i>	18	534	181	18,0	1349	Методическая: $\Delta\varepsilon = +3,0 \cdot 10^{-5}$	С 2000 г. ε_0 определять по графику $\varepsilon_0 = f(T)$
<i>в</i>	18	534	180	14,0	1348	Инструментальная: $\Delta\varepsilon = -3,7 \cdot 10^{-5}$	С 1990 г. ε_0 определять по графику $\varepsilon_0 = f(T)$
<i>г</i>	18	504	159	13,6	1343	Нет	–
<i>г</i>	18	504	159	13,6	5563	Нет	–
<i>д</i>	33	534	175	7,0	0524	Нет	–
<i>е</i>	33	534	176	13,0	1775	Нет	–
<i>жс</i>	33	504	153	11,8	1400	Нет	–
<i>жс</i>	33	504	153	11,8	5428	Методическая: $\Delta\varepsilon = +9,1 \cdot 10^{-5}$	Показания не достоверны ε_0 определять по прибору № 1400
<i>з</i>	45	504	148	13,0	1416	Нет	–
<i>з</i>	45	504	148	13,0	5636	Нет	–
<i>и</i>	55	534	172	13,0	2660	Нет	–

поверхности снижения прочности не установлено. Таким образом, деструктивное набухание произошло только в ненапряженных образцах, при этом абсолютные значения методической погрешности $\Delta \epsilon$ к 2010 г. по “конусам” составили от 1,0 до $2,1 \cdot 10^{-5}$ от. ед., что эквивалентно напряжениям сжатия от 0,4 до 0,8 МПа.

Низовая грань. “Тензометрические розетки” у низовой грани расположены в 1,4–2,4 м от НБ (рис. 7). При глубине промерзания бетона, достигающей 2,7–2,8 м, здесь практически по всем “конусам” отмечается деструктивное набухание, вызванное циклами “замораживание — оттаивание”. Величина методической погрешности за счет деструктивного набухания бетона в “конусах” к 2010 г. составила от 0,7 до $4,2 \cdot 10^{-5}$ от. ед., что соответствует напряжениям сжатия от 0,3 до 1,7 МПа. Наибольшая величина погрешности относится к секции 55, отм. 534 м, где использовался шлакопортландцемент, а наименьшая — к секции 45. Это водобросная часть плотины и здесь применялся исключительно портландцемент. Обследования кернов неразрушающими методами показало, что на отм. 495 м, секция 6, где бетон готовился на ШПЦ-300, прочность в 5-сантиметровом поверхностном слое на 21 % ниже, чем средняя по керну, а на отм. 344 м, секция 13, где использовали цемент ПЦ400, снижение прочности в 5-сантиметровом слое составило 15 % [6]. При проведении обследований выбуренных кернов как неразрушающими

методами (ультразвуковым и механическим), так и испытаниями под прессом не установлено снижения прочности в монолитном бетоне на глубине более 10 см от поверхности сооружения. Таким образом, морозная деструкция бетона происходит исключительно в ненапряженных образцах, что и создает методическую нарастающую со временем погрешность измерений напряжений.

Общие вопросы измерения напряжений тензометрическим способом. Из материалов, представленных выше, видно, что из 34 “конусов” с тензометрами, работающими в пределах паспортного диапазона, в 17 случаях обнаружена дополнительная погрешность, возникшая уже в процессе эксплуатации сооружения. При этом только в одном случае погрешность является систематической инструментальной, а в остальных — методической, вызванной деструктивным набуханием бетона в ненапряженных образцах. В большинстве случаев методическая погрешность возникает через несколько лет после начала эксплуатации сооружения, когда в основном прошли физико-механические процессы, связанные с формированием бетона как материалом, его водонасыщением в напорном фронте и усадкой с низовой грани. В силу этого в таблицах даны рекомендации по определению ненапряженной деформации ϵ_0 с использованием зависимости $\epsilon_0 = f(T)$, установленной по каждому “конусу” приблизительно за год до начала деструктивных процессов, что не сложно, поскольку наблюдения за

Т а б л и ц а 2

Напорная грань

Обозначение рис. 6	Номер секции	Отметка, м	Номер “розетки”	Расстояние от ВБ, м	Номер прибора	Вид и величина абсолютной погрешности $\Delta \epsilon$	Рекомендации
<i>a</i>	10	534	186	1,8	1329	Методическая: $\Delta \epsilon = + 1,2 \cdot 10^{-5}$	С 2005 г. ϵ_0 определять по графику $\epsilon_0 = f(T)$
<i>a</i>	10	534	186	1,8	5780	Методическая: $\Delta \epsilon = + 1,0 \cdot 10^{-5}$	С 2005 г. ϵ_0 определять по графику $\epsilon_0 = f(T)$
<i>б</i>	10	505	142	1,5	1331	Нет	–
<i>б</i>	10	505	142	1,5	5772	Нет	–
<i>в</i>	33	534	174	1,5	1367	Методическая: $\Delta \epsilon = + 1,2 \cdot 10^{-5}$	С 1998 г. ϵ_0 определять по графику $\epsilon_0 = f(T)$
<i>г</i>	33	504	151	1,2	1365	Нет	–
<i>г</i>	33	504	151	1,2	2438	Нет	–
<i>д</i>	55	534	171	2,0	2658	Методическая: $\Delta \epsilon = + 2,1 \cdot 10^{-5}$	С 1997 г. ϵ_0 определять по графику $\epsilon_0 = f(T)$
<i>е</i>	55	504	118	1,8	2385	Нет	–

тензометрической КИА проводятся через каждые 7 – 10 дней в течение всего года. Такой же подход может быть применен и к “розеткам”, где тензометры в “конусах” работают за пределами паспортного диапазона или уже вышли из строя, что позволит реабилитировать “розетки”, исключенные из списка “наблюдаемых” и расширить базу КИА, контролирующую напряжения в плотине. Несмотря на то что КИА, установленная в тело Саяно-Шушенской плотины, давно работает сверх нормативных сроков эксплуатации (18 лет), с помощью предложенной методики еще много лет, а может быть и не одно десятилетие, можно получать достоверную информацию, в частности по приборам во внутренней зоне, об уровне напряжений в плотине.

В связи с тем что существующая методика измерения напряжений является единой для всех бетонных плотин, общими являются и присущие ей

недостатки. Так, в частности, у низовой грани Чиркейской плотины уже много лет отмечается набухание бетона в “конусах” [10]. Во время координационного совещания “Арка 87”, проходившего в п. Дубки, автор статьи обратил внимание, что поверхность низовой грани плотины покрыта мелкими трещинами явно морозного происхождения, и это неудивительно, поскольку проектная марка бетона по морозостойкости всего F50, а климат в горах уже по определению не может быть мягким. “Конусы” здесь устанавливались в 1 м от грани, и в зимний период бетон в них, конечно, замерзал. Деструктивный процесс в бетоне начался приблизительно через 7 лет после окончания строительства плотины, что достаточно хорошо согласуется с результатами, полученными на Саяно-Шушенской ГЭС. В последнее десятилетие появилось много публикаций, объясняющих схождение берегов

Т а б л и ц а 3

Низовая грань

Обозначение рис. 7	Номер секции	Отметка, м	Номер “розетки”	Расстояние от НБ, м	Номер прибора	Вид и величина погрешности $\Delta \epsilon$	Рекомендации
<i>a</i>	10	505	143	1,5	1334	Методическая: $\Delta \epsilon = + 2,2 \cdot 10^{-5}$	С 1988 г. ϵ_0 определять по графику $\epsilon_0 = f(T)$
<i>a</i>	10	505	143	1,5	5777	Методическая: $\Delta \epsilon = + 0,8 \cdot 10^{-5}$	С 1999 г. ϵ_0 определять по графику $\epsilon_0 = f(T)$
<i>б</i>	18	534	183	1,75	1347	Методическая: $\Delta \epsilon = + 0,3 \cdot 10^{-5}$	С 2002 г. ϵ_0 определять по графику $\epsilon_0 = f(T)$
<i>в</i>	18	504	167	1,4	1346	Методическая: $\Delta \epsilon = + 0,8 \cdot 10^{-5}$	С 1999 г. ϵ_0 определять по графику $\epsilon_0 = f(T)$
<i>в</i>	18	504	167	1,4	5431	Методическая: $\Delta \epsilon = + 2,5 \cdot 10^{-5}$	С 1999 г. ϵ_0 определять по графику $\epsilon_0 = f(T)$
<i>г</i>	33	504	155	1,2	1364	Методическая: $\Delta \epsilon = + 0,8 \cdot 10^{-5}$	С 1999 г. ϵ_0 определять по графику $\epsilon_0 = f(T)$
<i>г</i>	33	504	155	1,2	5429	Методическая: $\Delta \epsilon = + 0,9 \cdot 10^{-5}$	С 1999 г. ϵ_0 определять по графику $\epsilon_0 = f(T)$
<i>д</i>	45	535	170	1,4	4966	Нет	–
<i>e</i>	45	504	149	1,5	1374	Методическая: $\Delta \epsilon = + 0,7 \cdot 10^{-5}$	С 1998 г. ϵ_0 определять по графику $\epsilon_0 = f(T)$
<i>e</i>	45	504	149	1,5	5640	Методическая: $\Delta \epsilon = + 0,4 \cdot 10^{-5}$	С 1998 г. ϵ_0 определять по графику $\epsilon_0 = f(T)$
<i>жс</i>	55	534	173	1,6	1939	Методическая: $\Delta \epsilon = + 4,2 \cdot 10^{-5}$	С 1993 г. ϵ_0 определять по графику $\epsilon_0 = f(T)$
<i>з</i>	55	504	119	2,4	1850	Методическая: $\Delta \epsilon = + 0,8 \cdot 10^{-5}$	С 2000 г. ϵ_0 определять по графику $\epsilon_0 = f(T)$
<i>з</i>	55	504	119	2,4	2381	Нет	–

рост сжимающих напряжений, отмечаемый в арочных плотинах (Чиркейской, Саяно-Шушенской). При этом нередко указывается, что в сооружении, в частности у низовой грани, одновременно увеличиваются как арочные, так и консольные напряжения. Эти выводы явно противоречат теории упругости, согласно которой при увеличении сжимающих напряжений в одном направлении (например, по оси Z) в другом, перпендикулярном направлении (по оси Y) у грани плотины, где бетон работает фактически в условиях плоского напряженно-деформированного состояния, сжимающие напряжения должны уменьшаться на величину, равную приращению сжимающих напряжений по оси Z умноженному на коэффициент Пуассона. Таким образом, если напряжения в плотине увеличиваются или уменьшаются одновременно по двум (или более) осям, то это свидетельствует о возникновении систематической погрешности измерения деформаций непосредственно в “конусе”. Уменьшение вычисленных величин напряжений свидетельствует о вытягивании струны в тензомере “конусе”, а увеличение — о набухании бетона в “конусе”. При этом во внутренней зоне или на низовой грани — всегда деструктивное набухание, а в бетоне напорной грани следует отличать конструктивное набухание, создающее дополнительные сжимающие напряжения в сооружении, и деструктивное набухание, создающее дополнительную погрешность в измерениях, что характерно, как было показано выше, для бетона на шлакопортландцементе.

При обработке данных многолетних натуральных наблюдений за тензометрической КИА, установленной в плотину Саяно-Шушенской ГЭС, обнаружены недостатки, относящиеся к измерениям ненапряженной деформации в “конусах”, которые в какой-то степени могут быть устранены. Во-первых, конструкция “конуса” не обеспечивает в полной мере тепло и влагообмен с окружающим бетоном, в результате чего в “конусе” задерживается влага, а температура в образце всегда запаздывает за температурой в массиве, что затрудняет процесс обработки информации и вносит дополнительную погрешность. Во-вторых, уплотнение жесткой бетонной смеси в достаточно глубоком “конусе” связано с определенными трудностями, что нередко приводит к необходимости “мокрого” отсева, следовательно, и к нарушению условия равенства характеристик бетона в образце и массиве. Также бетон почти всегда отличается в двух “конусах”, устанавливаемых в одной “розетке” с целью повышения надежности проводимых измерений, что создает неопределенность при обработке натуральных данных.

Устройство ненапряженного образца практически свободно от перечисленных выше недостатков

(рис. 8). Основным элементом устройства является форма для образца в виде корыта, выполненная из стального листа толщиной 3–4 мм, выложенная внутри пористой резиной. В днище имеются дренажные отверстия. В центре формы на растяжках устанавливаются два тензометра и термометр. После укладки и уплотнения бетонной смеси форма закрывается стальной сеткой с ячейкой 2–3 мм. Сетка препятствует проникновению напряжений из массива, поскольку фактически отделяет образец от окружающего бетона и в то же время не влияет на процесс тепло- и влагообмена. Такое устройство ненапряженного образца можно рекомендовать для измерений напряжений тензометрическим способом в строящихся и проектируемых плотинах, преимущественно во внутренних зонах, где практически нет негативных воздействий на бетон. Для низовой и напорной грани в морозостойкой зоне ненапряженную деформацию, по-видимому, целесообразно определять по способу “искусственной щели” [3]. Хотя такое решение и несколько усложняет процесс обработки полученной информации.

В заключение следует отметить, что тензометрический способ измерения напряжений, являясь весьма чувствительным и универсальным, т.е. позволяющим определять как сжимающие, так и растягивающие напряжения, в то же время не лишен серьезных недостатков, иногда приводящих к неверной и даже искаженной информации о напряженно-деформированном состоянии сооружения, что особенно важно для арочных плотин. В этой связи в арках, в зонах постоянного сжатия, целесообразно применять альтернативные методы и приборы, которые в настоящее время выпускаются в большом ассортименте. Даже в период строительства Саяно-Шушенской плотины без особых затрат мог быть применен “компенсационный способ” определения сжимающих напряжений с использованием тех же тензометров, но без устройства ненапряженного образца [11], в котором, как показано в статье, и заключается основная проблема измерения напряжений в плотинах тензометрическим способом.

Выводы

1. Тензометрический способ измерения напряжений в плотинах основан на определении разности деформаций по тензомерам, установленным в монолитном бетоне и ненапряженном образце, с последующим вычислением напряжений по зависимостям теории упругоползучего тела с использованием деформативных характеристик бетона, полученных как в лабораторных, так и натуральных условиях. Считается, что деформативные характеристики бетона в массиве и ненапряженном образце

одинаковы и изменяются во времени по одному закону, однако это не всегда соответствует действительности.

2. Специальная методика обработки данных натурных наблюдений за тензометрической КИА, установленной в тело Саяно-Шушенской плотины, показала, что в ненапряженных образцах, испытывающих негативные воздействия — водонасыщение и знакопеременные температуры — отмечается процесс деструктивного набухания бетона, приводящий к снижению его прочностных и деформативных характеристик. Испытаниями кернов, выбуренных из низовой и напорной грани плотины, установлено, что в монолитном бетоне деструкция отмечается только в 5 – 10 сантиметровом поверхностном слое сооружения. Таким образом, рост деформаций набухания (растяжения), происходящий только в ненапряженных образцах, приводит к росту расчетных значений сжимающих напряжений, представляющих собой систематическую увеличивающуюся со временем погрешность, которая только в верхнем арочном поясе плотины в отдельных точках сооружения к 2010 г. достигла 4 МПа.

3. В связи с тем что в настоящее время другого оперативного способа получения информации об уровне напряжений в плотинах нет, целесообразно для бетонных плотин, длительное время находящихся в эксплуатации, проанализировать всю базу данных натурных наблюдений, используя предлагаемую методику. Это позволит выявить величину систематической погрешности в каждой измерительной точке сооружения и ввести соответствующие поправки. Такой анализ необходим, в первую очередь, для арочных плотин, где напряжения явля-

ются одним из важнейших диагностируемых показателей.

Список литературы

1. ОСТ 3472-591-81. Преобразователи измерительные струнные для контроля состояния гидротехнических сооружений. Общие требования.
2. *Пермякова Л. С., Зюзина Н. В., Сахаров Г. Г., Дружинин А. Ю.* О результатах диагностического обследования закладной струнной аппаратуры, установленной на Саяно-Шушенской плотине // Гидротехническое строительство. 2008. № 11.
3. *Пособие по методике обработки данных натурных исследований бетонных гидросооружений* / Под ред. С. Я. Эйдельмана. — Л.: ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева, 1975.
4. *Рабинович С. Г.* Погрешности измерений. — Л.: Энергия, 1978.
5. *Бритвин С. О., Коновалов И. К.* Исследование и анализ показателей надежности технических средств для диагностирования сооружений // Гидротехническое строительство. 2001. № 10.
6. *Рассказчиков В. А.* Состояние бетона основных сооружений Саяно-Шушенской ГЭС // Гидротехническое строительство. 2012. № 9.
7. *Рассказчиков В. А., Соколов И. Б.* Методика и результаты определения влажностных напряжений, возникающих в бетонных плотинах после наполнения водохранилища // Известия ВНИИГ. 1982. Т. 155.
8. *Рассказчиков В. А.* Влажностные изменения в бетоне Саяно-Шушенской плотины и их влияние на напряженно-деформированное состояние сооружения // Гидротехническое строительство. 2012. № 10.
9. *Дерюгин Л. М.* К вопросу оценки прироста прочности гидротехнического бетона в поздние сроки // Энергетическое строительство. 1990. № 4.
10. *Дурчева В. Н., Майорова М. А.* Тензометрические измерения свободных деформаций бетона плотин // Гидротехническое строительство. 2002. № 11.
11. *Натурные наблюдения и исследования на бетонных и железобетонных плотинах: П16 – 84* / ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева. Л., 1985.

Рецензии на статью В. А. Рассказчикова “Пути повышения достоверности измерения напряжений в бетонных плотинах (на примере Саяно-Шушенской ГЭС)”

Рецензия 1

Представлены результаты многолетних наблюдений за деформациями бетона с помощью струнных преобразователей деформаций, а также методика пересчета деформаций в бетоне в напряжение. То обстоятельство, что по результатам этих наблюдений автор и рецензенты пришли к различным вы-

Рецензия 2

Статья посвящена актуальной теме оценки достоверности тензометрических измерений на основании анализа показаний тензометров, установленных на плотине Саяно-Шушенской ГЭС. В статье подробно рассматриваются возможные погрешности показаний тензометров, установленных в ненапряженных образцах, и делается вывод об их ошибочных показаниях.

Автор провел анализ показаний тензометров, размещенных в ненапряженных образцах верхней части арки, рассмотрев бетон напорной, низовой и внутренней зон. По конкретным тензометрам, показывающим набухание, делается вывод о том, что вместе с регистрацией набухания тензометр в конусе может показывать и деструктивные деформации, не свойственные бетону блока.

Во ВНИИГе в 2012 г. был проведен анализ всех работающих тензометров, установленных в ненапряженных образцах (150 розеток). При анализе показаний с момента бетонирования обнаружилось, что, во-первых, некорректность показаний тензометров связана с тем, что в некоторых случаях ненапряженные объемы бетона таковыми не являются, т.е. они воспринимают часть напряжений от массивного бетонного блока; во-вторых, некорректность показаний часто обусловлена спецификой конструкции датчика с нулевой жесткостью. Возможность свободных деформаций корпуса в момент установки иногда приводила к резкому скачку в показаниях. Например, на Бурейской плотине устанавливали и ПЛДС-400 (тензометры с нулевой жесткостью) и тензометры ТБ-200 (тензометры с жестким корпусом). Некорректность показаний, наблюдавшаяся с момента установки тензометров, для ПЛДС-400 была намного выше, чем для ТБ-200.

Для объективных показаний тензометра, установленного в ненапряженном образце, он должен быть расположен в нижней трети, т.е. при базе ПЛДС 400 мм высота конуса должна быть 1200 мм,

водам, только подчеркивает актуальность затронутых в статье вопросов.

Учитывая, что подобные наблюдения ведутся на всех высоких плотинах, статью обязательно опубликовать в разделе “Дискуссии” вместе с заключениями рецензентов.

Семенов И. В. (ОАО “НИИЭС”)

что реализовано на других объектах. Эти нормативные требования изложены в инструкциях по установке тензометров. Если схема установки тензометра, показанного на рис. 2, соответствует устройству анализируемых ненапряженных образцов на Саяно-Шушенской плотине, то тензометр в нем не может показывать только свободные температурно-влажностные деформации.

Многолетние натурные наблюдения на всех высоких бетонных плотинах выявили стандартную картину изменения свободных деформаций в бетоне, обусловленную колебаниями влажности, температуры и структурными изменениями, происходящими в бетоне. Такая картина регистрируется не всеми тензометрами, установленными в ненапряженных образцах Саяно-Шушенской плотины (например, тензометры 04720, 00772). Но около 30 % показаний тензометров не соответствует поведению свободного бетона (например, тензометры 0032, 00326, 05422).

Смысл оценки показаний тензометров в ненапряженных образцах, выполненной автором статьи, заключается в недоверии к объективности их показаний. Необратимые деформации расширения бетона почему-то рассматриваются как признак деструкции бетона. В частности, рассматривается “морозная деструкция”. Еще во время строительства Братской и Усть-Илимской плотин были проведены многолетние натурные испытания бетонных образцов, подвергающихся циклам замораживания — оттаивания со скоростью, свойственной бетону плотины на глубине 1 м. Были получены одинаковые зависимости деформаций свободного бетона от температуры в образцах и “конусах” низовой грани плотин. Т.е. фиксировались необратимые остаточные деформации расширения после оттаивания. Испытание оттаявших образцов с признаками морозной деструкции на прочность при сжатии и растяжении, определение модуля упругости мгновенных деформаций показали необратимое возрастание всех физико-механических характеристик. Это

было также подтверждено прямыми испытаниями бетона, проведенными в плотине Зейской ГЭС. Свободные образцы в плотине измеряли “деструктивное” расширение, а после промораживания в бетоне плотины необратимо увеличивался модуль упругости. Деструкция в поверхностном слое бетона наблюдается при суточных колебаниях температуры и потере воды затворения. В бетоне на расстоянии до 1 м температура изменяется на 1 – 2 градуса в сутки, через ноль переходит дважды в год: в бетоне сохранена структура, обусловленная наличием воды затворения.

По натурным данным необратимая составляющая сезонно оттаявшего бетона постепенно уменьшается, так как является следствием процессов, происходящих в структуре бетона. Например, в бетоне низовой грани Братской плотины после 16 лет установилась постоянная линейная зависимость между изменением температуры и деформациями свободного бетона. Испытания кернов, выбуренных из низовой грани плотины, показали возрастание прочности в полтора-два раза. Деструкция бетона как материала происходит в условиях первоначальной потери воды затворения, т.е. в поверхностном слое. Упрочнение бетона во времени, после оттаивания — общеизвестный факт, однако упрочнение не может происходить без изменений структуры бетона (перекристаллизация минералов, зарастание пор, продолжение гидратации цемента). Появление деформаций расширения — результат структурных изменений бетона как материала. Имеются стимуляторы таких процессов, как набухание, замораживание — оттаивание. На Усть-Илимской плотине в зимнее время раскрываются строительные швы, вплоть до смотровой галереи. По данным тензодатчиков, установленных в ненапряженных образцах, происходит постоянное набухание бетона. Выбуренные керны показали увеличение прочности и более совершенную структуру бетона по данным электронной микроскопии. Известно, что бетон продолжает набирать прочность долгие годы. Автор статьи подтверждает, что ослабление бетона происходит лишь в поверхностных слоях, но почему-то “деструкцию” переносит и на ненапряженные образцы.

Рассматривая процесс набухания бетона Саяно-Шушенской плотины, надо иметь в виду ее от-

личие от других плотин. Интенсивности процесса набухания способствует множество вертикальных трещин, зафиксированных в строительный период на напорной грани плотины. После наполнения водохранилища произошло силовое раскрытие горизонтальных трещин, оказывающих аналогичное влияние. Подавленная фильтрация не означает отсутствие микротрещин, через которые может происходить водонасыщение бетона.

Автор, очевидно, не совсем знаком с напряженно-деформированным состоянием Саяно-Шушенской плотины, если считает, что необратимые напряжения зависят только от “деструкции” в конусах. Как известно, показания тензодатчика в ненапряженном образце вычитаются из показаний всех тензодатчиков в розетке, т.е. необратимая составляющая должна быть одинаковой по всем направлениям. Между тем, напряжения по разным направлениям в розетке могут иметь даже разный знак необратимой составляющей. При отсутствии “деструктивных” деформаций в конусе рабочие тензодатчики тоже регистрируют необратимую составляющую, связанную с изменением температурного режима и сезонными колебаниями УВБ в послеаварийный период.

Само понятие деструктивных процессов в бетоне, как погрешность измерения тензодатчика в “конусе” не подтверждено ни одним серьезным аргументом и не соответствует реальным процессам, происходящим в бетоне плотины, и многочисленным натурным и лабораторным испытаниям.

Ссылка на Чиркейскую плотину также некорректна. Рост сжимающих напряжений в плотине Чиркейской ГЭС связан не с показаниями “конусов”, а с перемещениями плотины в сторону левого берега, жесткость которого изменилась после проведения цементационных работ, что подтверждено геодезическими наблюдениями. Нельзя рассматривать факт изменения напряжений в отрыве от схемы статической работы плотины, определяемой комплексными натурными наблюдениями.

С нашей точки зрения, статья противоречит результатам многолетних натурных тензодатческих наблюдений, проводимых на всех крупных плотинах России, в том числе на Саяно-Шушенской.

Дурчева В. Н. (ОАО “ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева)

Рецензия 3

Статья посвящена актуальной теме совершенствования тензодатческих измерений напряжений в плотине на основе анализа обработки показаний датчиков ПЛДС-400 в различных частях и зонах бе-

тона плотины. Предлагается повысить точность вычислений измеренных деформаций и напряжений с учётом особенностей показаний датчиков в “конусах” (ненапряженных образцах). Кроме того, с указанных позиций в статье сделана попытка объ-

яснить до сих пор необъяснимые причины перманентного роста напряжений в плотине Саяно-Шушенской ГЭС и в связи с этим ставится вопрос о неправомочности решения “РусГидро” исключить напряжения в плотине из числа критериальных значений.

Отдавая должное большому объёму и профессиональности исследований В. А. Рассказчикова, отметим некоторые недостатки и противоречия статьи, которые, однако, не снижают ценности проведённой работы.

Показания приборов в “конусах” исследованы автором вне зависимости от напряжённого состояния выбранных частей плотины и зон бетона, флуктуаций напряжений от динамического характера нагрузок. В этом смысле плотина СШГЭС кардинально отличается от других плотин и поэтому заголовки статьи следовало бы конкретизировать применительно к СШГЭС, а не распространять на все плотины. Так, например, в пяти из 34 рассмотренных в статье случаев (табл. 1 – 3) максимальные значения погрешностей показаний тензометров в “конусах” в размере 1 – 4 МПа отмечены в наиболее нагруженных: в секции 18 у левого берега и ключевой секции 33, в верхнем поясе которых арочные напряжения достигают 10 – 12,5 МПа и бетон в объёме “конусов” не может быть ненапряжённым с учётом тяжелой техники уплотнения жесткого бетона. По этой причине погрешность 4 МПа не может оправдать растущие напряжения в плотине, как указывает автор в выводах. Тем более что, согласно рис. 2, объём бетона в “конусе” не защищен от влияния вертикальных (консольных) напряжений, так как днище “конуса” уплотняется в первую очередь. Не случайно три из пяти максимальных погрешностей отмечены в приборах у низовой грани, в зоне больших консольных напряжений. В 16 случаях среднеарифметическая погрешность составляет 0,1 МПа, которой можно пренебречь, в 13 случаях погрешностей нет. Таким образом, из статьи следует, что грешат неточностью 62 % “конусов”. Если учесть также отклик “конусов” на динамические нагрузки от сейсма, промышленных взрывов и упругого отпора, который не определялся, доля погрешностей увеличится. Это отмечалось при исследовании реакции “конусов” в Чиркейской и Миатлинской плотинах во время сейсмических событий [1]. Следовало бы изучить показания тензометров в “конусах” в период сейсмических нагрузок на плотину Саяно-Шушенской ГЭС во время Красноярского, Алтайского, Хакасского и Тывинских землетрясений, на которые “ненапряжённые” датчики в поле высоких напряжений не могут не откликнуться. Об этом свидетельствуют графики на рис. 5, 6, 7, в которых точки перегиба практически совпадают по времени

с Шагонарским (март 1994 г.), Красноярским (октябрь 2000 г.) и Алтайским (сентябрь-октябрь 2003 г.) землетрясениями.

Формула (1) в статье справедлива для статической работы плотины, в которой эксплуатационные напряжения сопоставимы со свободными напряжениями в бетоне, тогда как плотина СШГЭС находится в перманентном переменном объёмном напряжённом состоянии с высоким уровнем напряжений. В этих условиях точно определить значения свободной деформации в объёме “конуса” крайне сложно, что признаёт и автор статьи. Он отмечает, что:

из многих инструментальных погрешностей можно уверенно определить только проскальзывание струны в цапгах;

из методических погрешностей неопределимыми являются неодновременность схватывания бетона в “конусе” и в блоке; различия в деформативных характеристиках бетона в сооружении и в образцах; неопределённость изменения этих характеристик во времени; различия в значениях модуля упругости и т.д.

Возникает вопрос: целесообразно ли при таких неопределённых пересчитывать весь накопленный почти за 40 лет банк данных? Нам представляется такая работа нецелесообразной. Тем более что уникальные автоматизированные тензометрические измерения, проведенные службой мониторинга СШГЭС в 2007 г., дважды и трижды в сутки показали, что флуктуации графиков таких измерений от динамических нагрузок превышают рекомендуемые уточнения. Так, на расстоянии 1 м от напорной грани в секции 18 на отм. 323 м приращение арочных напряжений в течение суток 24 – 25 апреля составило 0,24 МПа, в течение 8 – 10 апреля — 0,3 МПа. В низовом клине плотины на отм. 324 м на расстоянии 93 м от напорной грани приращение напряжений от землетрясения $K = 9,8$, $R = 175$ км 16 – 17 апреля составило 0,14 МПа.

Автор часто употребляет термин “деструкция бетона”. Деструкция (от лат. destrucion) означает разрушение структуры. Можно ли представить себе, что внутри поля высоких объёмных напряжений сжатия на тридцатом году набора прочности происходит саморазрушение бетона в конусах? Она возможна только в краевых зонах плотины, как это справедливо указано в статье.

Нельзя согласиться с утверждением В. А. Рассказчикова, что “нет иных способов получения оперативной информации о напряжённом состоянии бетона в плотине”. Можно указать на стержневой метод ИГД СО РАН, проволочные датчики электросопротивления, метод локальной разгрузки [2].

Формулы 7, 8, 9 и 10 статьи свидетельствуют о том, что для ПЛДС-400 свободная деформация бе-

тона в “конусе” есть сумма деформаций усадки и разбухания, которые имеют разные знаки, величины одного порядка и практически взаимно уничтожаются. Зачем тогда огород городить? Может быть следует внимательно и профессионально рассмотреть предложение об отказе от “конуса”, изложенное в работе [3]? Или направит усилия науки на поиск альтернативных методов прямого измерения напряжений в бетоне. Рассмотренная статья свидетельствует, во-первых, о правомерности такой постановки вопроса, а во-вторых, об отсталости, моральном старении применяемых нами инструментальных методов определения напряжений в бетоне, тем более с учётом перспективного перехода к технологии укатанного бетона.

Выводы

Исследование, проведенное В. А. Рассказчиковым, результаты которого изложены в рассмотренной статье, представляет несомненный интерес, и статья должна быть опубликована. Целесообразно одновременно опубликовать отзывы экспертов.

По нашему мнению, можно сделать следующие выводы:

1. Применяемые методы контроля напряжений в бетоне плотин устарели и требуют совершенствования для существующих и вновь проектируемых плотин (с учётом технологии укатанного бетона).

2. Напряжения в плотине нельзя исключать из перечня критериальных значений, имея в виду их высокий уровень. Для контроля целесообразно применить альтернативные методы измерений.

3. В период сейсмической нагрузки или упругого отпора или иных динамических нагрузок целесообразно проверить отклик тензометров в “конусах”.

4. Вносить рекомендуемые поправки в накопленный банк данных по напряжениям, имея в виду огромный объём работ и неопределённость в показаниях “конусов” не имеет смысла.

Список литературы

1. Марчук А. Н. О методике измерения напряжений в высоконапорных плотинах в сейсмичных районах // Гидротехническое строительство. 2006. № 5.
2. Затеев В. Б. Определение реальных напряжений в бетонных плотинах методом локальной разгрузки // Гидротехническое строительство. 2003. № 5.
3. Николаев А. П., Власов В. М. К методике оценки напряженного состояния бетонных элементов конструкций по результатам измерений ПЛДС // Сб. БЭС / НИИЭС. 2004. Вып. 14.

Марчук А. Н. (ИФЗ РАН)

Дополнения и уточнения к статье “Пути повышения достоверности измерения напряжений в бетонных плотинах (на примере Саяно-Шушенской ГЭС)”

1. В статье на рис. 2 приведена конструкция формы для выделения в сооружении “ненапряженного образца” (“конуса”), входящего в состав “тензометрической розетки”. Из рисунка видно, что форма состоит из двух “ведер” разного размера, входящих одного в другое с воздушным зазором около 5 см, заполненным опилками. Этот зазор имеется не только между боковыми стенками, но и между днищами “ведер”. Таким образом, выделенный в сооружении бетонный образец сообщается с массивом только через верх “конуса” и только здесь возможно проникновение в образец напряжений.

2. При укладке и уплотнении бетонной смеси тензометр находится в “нерабочем состоянии”, что обеспечивается тремя алюминиевыми шпильками диаметром 2 мм, фиксирующими две части телескопического корпуса тензометра. В процессе “схватывания” бетонной смеси, наступающего через 18 – 24 ч после ее укладки в “конус”, твердеющий бетон срезает шпильки и тензометр начинает реагировать на внешние воздействия.

3. Деформации, измеряемые в “конусах” строящихся и вводимых в эксплуатацию плотин, не все-

гда находили логическое объяснение, поэтому в 1970-х гг. рядом исследователей было высказано предположение, что через верх “конуса” в образец из массива проникают напряжения. Для проверки данной гипотезы в середине 80-х гг. на строительстве Саяно-Шушенской ГЭС был проведен эксперимент, заключающийся в том, что в сооружении дополнительно устанавливали такой же “конус”, но после укладки в него бетонной смеси, перекрываемый листом пенопласта толщиной около 5 см. В результате проведенного эксперимента не установлено проникновения напряжений из массива в “конус”. Таким образом, образец в “конусе” можно считать “свободным” и в этой связи нет никакой разницы, в какой плотине (тип сооружения) он устанавливался.

4. Изложенная в статье методика обработки данных натурных наблюдений за показаниями тензометров в “конусах”, основанная на “обнулении” температурных деформаций, позволила пролить свет на процессы, происходящие в “свободных” образцах. Так, с помощью данной методики было установлено набухание бетона после наполнения во-

дохранилища в напорном фронте плотин разного типа: Саяно-Шушенской, Красноярской, Зейской и Кировской [1].

Дальнейшее совершенствование методики, заключающееся в установке в сооружении дополнительного “свободного” образца, влагоизолированного от окружающего бетона [2], позволило определить деформации набухания бетона в “конусах” еще до поднятия напора [3]. Это набухание характерно для массивных блоков, уложенных в летнее время, когда температура бетона в блоке достигала 40° и более. При охлаждении напорной грани в осенне-зимний период тепло, а следом и влага перемещались от центра к периферии, скапливались у грани, вызывая набухание бетона в “конусах” — явление тепломассопереноса [4].

Во влагоизолированном образце, если не рассматривать начальный период формирования структуры бетона, тензометр показывает контракционную усадку — уплотнение структуры, приводящее к росту прочности и модуля упругости бетона, продолжающееся много лет и носящее затухающий характер. Такой же процесс происходит и в образце, сообщаемом с окружающим бетоном (“конусе”). Однако в “конусе” на этот процесс накладывается еще миграция влаги (внутренняя диффузия), вызванная неравномерным ее распределением в укладываемой бетонной смеси, градиентами температуры в блоке при экзотермическом разогреве бетона, а в дальнейшем — влияние внешних условий: водонасыщение бетона в напорном фронте и подсыхание бетона, находящегося в контакте с атмосферой.

Бетон в “конусе”, установленном у грани, контактирующей с атмосферой, каждый год подвергается замораживанию, приводящему к морозной деструкции — разрушению структуры (разуплотнению). В первые годы “контракция” преобладает над деструкцией, и тензометр в “конусе” показывает усадку (сжатие), а по мере затухания контракционного процесса и нарастания деструктивного тензометр в “конусе” начинает показывать набухание (растяжение), что и отмечается на графиках, представленных в статье.

В монолитном бетоне в зоне “тензометрических розеток”, в отличие от “конуса”, бетон находится в условиях объемного сжатия, препятствующего деструктивному процессу. Так, испытания кернов,

выбуренных из низовой грани Саяно-Шушенской плотины, показали, что морозная деструкция в бетоне отмечается только в 10–20 сантиметровом поверхностном слое [5]. Убедиться, что бетон в “конусе” имеет более низкие физико-механические характеристики по сравнению с бетоном в массиве, можно только произведя вырубку на глубину около 2 м с полки в бортах примыкания плотины.

Описанный выше процесс происходит в бетоне любой плотины, испытывающей сезонное замораживание. Не располагая данными о температурном режиме, позволяющем в полной мере реализовать предложенную в статье методику, сделаем качественную оценку показаний тензометра в “конусе”, установленном у низовой грани Чиркейской плотины, приведенных в статье [6]. С этой целью определим по графику в статье деформации в “конусе” на 1 января каждого года, учитывая, что в это время бетон еще имеет положительную температуру и есть основание полагать, что температура в “конусе” в разные годы отличается незначительно. Результаты такой обработки представлены в таблице.

Из таблицы видно, что с января 1977 г. по январь 1980 г. в “конусе” отмечался процесс усадки бетона, носящий затухающий характер, а с января 1980 г. начался процесс деструктивного набухания, нарастающего с годами. Полученные результаты хорошо согласуются с графиками изменений деформаций в “конусах” у низовой грани Саяно-Шушенской плотины, приведенными в статье.

5. Может ли тензометр в “конусе” реагировать на сейсмические воздействия — землетрясения, взрывы? Теоретически да. Во-первых, от резкого толчка струна в тензометре может проскользнуть в цапгах ее крепления. Во-вторых, образец в “конусе” имеет вес более 200 кг и находится в подвешенном состоянии. При тряске образец может потянуться и даже оторваться от массива, чему способствует усиливающийся со временем деструктивный процесс в бетоне, вызванный циклами “замораживание — оттаивание”.

6. Отказ от “конуса”, как предлагается в статье [7], подрывает основы самого тензометрического способа, согласно которому величина напряжений в сооружении определяется не действующими (измеренными) деформациями, а непроявившимися деформациями, получаемыми как разность деформаций измеренных в массиве и “ненапряженном”

Дата	01.01.77	01.01.78	01.01.79	01.01.80	01.01.81	01.01.82	01.01.83
$\varepsilon, 1 \cdot 10^{-5}$	1,14	1,03	0,91	0,89	1,03	1,06	1,29
01.01.84	01.01.85	01.01.86	01.01.87	01.01.88	01.01.89	01.01.90	01.01.91
1,54	1,69	2,03	2,51	2,86	3,06	3,26	3,37

образце [8]. Определение “ненапряженной” деформации ε_0 , используя усредненный коэффициент температурного расширения бетона (КЛР), не может обеспечить необходимой точности измерений в силу того, что на зависимость $\varepsilon_0 = f(T)$ влияет как изначальная структура уложенного бетона, так и ее изменение во времени под воздействием внутренних и внешних факторов. Поэтому в статье рекомендуется использовать зависимость $\varepsilon_0 = f(T)$, полученную по “конусу” в конкретной установке КИА и только через несколько лет после начала эксплуатации сооружения.

7. Альтернативные методы измерения напряжений в плотинах, безусловно, следует развивать и внедрять, однако вполне очевидно, что все они должны быть привязаны к действующим в сооружении напряжениям, определить которые можно только закладными приборами.

Метод разгрузки [9] не обладает необходимой точностью уже потому, что в нем деформации “разгрузки” измеряются на базе 100 мм при максимальной крупности заполнителя в бетоне СШГЭС — 120 мм, а самое главное — этот метод нельзя считать оперативным, поскольку измерения трудоемки и позволяют определять напряжения в выбранной точке сооружения только один раз по причине локального нарушения НДС.

8. Анализ натуральных данных по представленной в статье методике и определение фактических значений напряжений в бетоне плотины СШГЭС в разные годы эксплуатации сооружения позволят, во-первых, осуществлять оперативный контроль за состоянием плотины, во-вторых, оценить качество проектных работ и технологических решений, что важно для дальнейшего развития гидротехническо-

го строительства в стране. А также в связи с тем, что в последние годы много пишут о сближении берегов, ссылаясь на рост арочных напряжений в плотине, полученная информация позволит пролить свет на данную проблему и, возможно, успокоить в первую очередь работников гидростанции и жителей населенных пунктов, расположенных в нижнем бьефе.

Список литературы

1. Соколов И. Б., Епифанов А. П., Рассказчиков В. А. Оценка набухания бетона в напорном фронте плотин // Известия ВНИИГ. 1988. № 204. С. 11 – 17.
2. А. С. 894573 (СССР). Устройство для определения деформаций бетона в сооружениях / В. А. Рассказчиков // Открытия, изобретения. 1981, № 48.
3. Рассказчиков В. А. Влажностные изменения в бетоне Саяно-Шушенской плотины и их влияние на напряженно-деформированное состояние сооружения // Гидротехническое строительство. 2012. № 4.
4. Александровский С. В. Расчет бетонных и железобетонных конструкций на изменения температуры и влажности с учетом ползучести. — М.: Стройиздат, 1973.
5. Рассказчиков В. А. Состояние бетона основных сооружений Саяно-Шушенской ГЭС // Гидротехническое строительство. 2012. № 4.
6. Дурчева В. Н., Майорова М. А. Тензометрические измерения свободных деформаций бетона плотин // Гидротехническое строительство. 2002. № 11.
7. Николаев А. П., Власов В. М. К методике оценки напряженного состояния бетонных элементов конструкций по результатам измерений ПЛДС // Сб. БЭС / НИИЭС. 2004. Вып. 14.
8. Пособие по методике обработки данных натуральных исследований бетонных гидросооружений / Под ред. С. Я. Эйдельмана. — Л.: ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева, 1975.
9. Затеев В. Б. Определение реальных напряжений в бетонных плотинах методом локальной разгрузки // Гидротехническое строительство. 2003. № 5.

Рассказчиков В. А.

Гидроэнергетическое строительство на р. Нарын в Кыргызской Республике

Корчевский В. Ф., главный инженер,

Обополь А. Ю., начальник гидротехнического отдела (ООО “Гидроспецпроект”)

Приводится обзор современного состояния строительства гидроэнергетических объектов на р. Нарын и рассматриваются дальнейшие пути развития гидроэнергетики Кыргызской Республики.

Ключевые слова: плотина, водохранилище, гидроэлектростанция, установленная мощность, выработка электроэнергии, линия электропередачи.

После распада СССР и обретения независимости республиками Центральной Азии р. Сырдарья с притоками и существующие на ней регулирующие сток сооружения получили статус трансграничных.

Водная система бассейна р. Сырдарья берет начало в Кыргызской Республике (р. Нарын), последовательно пересекает Узбекистан и Таджикистан, опять вступает на территорию Узбекистана и, после пересечения границы с Казахстаном, впадает в Аральское море. Истоки основных притоков р. Сырдарья (Чирчик, Карадарья, Сох, Исфара, Касансай и др.), впадающих в нее на территории Узбекистана и Таджикистана, находятся в Кыргызской Республике.

Эффективное функционирование водохозяйственной системы в бассейне р. Сырдарья обеспечивается водохранилищами, изменяющими естественный режим стока рек в соответствии с требованиями основных водопотребителей и водопользователей, к числу которых относятся промышленное и коммунально-бытовое водоснабжение, орошае-

мое земледелие, энергетика, а также бассейновые экосистемы, включающие как объект самостоятельного водопотребления Аральское море.

Регулирование стока р. Сырдарьи осуществляется в основном Токтогульским, Чарвакским, Андижанским, Кайракумским и Чардаринским водохранилищами суммарной полезной емкостью 24,5 км³. Линейная схема расположения основных действующих и проектируемых водохранилищ, регулирующих сток в бассейне р. Сырдарьи, приведена на рис. 1.

К концу 1980-х гг. в бассейне сложилась крайне напряженная водохозяйственная обстановка. Располагаемые водные ресурсы р. Сырдарьи (34,5 км³ в створе Чардаринского водохранилища) были практически полностью исчерпаны, а коэффициент зарегулированности стока достиг предельно высокого значения 0,94. Поэтому как в настоящее время, так и в перспективе суммарный годовой объем водопотребления может рассматриваться как постоянный. Ввод новых орошаемых площадей в бассейне возможен только за счет экономии воды при по-

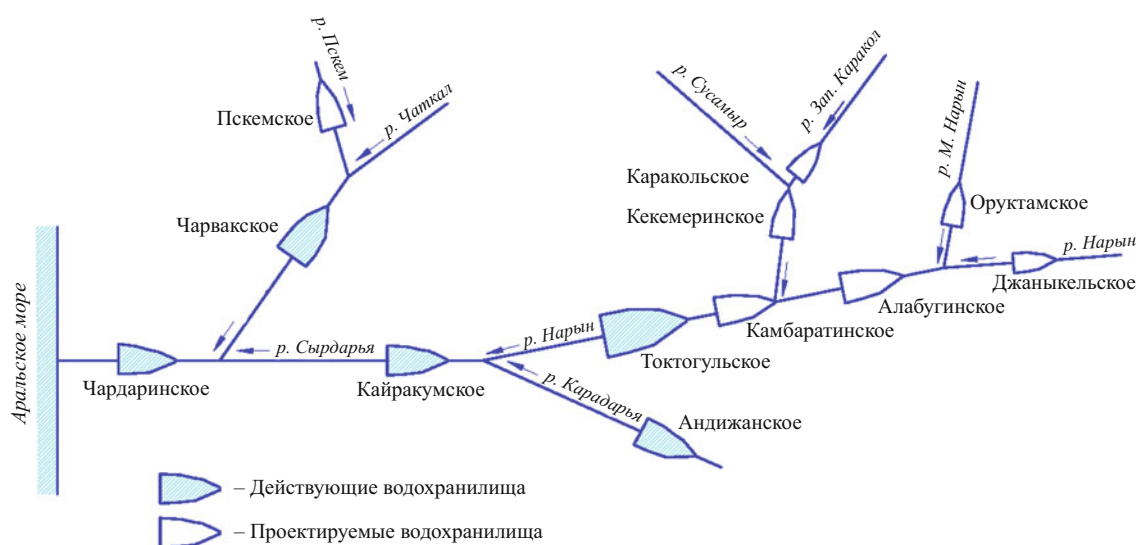


Рис. 1. Линейная схема расположения основных регулирующих сток водохранилищ в бассейне р. Сырдарьи



Рис. 2. План расположения ГЭС на р. Нарын и его притоках

вышении КПД ирригационных систем или изменения состава сельскохозяйственных культур в пользу менее влагоемких.

Гидроэнергетика является одной из основных составляющих экономики Кыргызской Республики. Преобладающая часть технически возможных к использованию гидроэнергетических ресурсов республики (30 ТВт · ч) сосредоточена на р. Нарын, наиболее крупном притоке р. Сырдарьи. План расположения действующих, строящихся и проектируемых ГЭС на р. Нарын и его притоках изображен на рис. 2.

В настоящее время на нижнем, наиболее доступном в транспортном отношении участке р. Нарын завершено строительство Нижненарынского каскада, состоящего из пяти ГЭС. Их водноэнергетические показатели приведены в табл. 1.

Водоохранилище головной Токтогульской ГЭС с полезным объемом 14 км³ изначально (в проекте) было предназначено для многолетнего регулирования стока, главным образом в интересах орошаемого земледелия нижерасположенных прибрежных государств — Узбекистана и Казахстана. Емкости

водохранилищ Курпсайской, Ташкумырской, Шамалдысайской и Учкурганской ГЭС позволяют осуществлять только недельное или суточное регулирование стока. Поэтому все пять ГЭС Нижненарынского каскада общей установленной мощностью 2870 МВт и выработкой электроэнергии 10,3 ТВт · ч вынуждены работать в ирригационном режиме с существенным преобладанием сезонной летней выработки над зимней, тогда как в настоящее время зимняя нагрузка по Кыргызской Республике более чем в два раза превышает летнюю (рис. 3). Это связано с резким ростом электропотребления в коммунально-бытовом секторе, использующем электроэнергию для отопления из-за дефицита органического топлива.

Величина ирригационных требований, предъявляемых к регулированию стока в Токтогульском водохранилище, в значительной степени зависит от водности притоков р. Сырдарьи, в нижней части ее бассейна. Поскольку их водность хорошо коррелируется с водностью р. Нарын, объем требуемых ирригационных попусков из Токтогульского водохранилища увеличивается в маловодные годы, компен-

Т а б л и ц а 1

ГЭС	НПУ, м	Макс. напор, м	Расход, м ³ /с	Объем водохранилища, млн. м ³		Установленная мощность, МВт	Выработка электроэнергии, ГВт · ч
				полный	полезный		
Токтогульская	900,0	180	360	19 458,0	14 000,0	1200	4400
Курпсайская	724,0	98	392	370,0	35,0	800	2630
Ташкумырская	628,0	59	422	140,0	16,0	450	1550
Шамалдысайская	572,0	30	422	40,0	5,7	240	902
Учкурганская	539,5	36	428	52,5	20,9	180	820
Всего	—	403	—	20 060,5	14 077,6	2870	10 302

сируя недостаток воды в нижней части бассейна, и снижается в многоводные. Объемы годовых требований на воду из Токтогульского водохранилища в зависимости от водности р. Нарын, полученные путем составления ретроспективных водохозяйственных балансов по бассейну р. Сырдарьи, приведены на рис. 4.

Сбалансированность Кыргызской энергосистемы достигается путем осуществления повышенных попусков воды из Токтогульского водохранилища. Помимо ирригационных, производятся повышенные попуски и в зимний период года с целью получения дополнительной зимней выработки электроэнергии на Нижненарынском каскаде ГЭС. Такая, не предусмотренная проектом, нагрузка на водохранилище рано или поздно приведет к весьма негативным последствиям для водопользователей, расположенных ниже прибрежных государств. В случае наступления маловодного периода Токтогульское водохранилище может вновь оказаться в стадии начального наполнения и будет не в состоянии выполнять возложенную на него функцию многолетнего регулятора стока.

Очевидно, что сложившаяся ситуация не отвечает интересам экономики всех государств водопользователей, в связи с чем, использование водных и энергетических ресурсов р. Сырдарьи не может рассматриваться как оптимальное и наиболее полное.

Чтобы исправить это положение, ГЭС, намеченные к строительству на участках среднего и верхнего течения р. Нарын и его притоках, должны работать в режиме, компенсирующем в энергосистеме Кыргызской Республики недостачу зимней выработки электроэнергии ГЭС Нижненарынского каскада, работающих на стоке, зарегулированном исключительно в ирригационном режиме. Отсюда требования, предъявляемые к режиму регулирования стока в водохранилищах новых ГЭС, намечаемых к строительству на р. Нарын, определяются как разница между графиком выработки электроэнергии действующими ГЭС и ТЭС и графиком электропотребления энергосистемой республики на перспективных уровнях ее развития.

Анализ показывает, что электропотребление в коммунально-бытовом секторе Кыргызской Республики и в дальнейшем будет устойчиво расти в связи с намерением перейти на использование электроэнергии не только для отопления, но и для приготовления пищи. Ожидается также значительный рост электропотребления и в горнодобывающей отрасли.

Суммарная выработка электроэнергии возможных новых ГЭС на р. Нарын и его притоках почти вдвое превосходит выработку действующих ГЭС Нижненарынского каскада и составляет 20,33 ТВт · ч, а общий полезный объем водохранилищ, выявленных в бассейне р. Нарын выше Токто-

Т а б л и ц а 2

Наименование участка реки и каскада ГЭС	Число ГЭС, шт.	Расход, м ³ /с	Объем водохранилища, км ³		Выработка электроэнергии, ТВт · ч	Удельные капиталовложения, долл/кВт · ч
			полный	полезный		
Среднее течение						
Камбаратинский каскад	3	317,0	4,72	3,43	6,61	0,54
Каскад на р. Кекемерен	3	65,2	1,10	0,9	3,24	1,18
Итого	6	—	5,82	4,33	9,85	—
Верхнее течение						
Казарманский каскад	3	183,3	2,84	2,19	3,81	1,21
Куланакский каскад	5	—	—	—	2,67	1,70
Верхненарынский каскад	6	75,5	1,01	0,76	1,74	1,85
Каскад на р. Алабуга	4	27,6	0,56	0,41	1,34	3,51
Каскад на р. Атбаши	6*	16,6	0,60	0,38	0,92	3,26**
Итого	24	—	5,01	3,77	10,49	—
Всего	30	—	10,83	8,1	20,34	—

* В том числе действующая Атбашинская ГЭС с выработкой электроэнергии 0,17 ТВт · ч.

** Без учета действующей Атбашинской ГЭС.

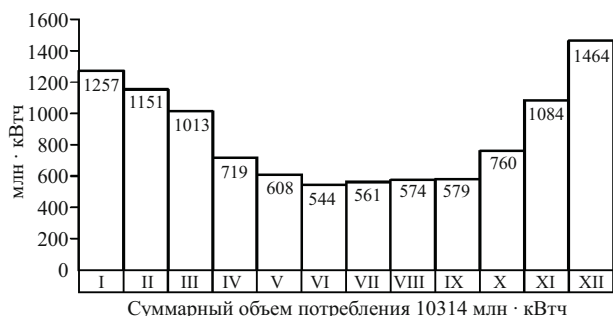


Рис. 3. Потребление электроэнергии Кыргызской Республикой в 2010 г.

гульского водохранилища, достигает $8,1 \text{ км}^3$, что может обеспечить любой требуемый энергосистемой режим выработки электроэнергии, включая ее экспорт за пределы Кыргызской Республики.

Технико-экономические показатели каскадов ГЭС, намеченных на р. Нарын и его притоках выше Токтогульского водохранилища, приведены в табл. 2. Стоимость строительства, определенная ранее в ценах 1984 г., пересчитана в текущие цены IV квартала 2012 г. индексами и переведена в доллары США по курсу 30 руб. за 1 долл. США.

Как следует из приведенных данных, по мере продвижения вверх к истокам реки снижается полезная емкость водохранилищ и контролируемый ими сток, уменьшается выработка электроэнергии каждого каскада и ухудшаются его экономические показатели при одновременном увеличении числа входящих в него ГЭС. Эти факторы в основном и определяют очередность освоения гидроэнергетических ресурсов в бассейне р. Нарын, имеется в виду поэтапное повышение гарантированной выработки электроэнергии в режиме, наиболее благоприятном для энергосистемы Кыргызской Республики.

Для решения этой задачи энергоотдача новых ГЭС в конечном итоге должна быть, как минимум, адекватна общей выработке электроэнергии Нижненарынского каскада или превосходить ее. Объем стока р. Нарын выше Токтогульского водохранилища составляет 10 км^3 , из которого на зимний период года (X – IV) приходится менее 25 %. По экс-

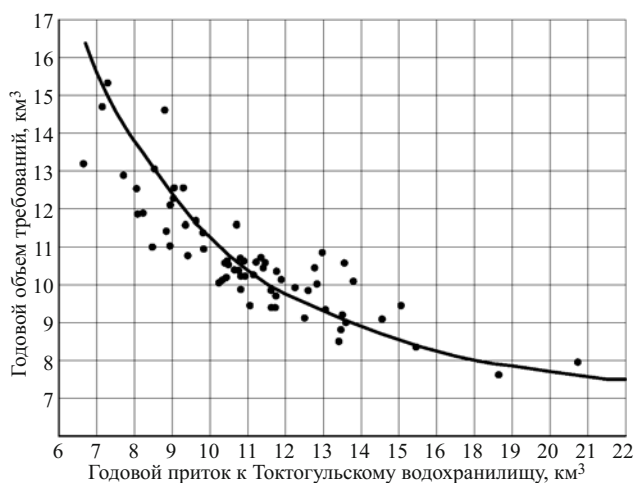


Рис. 4. Требования на воду из Токтогульского водохранилища в зависимости от водности р. Нарын

пертной оценке для осуществления сезонного компенсирующего режима регулирования стока потребуются общий полезный объем водохранилищ вновь вводимых ГЭС в размере не менее $6,0 - 6,5 \text{ км}^3$.

Этому условию полностью соответствуют три каскада ГЭС: Камбаратинский и Кекемеренский в среднем течении р. Нарын и Казарманский в верхнем ее течении. Общая выработка электроэнергии этих каскадов составляет $13,65 \text{ ТВт} \cdot \text{ч}$, а суммарный полезный объем водохранилищ — $6,52 \text{ км}^3$. Из них первоочередным, безусловно, является Камбаратинский каскад ГЭС, строительство которого было начато еще в период существования СССР на спаде работ по Нижненарынскому каскаду.

Приведенные данные, конечно, нуждаются в уточнении. Однако, принимая во внимание столь существенную разницу в экономических показателях ГЭС, каких-либо изменений в выводах о рекомендуемой очередности строительства объектов ожидать не приходится. Продольный профиль среднего и верхнего участков течения р. Нарын с разбивкой на ступени энергоиспользования показан на рис. 5.

Очередность строительства Кекемеренского и Казарманского каскадов, обладающих близкими

Т а б л и ц а 3

Камбаратинские ГЭС	НПУ, м	Макс. напор, м	Расход, $\text{м}^3/\text{с}$	Объем водохранилища, млн. м^3		Установленная мощность, МВт	Выработка электроэнергии, $\text{ГВт} \cdot \text{ч}$
				полный	полезный		
1	1190,0	235,0	317,0	4650,0	3430,0	1900	5114
2	955,0	53,0	317,0	70,0	7,5	360	1148
3	902,0	31,0	317,0	–	–	170	348
Всего	–	319,0	–	4720,0	3437,5	2430	6610

экономическими показателями, должна определяться наличием соответствующих инвесторов. При этом следует учитывать, с одной стороны, лучшую транспортную доступность Кекемеренского каскада, а с другой — значительно больший полезный объем водохранилища головной ГЭС Казарманского каскада, контролирующей вдвое больший сток р. Нарын.

Теоретически при наличии инвесторов строительство всех трех первоочередных каскадов ГЭС может быть завершено к 2030 г. При этом выработка электроэнергии с учетом действующих уже сегодня ГЭС и ТЭС достигнет 26 ТВт · ч. Согласно прогнозам, в перспективе на уровне 2030 г. собственное потребление электроэнергии в Кыргызской Республике составит 15 – 16 ТВт · ч. Таким образом, объем экспорта электроэнергии может быть оценен в 10 – 11 ТВт · ч.

Кыргызская энергосистема связана с Объединенной энергетической системой (ОЭС) Центральной Азии, включающей национальные энергосистемы Южного Казахстана, Узбекистана, Таджикистана и Туркмении, линиями 220 и 500 кВ. Передача электроэнергии между странами членами ОЭС в настоящее время регулируется краткосрочными двухсторонними или трехсторонними межправительственными соглашениями, на основе которых Кыргызская Республика взамен поставляемой электроэнергии в Узбекистан и Казахстан получает

природный газ, уголь, мазут, технические масла и горюче-смазочные материалы.

Предпринимаются усилия по привлечению инвестиций в строительство ВЛ-500 кВ от ПС “Датка” до ПС “Кемин” для передачи электроэнергии с юга на север Кыргызской Республики (трасса этой ВЛ проходит через районы размещения ГЭС Камбаратинского и Кекемеренского каскадов) и ВЛ-500 кВ от ПС “Кемин” до ПС “Алматы” для связи с энергосистемой Казахстана. Для выдачи мощности ГЭС Казарманского, Куланакского и Верхненарынского каскадов, вероятно, потребуется строительство новой ПС в районе г. Нарын, связанной ВЛ-500 кВ с ПС “Кемин”.

Кроме того, по программе “CASA-1000” намечается строительство ВЛ-500 кВ от ПС “Датка” до ПС “Худжант” для осуществления экспорта электроэнергии через энергосистему Таджикистана в Афганистан и далее в Пакистан. При этом следует учесть, что на р. Пяндж и участке верхнего течения р. Амударья, протекающих по границе между Таджикистаном и Афганистаном, выявлена техническая возможность строительства 17 гидроэлектростанций общей установленной мощностью около 20 ГВт и выработкой электроэнергии 92 ТВт · ч [1].

Передача электроэнергии через энергосистему Таджикистана будет связана с определенными сложностями. С этой точки зрения более привлекательной представляется трасса ВЛ от перспективной ПС “Нарын” через перевал Торугарт в Китай

Т а б л и ц а 4

ГЭС	НПУ, м	Макс. напор, м	Расход, м ³ /с	Объем водохранилища, млн. м ³		Установленная мощность, МВт	Выработка электроэнергии, ГВт · ч
				полный	полезный		
Каракольская	2177,0	82,0	21,0	400,0	380,0	22/33	100/95
Кекемеренские:							
1	2020,0	212,0	62,4	681,0	523,0	180/360	922/958
2	1730,0	530,0	65,2	10,3	2,0	456/912	2220/2375
Всего	–	824,0	–	1091,3	905,0	658/1305	3242/3428

Примечание: в числителе — первый вариант, в знаменателе — второй.

Т а б л и ц а 5

Вариант	Прирельсовая база	Протяженность транспортного подъезда, км			
		существующая автодорога	реконструкция автодороги	новое строительство	итого
1	П. Шамалдысай	221	135	20	376
2	П. Карабалта	149	49	13	211
3	П. Балыкчы	270	49	13	332

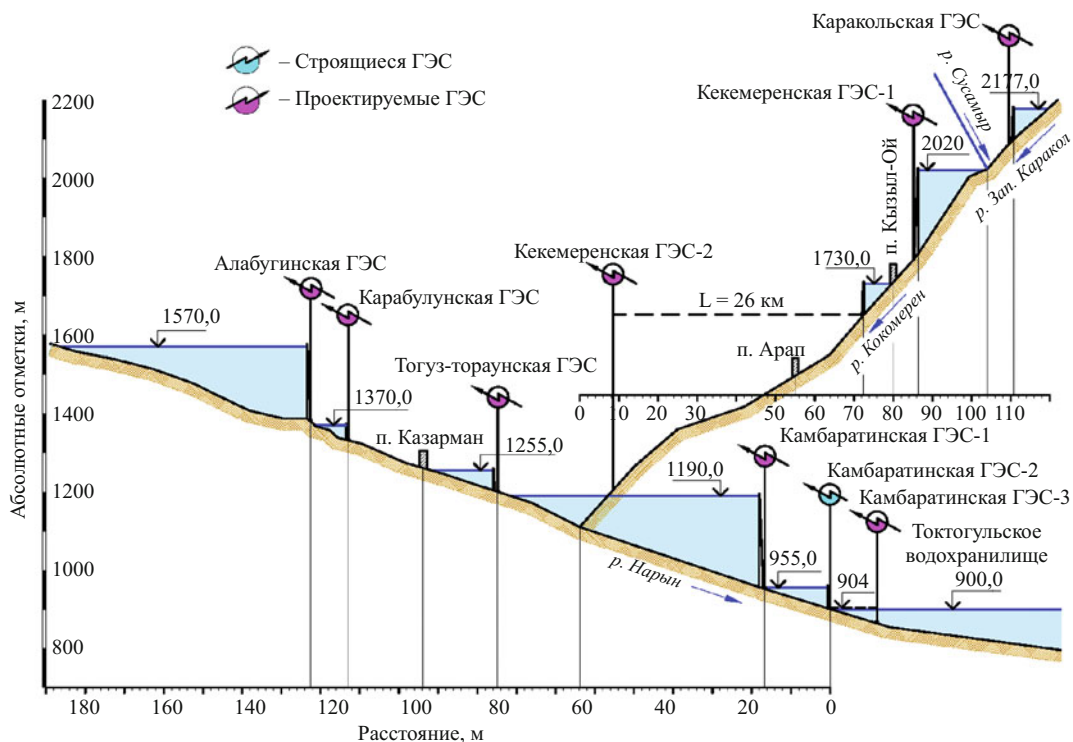


Рис. 5. Продольный профиль среднего и верхнего течения р. Нарын с разбивкой на ступени энергоиспользования

(Кашгар), затем по территории Индии к р. Инд и далее вниз по ее долине к ГЭС Тарбелла в Пакистане. Это позволит обеспечить экспорт электроэнергии не только в Пакистан, но и в Китай и Индию. Присоединение линий электропередач с востока и запада к энергосистеме Пакистана и образование таким образом кольца с ОЭС Центральной Азии существенно повысят устойчивость энергоснабжения. Существующие, проектируемые и перспективные трассы ВЛ-500 кВ показаны на рис. 6.

Проектом Камбаратинских ГЭС 1 и 2 (Средаз-гидропроект, 1988 г.) предусматривалось возведение обеих ГЭС по единому строительному титулу с опережающим на 4 – 5 лет вводом в эксплуатацию ГЭС-2. Начатое строительство Камбаратинских ГЭС было прервано в начале 1990-х гг. и возобновлено (только по ГЭС-2) лишь в 2007 г.

Камбаратинская ГЭС-2 с плотиной высотой 60 м, возведенной в конце 2009 г. с частичным использованием направленного взрыва “на сброс”, находится в состоянии временной эксплуатации.

Т а б л и ц а 6

ГЭС	НПУ, м	Макс. напор, м	Расход, м ³ /с	Объем водохранилища, млн. м ³		Установленная мощность, МВт	Выработка электроэнергии, ГВт · ч
				полный	полезный		
Алабугинская	1570,0	198,4	183,3	2840	2219	600	2358
Карабулунская	1370,0	39,9	183,3	–	–	149	536
Тогузторауская	1255,0	62,2	202,9	–	–	248	915
Всего	–	300,5	–	2840	2219	997	3809

Т а б л и ц а 7

Вариант	Прирельсовая база	Протяженность транспортного подъезда, км			
		существующая автодорога	реконструкция автодороги	новое строительство	итого
1	П. Джалал-Абад	17	155	10	182
2	П. Балыкчы	263	–	65	326



Рис. 6. Схема расположения существующих и перспективных трасс ВЛ-500 кВ

Введен в действие один гидроагрегат из трех. Завершению строительства препятствует отсутствие средств.

Процесс заиления небольшого водохранилища ГЭС-2, предназначенного только для суточного регулирования стока, длится уже три года. Согласно расчетам, выполненным для средневодных условий, полное заиление водохранилища с потерей его регулирующей способности произойдет через 5 – 7 лет с начала эксплуатации. В результате ГЭС не сможет работать в зимний, наиболее напряженный по нагрузкам энергосистемы, период года даже одним гидроагрегатом, поскольку расчетный расход турбины более чем в два раза превышает бытовые расходы реки [2].

Проблема поступления наносов в водохранилище ГЭС-2 может быть кардинально решена только после начала строительства Камбаратинской ГЭС-1 и перекрытия р. Нарын в ее створе верховой ограждающей перемычкой с отводом воды в строительный туннель. Образовавшаяся перед перемычкой емкость будет аккумулировать твердый сток еще в течение пяти лет, до ввода недостроенной плотины ГЭС-1 во временную эксплуатацию.

Можно надеяться, что заключенное в сентябре 2012 г. между правительствами Российской Феде-

рации и Кыргызской Республики Соглашение о строительстве и эксплуатации Камбаратинской ГЭС-1 ускорит решение этой проблемы. В том случае, если строительство ГЭС-1 не будет начато в ближайшее время, потребуются производить глубокую сработку водохранилища ГЭС-2 с целью его промыва для восстановления регулирующей способности.

В утвержденном проекте возведение плотины Камбаратинской ГЭС-1 высотой 260 м предполагалось осуществить уникальным по мощности взрывом [3]. Наибольшее развитие этот метод плотностроения получил в СССР — в стране с плановой экономикой, которая для научного обоснования проектов могла позволить себе выполнение весьма дорогостоящих крупномасштабных экспериментов за счет средств государственного бюджета. В условиях рыночной экономики вряд ли найдется строительная фирма, которая пожелает принять участие в тендере на возведение плотины таким нетрадиционным методом. К этому же выводу пришли специалисты компаний “Harza” (США), “SNC-Lavalin” (Канада) и “Electricite de France” (Франция), в разное время изучавшие проект ГЭС-1. В связи с этим возникла необходимость в дополнительной разработке ТЭО Камбаратинской ГЭС-1 с целью

получения обоснованных проектных решений по типу и конструкции плотины традиционного типа (бетонной или из местных строительных материалов), оценки надежности ее эксплуатации, а также согласования условий трансграничного водопользования.

В ТЭО Камбаратинской ГЭС-3 (Средазгидропроект, 1990 г.) предусматривается использование перепада высот, образующегося при сработке Токтогульского водохранилища, уровень которого в соответствии с режимом многолетнего регулирования стока в течение длительных промежутков времени, исчисляемых годами, находится ниже отметки НПУ. ГЭС-3, также как и ГЭС-2, использует сток, зарегулированный в водохранилище ГЭС-1 в режиме сезонного энергетического компенсатора. Однако характер изменения напоров на ГЭС-3, связанный с ходом уровней Токтогульского водохранилища, придает ей, кроме того, функции многолетнего энергетического компенсатора.

В состав сооружений ГЭС-3 входят деривационный канал, берущий начало из нижнего бьефа ГЭС-2 и трассируемый вдоль уреза Токтогульского водохранилища, напорный бассейн и два гидроаг-

регата, размещаемые в здании ГЭС шахтного типа. Поскольку постоянная скорость вращения рабочего колеса турбины не может быть обеспечена из-за большого диапазона колебания напоров, полученная электроэнергия сначала трансформируется в постоянный ток, а затем — в переменный с требуемой частотой 50 Гц.

Водноэнергетические показатели Камбаратинских ГЭС при их работе в каскаде приведены в табл. 3.

В качестве генерального подрядчика по строительству каскада Камбаратинских ГЭС может выступить ОАО “Нарынгидроэнергострой”, имеющее в своем распоряжении необходимые ремонтно-строительные предприятия и использующее прирельсовую перевалочную базу в п. Шамалдысай. Расстояние от нее до Камбаратинской ГЭС-2 по автодороге Бишкек — Ош составляет 160 км. К створу ГЭС-1, расположенному в 15 км выше по течению реки, проложена автодорога, требующая доделки в части устройства твердого покрытия и строительства моста через р. Нарын.

На р. Кекемерен, правобережном притоке р. Нарын, согласно уточненной схеме использования

Т а б л и ц а 8

Каскады и ГЭС	НПУ, м	Макс. напор, м	Расход, м ³ /с	Объем водохранилища, млн. м ³		Установленная мощность, МВт	Выработка электроэнергии, ГВт · ч
				полный	полезный		
Верхненарынский:							
Оруктамская	2600,0	118,5	35,9	561,3	431,0	60	254,3
Джаныкельская	2500,0	180,2	39,6	450,0	325,0	100	434,0
Акбулунская	2315,0	74,4	75,5	100,0	5,0	67	361,2
Нарынские:							
1	2235,0	44,0	75,5	9,6	–	39	207,7
2	2188,0	43,4	84,5	10,5	–	38	227,5
3	2141,0	50,1	84,5	23,1	–	47	259,5
Итого	–	510,6	–	1154,5	761,0	351	1744,2
Куланакский:							
Атбашинская-2	1997,0	145,8	84,5	–	–	135	756,7
Учкунская	1810,0	61,8	141,7	8,0	–	88	551,8
Акталинская	1742,0	26,5	141,6	24,0	–	38	238,9
Джилнарыкские:							
1	1713,0	56,5	141,3	–	–	80	503,0
2	1652,0	69,5	141,1	–	–	98	617,4
Итого	–	360,1	–	32,0	–	439	1911,1



Рис. 7. Варианты транспортных подъездов к объектам гидроэнергетического строительства

(Средазгидропроект, 1989 г.) предусматривается строительство трех ГЭС: Каракольской (на р. Западный Каракол), Кекемеренских 1 и 2.

Водоохранилища двух верхних ГЭС с суммарным полезным объемом $0,9 \text{ км}^3$ осуществляют сезонное регулирование стока реки в интересах энергетики. Этот сток используется на высоконапорной Кекемеренской ГЭС-2, выработка электроэнергии которой составляет $2/3$ от общей по каскаду. Напор на ГЭС-2 в основном создается туннельной деривацией протяженностью 26 км, которая в данном случае представляется экономически оправданной по сравнению с приплотинной схемой, так как прирост напора на единицу длины туннеля достигает почти 19 м/км . Строительство туннеля предусматривается с использованием механизированных горнопроходческих комплексов ТБМ.

Установленная мощность и выработка электроэнергии Кекемеренских ГЭС определены для двух вариантов требований: первый — при использовании ГЭС только в ОЭС Центральной Азии, второй — также и в энергосистеме Казахстана. Водно-энергетические показатели Кекемеренских ГЭС приведены в табл. 4.

Транспортная схема подъезда к площадкам строительства Кекемеренских ГЭС может быть рассмотрена в трех вариантах: с использованием прирельсовой базы на юге Кыргызской Республики, в п. Шамалдысай, на севере в п. Карабалта и в районе оз. Иссыккуль в п. Балыкчы (табл. 5). Первый вариант подъезда, самый протяженный и наиболее затратный, потребует серьезной реконструк-

ции существующей автодороги на участке п. Толук — п. Кызыл-Ой, представляющей, по сути, автодорогу шириной $5 - 7 \text{ м}$ с продольными уклонами до 14% . Недостатком наименее протяженного второго варианта является необходимость преодоления перевала Тюя-Ашу через транспортный туннель на высоте 3586 м над уровнем моря, ограничивающий возможность провоза крупногабаритных грузов. Во втором и третьем вариантах потребуется строительство новой перевалочной базы. К недостаткам третьего варианта также можно отнести существующую связь с железнодорожным узлом Бишкек по однопутной ветке. Доводом в его пользу является возможность использования прирельсовой базы в п. Балыкчы и для строительства ГЭС в верхнем течении р. Нарын. Варианты транспортных подъездов к намеченным объектам гидроэнергетического строительства представлены на рис. 7.

В уточненной схеме использования верхнего течения р. Нарын (Средазгидропроект, 1990 г.) выявлена возможность строительства выше выклинивания Камбаратинского водохранилища еще 23 ГЭС общей установленной мощностью 2333 МВт и выработкой электроэнергии $10,32 \text{ ТВт} \cdot \text{ч}$. На р. Нарын было выделено три участка с каскадом ГЭС на каждом из них: Казарманский, Куланакский и Верхненарынский. Кроме того, были намечены каскады ГЭС на притоках Нарына — Алабуга и Атбаши. В голове каждого каскада, за исключением Ку-

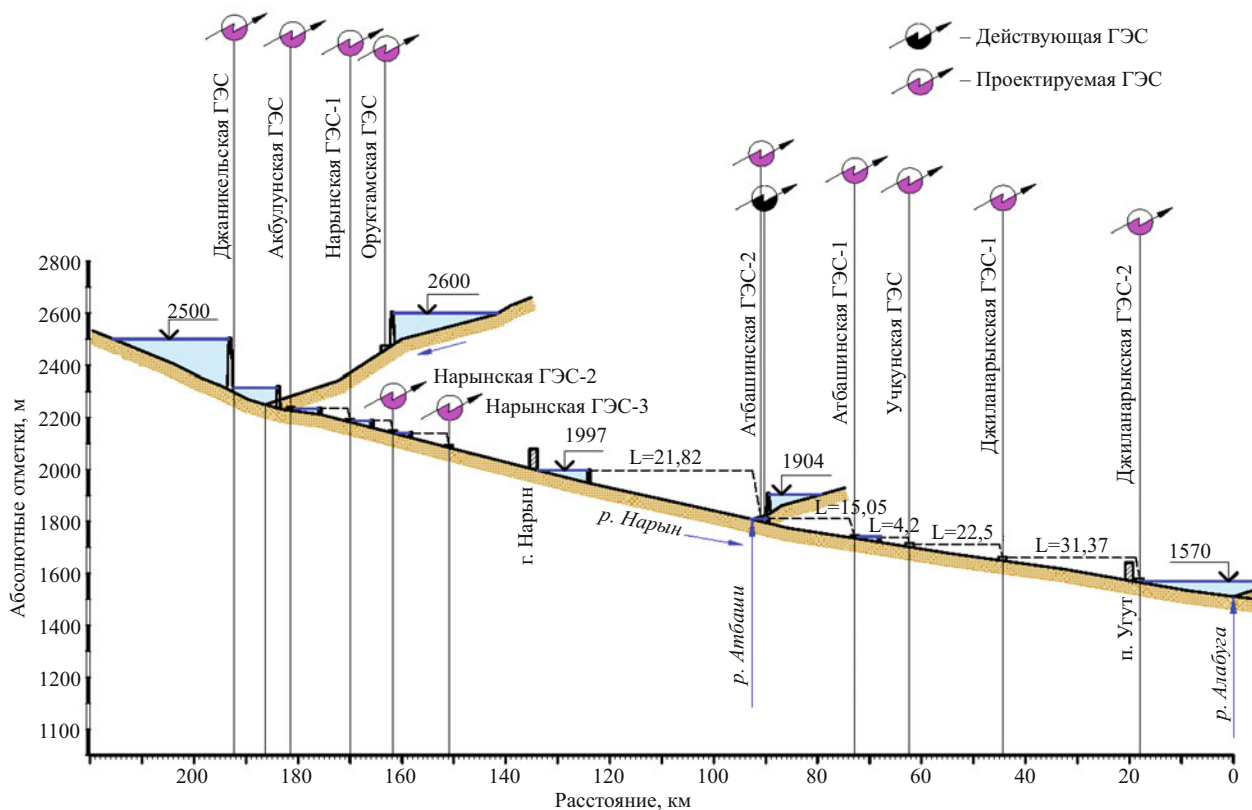


Рис. 8. Продольный профиль р. Нарын на участке Верхненарынского и Куланакского каскадов ГЭС

ланакского, располагался гидроузел, обладающий регулирующим сток водохранилищем.

Казарманский каскад по своим технико-экономическим показателям — полезному объему головного водохранилища, величине контролируемого стока р. Нарын, выработке электроэнергии и удельным капиталовложениям — наилучшим образом (по сравнению с другими каскадами на участке верхнего течения р. Нарын) решает главную задачу оптимального и устойчивого развития энергетики Кыргызской Республики.

В отличие от Кекемеренского каскада, где преобладающий объем вырабатываемой электроэнер-

гии приходится на ГЭС-2, эффективность строительства которой обеспечивается только после ввода в эксплуатацию двух расположенных выше ГЭС с регулирующими водохранилищами, головная Алабугинская ГЭС Казарманского каскада обладает собственным регулирующим водохранилищем, а ее выработка электроэнергии достигает 62 % от общей по каскаду. Из трех ГЭС Казарманского каскада Алабугинская ГЭС, вне всякого сомнения, может рассматриваться в качестве первоочередного объекта строительства. Водноэнергетические показатели Казарманского каскада ГЭС приведены в табл. 6.

Т а б л и ц а 9

ГЭС	Гарантированный расход, м ³ /с		Гарантированная мощность, МВт		Выработка электроэнергии, ГВт · ч
	в декабре	в январе	в декабре	в январе	
Акбулунская	16,1/71,8	14,6/85,9	10,5/46,8	9,5/56,0	314,0/361,2
Нарынские:					
1	16,1/71,8	14,6/85,9	6,0/26,9	5,5/32,1	181,6/207,7
2	20,5/74,6	19,0/89,1	7,6/28,5	7,1/34,0	190,1/227,5
3	20,5/74,6	19,0/89,1	8,7/31,5	8,1/37,6	226,5/259,5
Всего	—	—	32,8/133,7	30,2/159,7	912,2/1055,9

Примечание: В числителе — при работе на бытовом стоке, в знаменателе — на зарегулированном.

Характеристики возможных вариантов транспортных подъездов к площадкам строительства Алабугинской и Карабулунской ГЭС приведены в табл. 7.

Самым коротким является первый вариант транспортного подъезда, однако он потребует капитальной реконструкции существующей автодороги и организации зимнего ее обслуживания для обеспечения круглогодичной эксплуатации. Необходимые для этого затраты в настоящее время оценить не представляется возможным. Наименее затратным может оказаться второй, более протяженный, вариант подъезда. К Тогузторауской ГЭС подъезд может быть организован путем прокладки новой автодороги от п. Казарман, вниз по долине р. Нарын, протяженностью 23 км.

Окончательный выбор транспортных схем и прирельсовых перевалочных баз для строительства Кекемеренского и Казарманского каскадов ГЭС должен быть сделан в работе, специально посвященной этому вопросу.

Инвестиционная привлекательность этих каскадов может быть повышена, если Кыргызская Республика найдет возможность заранее улучшить их транспортную доступность по выбранному варианту подъезда.

Выше Алабугинского водохранилища на р. Нарын были намечены Верхненаарынский и Куланакский каскады ГЭС. Продольный профиль р. Нарын с разбивкой на ступени энергоиспользования изображен на рис. 8.

Отметим, что разделение этого участка р. Нарын на два каскада следует рассматривать как весьма условное. Регулирующие сток водохранилища располагаются в голове Верхненаарынского каскада, и до ввода их в эксплуатацию все нижерасположенные ГЭС смогут работать только на бытовом незарегулированном стоке, что, по заявлению авторов уточненной схемы, делает их заведомо неэффективными.

Водноэнергетические показатели Верхненаарынского и Куланакского каскадов ГЭС приведены в табл. 8.

Подъезд к площадкам строительства ГЭС Верхненаарынского и Куланакского каскадов решается однозначно — по существующей автодороге от прирельсовой базы в п. Балыкчы. Расстояние от нее до самой ближней и самой дальней из проектируемых ГЭС составляет соответственно 193 и 283 км.

В сентябре 2012 г. состоялось подписание соглашения между правительствами Российской Федерации и Кыргызской Республики о строительстве и эксплуатации четырех ГЭС из состава Верхненаарынского каскада: Акбулунской, Нарынских ГЭС 1, 2 и 3.

Водноэнергетические показатели этих ГЭС при работе на бытовом и зарегулированном стоке р. Нарын, полученные на основе предварительных расчетов, приведены в табл. 9.

Как видно из приведенных данных, энергоотдача ГЭС при их работе на бытовом стоке резко снижается: по гарантированной мощности в декабре — январе — в 4–5 раз, а по среднесезонной выработке электроэнергии — в среднем на 15 %.

Поскольку штатные гидроагрегаты ГЭС не смогут работать зимой на столь низких бытовых расходах, для получения зимней гарантированной выработки электроэнергии потребуется установка дополнительных гидроагрегатов малой мощности. В составе основных сооружений всех четырех намеченных к первоочередному строительству ГЭС Верхненаарынского каскада предусматриваются деривационные каналы длиной от 2,3 до 8,2 км. Согласно действующим нормативам, в нижний бьеф водозаборной плотины, расположенной в голове деривационного канала должен быть обеспечен санитарный попуск в размере зимнего бытового расхода маловодного года обеспеченностью 95 %. Отсюда следует, что дополнительные гидроагрегаты ГЭС, работающие только на санитарных попусках, целесообразно установить непосредственно в нижних бьефах водозаборных плотин, а деривацию использовать преимущественно в летний период, при прохождении расходов, превышающих санитарные нормы.

Все это ухудшает экономические показатели ГЭС, вынужденных использовать бытовой незарегулированный сток с выработкой сезонной электроэнергии в режиме, не отвечающем требованиям энергосистемы Кыргызской Республики. Для повышения их эффективности разрыв во времени до ввода в эксплуатацию Джаныкельской и Оруктамской ГЭС с регулирующими сток водохранилищами должен быть минимальным.

Начало строительства ГЭС на притоках р. Нарына — Атбаши и Алабуга может быть обусловлено только местными условиями, также как в свое время была обоснована целесообразность строительства Атбашинской ГЭС в низовьях р. Атбаши.

В уточненной схеме использования верхнего течения р. Нарын было рассмотрено предложение по переброске в бассейн р. Сырдарья части стока трансграничной р. Аксай, перетекающей из Кыргызской Республики в КНР. Целью переброски стока в объеме 1 км^3 являлось пополнение водных ресурсов бассейна и получение дополнительной выработки электроэнергии на проектируемых и действующих ГЭС в размере 3880 ГВт · ч. Однако это, заманчивое на первый взгляд, предложение может быть реализовано только по согласованию с КНР. В связи с тем что все располагаемые водные ресурсы

р. Аксай уже используются (или намечены к использованию) в сельском хозяйстве КНР, такое согласование вряд ли будет получено.

Выводы

1. Строительство новых ГЭС с емкими водохранилищами на участках среднего и верхнего течения р. Нарын позволит сохранить предусмотренный утвержденным проектом ирригационный режим регулирования стока в Токтогульском водохранилище, обеспечив таким образом оптимальное и наиболее полное использование водных и энергетических ресурсов бассейна Сырдарьи в интересах всех прибрежных государств водопользователей, включая Узбекистан и Казахстан. В качестве возможных инвесторов для строительства Кекемеренского и Казарманского каскадов ГЭС могут рассматриваться также потенциальные потребители электроэнергии из КНР и Индии.

2. С целью ускорения начала работ по строительству Камбаратинской ГЭС-1 разработка ее технико-экономического обоснования с выбором традиционного типа плотины, бетонной или из местных строительных материалов, может быть выполнена на основе уже имеющихся материалов изысканий. К разработке детального проекта ГЭС и проведению комплекса необходимых дополнительных изысканий целесообразно приступить одно-

временно с началом подготовительного периода строительства, ориентированного на выбранную в ТЭО и согласованную со всеми заинтересованными сторонами конструкцию плотины.

3. Намеченные к первоочередному строительству четыре ГЭС из состава Верхненарынского каскада — Акбулунская, Нарынские 1, 2 и 3 — до ввода в эксплуатацию регулирующих сток водохранилищ Оруктамской и Джаныкельской ГЭС будут работать на бытовом стоке с выработкой только сезонной летней электроэнергии. Они могут рассматриваться как гидроэнергетические объекты местного значения, экономящие топливо, но не исключающие необходимость создания дублирующих мощностей на других энергоисточниках для покрытия зимнего спроса на электроэнергию. Их экономическая эффективность должна быть подтверждена при разработке ТЭО.

Список литературы

1. Асарин А. Е., Корчевский В. Ф. О гидроэнергетическом строительстве на трансграничных реках бассейна Амударьи // Гидротехническое строительство. 2012. № 12.
2. Корчевский В. Ф., Оболюев А. Ю. О проектировании и строительстве Камбаратинских гидроэлектростанций на р. Нарын в Киргизии // Гидротехническое строительство. 2012. № 7.
3. Корчевский В. Ф., Муратова М. Х. Возведение плотин обрушением // Гидротехническое строительство. 1991. № 3.

Поздравление Владимиру Сергеевичу Серкову

Серков В. С. родился 6 марта 1933 г. в Москве. Окончил Московский инженерно-строительный институт им. В. В. Куйбышева, факультет “Гидротехническое строительство” по специальности “Использование водной энергии” (1955). Кандидат технических наук (1967). Академик Международной академии экологии и природопользования (1993), член-корреспондент Академии водохозяйственных наук (1994), член Международной энергетической академии (1995). С 1955 по 1979 г. работал во Всесоюзном государственном тресте по организации и рационализации районных электростанций и сетей ОРГРЭС (с 1972 г. — производственное объединение “Союзтехэнерго”) Минэнерго СССР в должностях от инженера до заместителя начальника цеха ГЭС и начальника цеха технологических сооружений. С 1979 по 1989 г. — директор предприятия “Экономтехэнерго” ПО Союзтехэнерго. С 1989 по 1991 г. — заместитель начальника Главного научно-технического управления Минэнерго СССР. С 1992 по 1993 г. — заместитель начальника Управления научно-технического развития корпорации Росэнерго. С 1993 по 1995 г. — заместитель начальника Департамента науки и техники РАО “ЕЭС России”. С 1995 по 1999 г. — начальник Департамента науки, новой техники и инновационной политики Корпорации “Единый электроэнергетический комплекс”. С 1999 по 2000 г. — генеральный директор ЗАО “НТФ “Энергопрогресс”.

Серков В. С. крупный специалист в области гидроэнергетики, экономики и организации управления энергетики, планирования, финансирования и стимулирования прикладной отраслевой науки.

С 1970 по 1971 г. являлся одним из инициаторов и исполнителем работ по созданию первой в стране отраслевой системы надзора за безопасностью гидротехнических сооружений электростанций, получившей статус государственного надзора в 1997 г.



после выхода Федерального закона РФ “О безопасности гидротехнических сооружений”.

Им был разработан пакет отраслевых нормативных и методических документов по организации эксплуатации и надзора на действующих электростанциях, включая соответствующие разделы “Правил технической эксплуатации электрических станций и сетей”. Разрабатывал отраслевую систему экономических нормативов в условиях проводимой в стране хозяйственной реформы, а также автоматизированную систему плановых расчетов для верхнего уровня управления. Принимал личное участие в разработке и реализации методов хозяйственного расчета, планирования, финансирования, экономического стимулирования и программного управления.

Отличник энергетики и электрификации (1980). Почетный энергетик СССР (1983). Заслуженный работник ЕЭС России (1995). Почетный работник топливно-энергетического комплекса РФ (2000). Им опубликовано около 170 печатных работ.

Владимир Сергеевич сотрудничает с журналом начиная с 1964 г., в августе 1971 г. был введен в состав редколлегии и с тех пор непрерывно в ней работает. За это время он вел в журнале вопросы эксплуатации ГЭС, гидротехнических сооружений и водного хозяйства, натурных наблюдений и исследований, безопасности гидросооружений, экономики и управления. Будучи генеральным директором НТФ “Энергопрогресс”, он уделял большое внимание организационным вопросам издания журнала. В настоящее время является главным экспертом НИ “Гидроэнергетика” и продолжает активно участвовать в работе редколлегии.

Редколлегия журнала, друзья и коллеги желают Владимиру Сергеевичу крепкого здоровья, счастья и творческих успехов.

Поздравление Ляпину Валерию Юрьевичу

22 марта 2013 г. исполнилось 60 лет со дня рождения профессора Московского государственного строительного университета, доктора технических наук Ляпина Валерия Юрьевича.

В. Ю. Ляпин – известный специалист в области гидравлики напорных и безнапорных потоков. Он родился в г. Баку Азербайджанской ССР. После окончания Московского энергетического института начал свою научную и преподавательскую деятельность в Московском инженерно-строительном институте под руководством выдающегося ученого-гидравлика, профессора, доктора техн. наук А. Д. Альтшуля. Принимал участие в научно-исследовательских работах по разработке методик расчета гидравлических потерь в неравномерных и нестационарных потоках жидкости, занимался подготовкой отечественных и зарубежных аспирантов (Сирия, Египет и др.). В настоящее время читает в МГСУ курс лекций по гидравлике и аэродинамике.

В 2006 г. Ляпин В. Ю. начал работать в ОАО “РусГидро” в должности менеджера проекта “Приливная энергетика”, участвовал в процессе развития отечественных инновационных технологий строительства приливных электростанций. В последующей должности руководителя работ по инжинирингу СП RusSUNHydro совместно со специалистами проектных и научно-исследовательских институтов ОАО “РусГидро” и индийскими партнерами проводил изучение и ранжирование наиболее перспективных для развития гидроэнер-



гетики регионов Индии и Непала. Позднее занимался структурированием инжиниринговой деятельности ОАО “РусГидро”, работал в группе МАГ по подготовке Протокола оценки устойчивого развития ГЭС.

В настоящее время Валерий Юрьевич работает в должности начальника Управления по реализации зарубежных проектов филиала ОАО “РусГидро” Интернэшнл АГ в г. Москве. Он ведет большую работу по использова-

нию обширных компетенций холдинга РусГидро при реализации зарубежных проектов. Основными направлениями его деятельности являются проекты строительства, модернизации и реновации объектов тепло- и гидрогенерации, а также оказание услуг по проектированию и инжинирингу.

В. Ю. Ляпин – автор более 60 публикаций в ведущих научных изданиях, один из авторов справочника “Гидравлические расчеты водосбросных гидротехнических сооружений” (1982 г.) и монографии “Гидравлическое сопротивление неравномерных плавноизменяющихся и равномерных потоков в открытых руслах” (2004 г.). Валерий Юрьевич активно работает в редакционной коллегии журнала “Гидротехническое строительство”.

Гидротехническая общественность, коллеги и друзья поздравляют юбиляра, желают ему крепкого здоровья, счастья, плодотворной научной и производственной деятельности на благо гидроэнергетики.

Новости гидроэнергетики и гидротехники

Строительство Богучанской ГЭС

Строители Богучанской ГЭС завершают работы по созданию теплового контура машинного зала станции в районе девятой агрегатной секции. Создание теплового контура позволит вести работы при любых погодных условиях, организовать соответствующее требованиям промышленной безопасности освещение и создать комфортные условия для работы монтажников. После создания теплового контура будет полностью устранена зависимость монтажных работ от погодных условий.

Укладка бетона в стены машинного зала полностью завершена в январе 2013 г. В настоящее время ведутся снятие опалубки, монтаж стеновых панелей, остекление окон и утепление кровли. После завершения этих работ временная торцевая стена машинного зала, находящаяся на границе между восьмой и девятой агрегатными секциями, будет перемещена к торцевой стене машинного зала. С лицевых поверхностей здания ГЭС снято 772 м² опалубки, отделочные работы выполнены на площади 542 м², смонтировано 129,5 м² кровли.

Полностью завершены строительные работы на секции № 18 бетонной плотины. Эта секция стала 32-й (из 34-х имеющихся), достроенной до проектной отметки. В феврале на ней смонтировали перекрытия над помещениями гидроприводов и пазами ремонтного затвора. Продолжается строительство ступенчатого водосброса № 2 и двух оставшихся секций № 5 и 30. Глухая секция № 5 формирует примыкание бетонной плотины к левому берегу, секция № 30 является частью сопрягающего устоя. В январе и феврале строительство плотины приходилось неоднократно прерывать из-за низкой температуры наружного воздуха, сильного ветра или тумана. Тем не менее, в здания и сооружения ГЭС в феврале 2013 г. уложено 5021 м³ бетона.

ГА № 5, испытания которого на холостом ходу были начаты 25 декабря 2012 г. и завершены в январе 2013 г., подготовлен к включению в сеть на 72 часа. Завершен монтаж блочного трансформатора Т5, который в течение января был установлен в проектное положение, подключен к элегазовым вводам и оснащен системой охлаждения. На ГА № 6 завершаются работы по монтажу вспомогательного оборудования и подготовке к испытаниям на холостом ходу. Блочный трансформатор Т6 установлен в предназначенную для него камеру, завершается монтаж элегазовых вводов. На ГА № 7 про-

должается монтаж статора генератора, на монтажной площадке ведется сборка крышки турбины. Ротор агрегата № 7 полностью подготовлен к установке. В кратере ГА № 8 выполнена укрупненная сборка направляющего аппарата, начался монтаж статора.

Выполнен монтаж общих для всех агрегатов систем: сжатого воздуха, осушения проточной части агрегатов и дренажа здания ГЭС, управления гидроприводами сливных клапанов и откачки воды с крышек турбин. Подготовлена к сдаче в эксплуатацию аппаратная турбинного и трансформаторного масла. В трансформаторной мастерской ведутся работы по монтажу установки для предварительной обработки масла и передвижной установки очистки масла.

В январе 2013 г. смонтировано 712 т металлоконструкций, гидросилового и гидромеханического оборудования, в феврале – 502 т.

В декабре 2012 г. Богучанская ГЭС произвела и поставила на объединенный рынок энергии и мощности (ОРЭМ) 244 млн. кВт·ч электроэнергии, в январе 2013 г. – 286 млн. кВт·ч. В соответствии с разрешением Ростехнадзора из четырех введенных в промышленную эксплуатацию одновременно могут работать только три агрегата.

Строительство Нижнебурейской ГЭС

Подведены итоги производственной и инвестиционной деятельности ОАО «Нижнебурейская ГЭС» за 2012 г. Главным достижением года является обеспечение готовности строительной площадки к развороту работ на основных сооружениях гидроузла. В 2012 г. закончены работы подготовительного периода. Завершена отсыпка перемычек котлована основных сооружений, заканчиваются работы по созданию в перемычках противофильтрационного элемента – «стены в грунте». К маю 2013 г. котлован планируется осушить, а в июне – начать бетонные работы.

Создана необходимая для разворота работ инфраструктура. Построена постоянная автодорога к створу с асфальтовым покрытием и капитальным мостом через р. Долдыкан, а также временные автодороги, связывающие объекты стройплощадки. Организовано энергоснабжение стройплощадки и инфраструктурных объектов, между ними организована устойчивая связь. Построены бетонно-обогатительное хозяйство, база оборудования, строи-

тельная лаборатория, кислородные и компрессорные станции, административно-управленческий комплекс, базы заказчика и подрядчиков; организован мобильный штаб строительства. Завершается строительство жилья для персонала : общежития для инженерно-технических работников, 60-квартирного дома и временного поселка.

Восстановление и реконструкция

Саяно-Шушенской ГЭС

На ГА № 10 Саяно-Шушенской ГЭС начались пуско-наладочные работы. В ходе работы агрегата на холостом ходу проверено его вибрационное состояние, произведена балансировка ротора генератора, идет сушка обмотки главного и вспомогательного генераторов. В дальнейшем предстоит провести функциональные испытания оборудования и систем, а также пусконаладочные испытания агрегата в сети. На завершающем этапе испытаний ГА № 10 будет включен в сеть для проведения комплексного опробования с максимальной нагрузкой в течение 72 часов. По его результатам рабочая комиссия, включающая представителей ОАО “РусГидро”, ОАО “Силовые машины”, Ростехнадзора, ОАО “Ленгидропроект”, а также Главного управления МЧС России по Республике Хакасия, примет решение о вводе ГА № 10 в эксплуатацию. В соответствии с планом-графиком восстановительных работ пуск гидроагрегата должен состояться в марте 2013 г. В ходе реконструкции ГА № 10 смонтированы новые турбина и генератор, элегазовый генераторный комплекс НЕС-8С, а также весь комплекс вспомогательного оборудования. Новый гидроагрегат оснащен современными системами автоматического управления и защит, а также стационарной системой вибрационного и теплового контроля. Оборудование гидроагрегата в ходе монтажа прошло все необходимые испытания с целью промежуточного контроля качества основных технологических операций, в которых участвовали специалисты завода-изготовителя.

В середине февраля 2013 г. ГА № 4 Саяно-Шушенской ГЭС выведен из работы для реконструкции, в ходе которой будет проведена полная замена турбины, генератора, вспомогательного оборудования, систем управления и защит. Гидроагрегат № 4 был третьим агрегатом, введенным в эксплуатацию после восстановительного ремонта в августе 2010 г. Проект восстановления и комплексной реконструкции Саяно-Шушенской ГЭС предусматривает полную замену всех гидроагрегатов станции, в том числе и восстановленных после аварии. ГА № 4 с момента ввода в эксплуатацию отработал свыше 18 тыс. часов, тем самым выработав свой межре-

монтный период. Вновь ввести его в эксплуатацию планируется в 2014 г.

Ввод в эксплуатацию в 2010 г. четырех наименее пострадавших гидроагрегатов (№ 3, 4, 5 и 6) дал возможность в крайне сжатые сроки возобновить работу станции, что повысило надежность работы энергосистемы Сибири и позволило без проблем осуществить пропуск весеннего половодья и летне-осеннего паводка 2010 г. Суммарная выработка данных агрегатов с момента восстановления составила более 30 млрд. кВт·ч электроэнергии.

Продолжаются работы на гидроагрегатах, выведенных на реконструкцию в 2012 г. В кратере ГА № 5 идут обследование спиральной камеры и монтаж стабилизирующих ребер, укрупнительная сборка опорного кольца турбины, а также испытания стержней обмотки статора. На ГА № 6 идут подготовительные работы к монтажу опорного фланца, ведутся монтаж системы водяного охлаждения генератора, укрупнительная сборка крышки турбины, опоры подпятника, регулирующего кольца направляющего аппарата, ротора и статора генератора, а также верхней крестовины агрегата.

В данный момент на Саяно-Шушенской ГЭС в эксплуатации находятся гидроагрегаты № 1, 3, 7, 8 и 9 общей мощностью 3200 МВт. В текущем году в соответствии с планом-графиком будут введены в эксплуатацию гидроагрегаты № 10, 6 и 5, а также начата замена турбины ГА № 3, восстановленного в декабре 2010 г.

Модернизация Миатлинской ГЭС

На металлургическом заводе “Doosan IMGB” (Румыния) успешно прошли приемочные испытания втулки рабочего колеса ГА № 1 Миатлинской ГЭС. Это один из важнейших этапов проекта по обновлению гидротурбин электростанции, реализуемого ОАО “РусГидро” в рамках Программы комплексной модернизации. В рамках испытаний после отливки и предварительной обработки втулки были проведены визуальный контроль, магнитная и цветная дефектоскопия, контроль размеров и замеры шероховатости поверхности. Все параметры соответствуют требованиям, указанным в утвержденных чертежах. Приемку и шеф-надзор оборудования осуществили специалисты “Voith Hydro”.

В 2011 г. ОАО “РусГидро” и компания “Voith Hydro GmbH & Co. KG” заключили договор на поставку оборудования для модернизации гидротурбин Миатлинской ГЭС, входящей в состав Дагестанского филиала компании. В комплект поставки входят рабочие колеса для обеих гидротурбин станции, а также крышка гидротурбины № 1. Модернизация гидротурбин увеличит надежность и эффективность эксплуатации станции. На существующих

гидротурбинах наблюдается повышенное трещинообразование.

В настоящее время отлито семь лопастей рабочего колеса гидротурбины № 1, ведутся сварочные работы на крышке гидротурбины, осуществляется изготовление механизмов рабочего колеса. Приемку лопастей будут осуществлять специалисты ОАО «РусГидро», после чего эти детали будут перевезены в Австрию для сборки рабочего колеса. В ближайшее время завершится отливка втулки рабочего колеса гидротурбины № 2 и передача ее на окончательную обработку.

Поставка и монтаж оборудования запланированы на 2013 – 2014 гг. Прорабатывается транспортная схема поставки оборудования в г. Новороссийск для прохождения таможенных процедур. Определены сроки проведения обучения персонала Дагестанского филиала монтажу рабочего колеса и системы регулирования.

Модернизация Нижегородской ГЭС

В филиале ОАО «РусГидро» – «Нижегородская ГЭС» началась реализация масштабного проекта по замене затворов водосливной плотины гидроэлектростанции. Завершить работы планируется осенью 2015 г. Всего будет установлено 12 новых затворов по числу пролетов водосливной плотины. Работы по сборке 120-тонных металлических конструкций, их антикоррозионной обработке и подготовке к установке осуществляются на временной производственной площадке поблизости от объекта. Подобные работы на Нижегородской ГЭС проводятся впервые. Действующие затворы устанавливались на водосливной плотине в 1955 г.

Кроме этого в 2013 г. продолжится реализация долгосрочных проектов комплексной программы модернизации: реконструкции ОРУ 110/220 кВ, системы собственных нужд и компрессорного хозяйства.

На замену гидромеханического оборудования Нижегородской ГЭС до 2015 г. будет направлено 482 млн. руб., на реконструкцию ОРУ 110/220 кВ – 589 млн. руб., на реконструкцию вспомогательного оборудования и систем – 467 млн. руб. до 2016 г. До 2015 г. на модернизацию Нижегородской ГЭС запланировано направить 4,8 млрд. руб. Всего на

программу комплексной модернизации станции, рассчитанную до 2025 г., планируется потратить более 20 млрд. руб.

Модернизация Рыбинской ГЭС

На Рыбинской ГЭС продолжается реализация проекта по замене ГА № 2. На данный момент старый гидроагрегат демонтирован. Ведется сборка генератора нового гидроагрегата: завершена сборка ротора, ведется сборка статора. К 2019 г. на станции будут заменены все отработавшие свой ресурс гидроагрегаты, что приведет к увеличению установленной мощности станции на 30 МВт.

Кроме этого на Рыбинской ГЭС реализуется проект по замене силовых трансформаторов. В декабре 2012 г. на станцию доставлены два трансформатора мощностью 80 тыс. кВА для замены трансформаторной группы 1Т. В настоящее время идет их сборка. В марте планируется начало строительно-монтажных работ, а осенью этого года новые трансформаторы будут введены в работу вместе с ГА № 2. К 2016 г. будут заменены все трансформаторы. Замена трансформаторов позволит изменить схему электрических соединений. Каждый гидроагрегат будет работать в блоке со своим трансформатором, что повысит надежность и снизит потери электроэнергии.

Модернизация Волжской ГЭС

На Волжской ГЭС после реконструкции введен в эксплуатацию ГА № 5, на котором заменена турбина. Новая турбина обладает улучшенными техническими характеристиками и имеет повышенную мощность. Проектирование, изготовление, испытания, поставку, строительно-монтажные работы, а также шеф-монтаж и пусконаладку ГА № 5 выполнило ОАО «Силовые машины». Это третья турбина, которая реконструирована по условиям долгосрочного контракта. Во втором квартале текущего года в эксплуатацию планируется ввести еще одну новую турбину.

Материалы подготовлены пресс-службой ОАО «РусГидро»: Слива И., Скращук В., Кореньюк И., Дворянов И., Иванова Н., Шацкая Г., Бачина О., Хайбулаева Р.

Актуальное издание

О кн.: Карлсон А. А., Гробов П. Б., Морозов И. В. *Натурные наблюдения за деформациями гидротехнических сооружений геодезическими методами*// М.: Эдитус. 2012.

В издательстве “Эдитус” выпущено методическое пособие “Натурные наблюдения за деформациями гидротехнических сооружений геодезическими методами”. Книга составлена и опубликована при содействии филиала института “Гидропроект” — Центра службы геодинимических наблюдений в энергетической области (ЦСГНЭО).

Предыдущая работа по этой тематике выпущена более 30 лет назад — “Руководство по натурным наблюдениями за деформациями гидротехнических сооружений и их оснований геодезическими методами”: П-648 (М.: Энергия, 1980) — и во многом устарела. За истекшее время существенно расширились знания о деформационных процессах гидротехнических сооружений и их оснований, что позволяет более обоснованно проектировать расположение контрольно-измерительной закладной геодезической аппаратуры и методики геодезических наблюдений за сооружениями. Большие изменения произошли и в геодезии. Появились новые современные методы и приборы (спутниковые геодезические системы, электронные тахеометры, цифровые нивелиры), новые программные средства для обработки результатов измерений. Поэтому выпуск рассматриваемого методического пособия можно считать актуальным. Оно содержит 308 страниц, включает текст, 5 таблиц, 94 иллюстрации, список литературы из 89 наименований и сравнительно подробный словарь терминов.

Авторы пособия критически оценивают существующие требования к точности и периодичности наблюдений; отмечают, что каждый объект имеет свою специфику и даже на одном сооружении могут быть участки, на которых измерения приходилось выполнять с разной периодичностью и точностью. В таблицах приводятся расширенные требования к точности и периодичности наблюдений с использованием опыта работ на отечественных и зарубежных объектах. Справедливо отмечается, что строгих, научно обоснованных требований к точности определения деформаций нет. Существующие требования, видимо, являются компромиссом между пожеланиями гидротехников, возможностями геодезических средств и методов измерений и экономической целесообразностью.

Также на основании опыта работ приводятся конструкции закладных плановых и высотных геодезических знаков опорных геодезических сетей и наблюдаемых сооружений. Даются характеристики приборов и средств геодезических измерений. Большое внимание уделяется требованиям к их метрологическому и технологическому контролю. В ряде случаев метрологический контроль приходится выполнять преимущественно на объектах. Дается описание средств и методики такого контроля. Приводятся схемы опорных плановых и высотных сетей гидроузлов, методики контроля устойчивости исходных пунктов сетей.

Большой раздел посвящен размещению контрольно-измерительной аппаратуры (КИА) и выполнению измерений на плотинах различных типов, зданиях ГЭС, ГАЭС, напорных трубопроводах, шлюзах, сооружениях деривации. Подчеркивается необходимость приступать к наблюдениям с началом строительных работ (до укладки бетона, грунта в основания сооружений). Приводятся конструкции КИА для выполнения таких измерений. Представляет интерес метод д. г.-м. наук А. А. Варги по определению разуплотнения грунта в подземных зданиях ГЭС с выполнением начального цикла до начала выемки из камеры скального грунта. Интересен также опыт наблюдений Иркутскэнерго за крышами зданий ГЭС, вдоль которых организовано автомобильное или железнодорожное движение, загибами крыш при скоплении на них снежных заносов.

Авторы приводят также величины измеренных деформаций на сооружениях различных типов и закономерности их проявлений с наполнением водохранилища и колебаниями его уровня, сезонными колебаниями температуры. Это позволяет более обоснованно подходить к назначению периодичности и точности измерений.

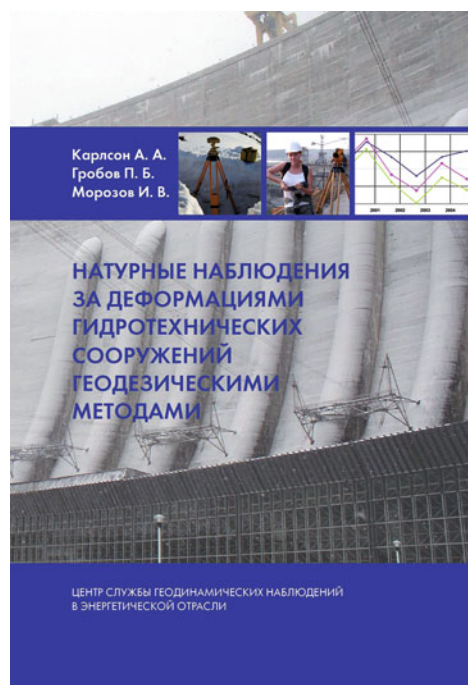
Специальный раздел посвящен изучению техногенных процессов на территории размещения гидроузла. Оцениваются результаты выполненных измерений на геодинимических полигонах крупных ГЭС в горных районах. Можно согласиться с предложениями авторов пособия о сокращении объема работ на таких полигонах.

В двух последних разделах рассматриваются камеральная обработка и уравнивание результатов измерений, оценка точности полученных величин деформаций, составление технических отчетов о выполненных измерениях на разных стадиях строительства и эксплуатации сооружений. Оценивается влияние уклонов отвесных линий, вызванных строительством сооружений, сезонным колебанием уровня водохранилища на величины измеренных деформаций.

Оценивая методическое пособие в целом, отметим, что оно охватывает широкий круг вопросов, относящихся к наблюдениям за деформациями гидротехнических сооружений геодезическими методами.

К недостатку работы можно отнести то, что иногда детально рассматриваются уже устаревшие методы и средства измерений. Например, можно было не приводить описание трудоемкого способа передачи отметок с горизонта на горизонт (или с гребня до основания) с помощью установки для передачи отметок (разд. 3.4), поскольку существует менее трудоемкий способ с использованием электронных светодальномеров. По этой же причине можно было сократить описание прибора ДД-30, предназначенного для измерения расстояний (разд. 4.3.1). Больше внимания, по нашему мнению, следовало уделить камеральной обработке результатов наблюдений за деформациями, привести примеры таблиц перемещений, которые используют в дальнейших работах.

Достоинством пособия является то, что оно составлено не только по результатам теоретических положений, но и на основе очень большого объема осуществленных проектов по натурным наблюде-



ниям за деформациями гидротехнических сооружений геодезическими методами. Рекомендации авторов проверены практикой.

Гидротехнические сооружения отличаются большим разнообразием конструкций, их видами и размерами, требованиями к точности измерения деформаций, поэтому данное пособие представляет интерес также для геодезистов, выполняющих наблюдения за деформациями различных промышленных объектов и в гражданском строительстве, для студентов и преподавателей строительных и геодезических учебных заведений. Пособие найдет достойное место в библиотеках инженеров геодезистов и строителей.

Пик Л. И., кандидат техн. наук
(ООО "Технотест")

Сдано в набор 24.01.2012. Подписано в печать 19.03.2012. Формат 60×84 1/8.

Печать офсетная. Печ. л. 7,5. Цена свободная

Оригинал-макет выполнен в издательстве "Фолиум"
127238, Москва, Дмитровское ш. 58, тел/факс (495) 482-5590, 482-5544

Internet: <http://www.folium.ru>, **E-mail:** info@folium.ru

Отпечатано в типографии издательства "Фолиум"

СПРАВКА

(предоставляется в редакцию каждым автором/соавтором статьи)

В соответствии с Законом Российской Федерации об авторских правах, сообщаю, что
я, _____

автор (соавтор) статьи _____

уведомлён об ответственности за использование в статье таких материалов, защищённых авторским правом, как цитаты, воспроизведённые данные, иллюстрации и иные материалы, и о том, что ответственность за нарушение авторских прав ложится на автора статьи.

Я сообщаю, что данная статья не опубликована и не представлена для опубликования в другие периодические издания.

В связи с тем, что издательство “Springer” издаёт новый журнал на английском языке “Power Technology and Engineering”, статьи для которого будут отбираться из журналов “Электрические станции” и “Гидротехническое строительство”, я подтверждаю передачу прав издательству “Springer” на перевод статьи на английский язык и опубликование в печатном и электронном виде названной статьи в журнале “Power Technology and Engineering”, а также распространение её во всех странах мира в случае, если статья будет выбрана для печати в этом издании, и сообщаю, что такая передача указанных прав не нарушает авторских прав других лиц и организаций.

Подпись автора _____ « ____ » _____ 201_ г.

Ф.И.О. _____

Адрес _____

Место работы _____

Тел. _____

Факс _____

E-mail, который может быть размещён в свободном доступе на сайте журнала для общения читателя с автором статьи _____

E-mail для переписки с редакцией _____