



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.

№ 1

январь

2011

Содержание

Лапин Г. Г. О темпах развития гидроэнергетики в России 2

Проектирование, строительство, эксплуатация

Гордон Л. А., Скворцова А. Е., Стефаненко Н. И. Анализ технического состояния плотины Саяно-Шушенской ГЭС по данным натурных измерений радиальных смещений и углов наклона горизонтальных сечений. 7

Каминская В. И. Проектирование намывных оснований и сооружений в прибрежной зоне моря 15

Гальперин А. М., Панфилов А. Ю., Пуневский С. А., Пелагеин И. В. Гидрогеомеханический мониторинг намывных сооружений горных предприятий. 19

Масляков Г. М., Кожевников Н. Н., Липский И. В. Отклик на статью "Гидрогеомеханический мониторинг намывных сооружений горных предприятий" 24

Волынчиков А. Н., Мгалобелов Ю. Б., Дейнеко А. В. Обоснование конструкции низовой и водосливной граней бетонной плотины, эксплуатируемой в суровых климатических условиях 25

Расчеты, исследования, эксперименты

Арипов Н. Ф., Киселев Н. П. Современные исследования материала ядра плотины Рогунской ГЭС. 30

Историк Б. Л., Лисичкин С. Е., Олимпиев Д. Н., Ксенофонтов В. К., Новиков С. П. Расчетные исследования железобетонных конструкций наплавных блоков, предназначенных для перекрытия створов без предварительной подготовки основания 36

Курбанов С. О. Исследование гидравлических характеристик энергетических каналов несимметричного полигонального профиля 42

Введенский О. Г. Управление пропуском рыб через высоконапорные гидроузлы 46

Поздравление В. И. Бронштейну 50

Дискуссии

Юркевич Б. Н. Отзыв на ст. Лобановского Ю. И. "Автоколебания напорных систем и разрушение гидроагрегатов" 51

Российские энергетики

Кожевников Н. Н. Профессор Николай Дмитриевич Холин 56

Асарин А. Е., Векслер А. Б., Румянцев И. С. Академик Цотне Евгеньевича Мирцхулава 57

Николай Арчилович Картвелишвили 58

О темпах развития гидроэнергетики в России

Лапин Г. Г., главный редактор журнала “Гидротехническое строительство”



Прошло десять лет XXI века. Закончился очередной календарный и финансовый год. Чем запомнится 2010 г. для гидроэнергетиков России? Подведем некоторые итоги в области гидроэнергетики.

Больших свершений и значимых трудовых достижений не произошло. Отмечая сделанное, прежде всего с удовлетворением можно констатировать, что благополучно для Саяно-Шушенской ГЭС был пройден зимний период 2009/10 г. и осуществлен пропуск расходов половодья и паводка. Эксплуатационники, проектировщики и все гидротехники России больше всего опасались за состояние водосброса и водобойного колодца ГЭС в условиях непрерывной, длительной работы, в том числе в не-проектном, зимнем режиме, и за воздействие водовоздушного облака и связанного с ним намораживания льда на сооружения и конструкции гидроузла [1]. Водобойный колодец не получил повреждений в результате длительной работы, в том числе в зимний период, что подтверждено результатами обследования.

В течение 2010 г. был выполнен большой объем работ по восстановлению оборудования и здания ГЭС, что позволило ввести в эксплуатацию четыре гидроагрегата Саяно-Шушенской ГЭС: ГА № 6 – 24.02.2010; ГА № 5 – 22.03.2010; ГА № 4 – 02.08.2010; ГА № 3 – 22.12.2010. Надежность и безопасность Саяно-Шушенской ГЭС повысилась благодаря завершению строительства I очереди берегового водосброса пропускной способностью 2000 м³/с дополнительно к существующим водосбросным сооружениям. Ввод в эксплуатацию четырех агрегатов ГЭС позволил исключить работу поверхностного водосброса, что вернуло сооружениям гидроузла проектный режим работы в зимний период. Завершение строительства берегового водосброса в 2011 г. также повысит надежность сооружений крупнейшей ГЭС России.

В 2010 г. введена в эксплуатацию Кашхатау ГЭС мощностью 65 МВт в Кабардино-Балкарии.

В результате техперевооружения и реконструкции в 2010 г. достигнуто увеличение установлен-

ной мощности на 29,0 МВт на действующих ГЭС ОАО “РусГидро”, в том числе на Волжской (ГА № 3, № 9) – 15,5 МВт; на Жигулевской (ГА № 9) – 10,5 МВт; на Камской (ГА № 23) – 3,0 МВт.

Не состоялись намечавшиеся на 2010 г. вводы мощностей на Богучанской ГЭС.

Таким образом, по итогам 2010 г. ввод мощностей на вновь построенных и/или строящихся ГЭС составит 65,0 МВт.

Негативным событием явился терроризм на гидроэлектростанциях России. В июле 2010 г. в результате террористического акта взрывом было выведено из строя оборудование Баксанской ГЭС в Кабардино-Балкарии. 7 сентября в 22 ч. 19 мин. в машинном зале Ирганайской ГЭС (Дагестан) раздался громкий хлопок и один трансформатор станции охватило пламя, к 6 ч. утра 8 сентября пожар удалось полностью ликвидировать. В результате обследования после пожара в машинном зале под 16-тонной емкостью с маслом рядом со вторым агрегатом было обнаружено самодельное взрывное устройство мощностью 4 кг в тротиловом эквиваленте, второго взрыва удалось избежать [2]. Такие обстоятельства, разумеется, заставили ужесточить требования к обеспечению безопасности ГЭС.

В декабре 2010 г. энергетики России отметили 90-летие принятия на VIII Всероссийском съезде Советов плана, разработанного Государственной комиссией по электрификации России (ГОЭЛРО). Эту дату справедливо принято считать отправной точкой для развития электроэнергетики в СССР. Электроэнергетика стала основой индустриализации в нашей стране. В связи с этой юбилейной датой отметим этапы развития гидроэнергетики России за более чем столетний период.

Как известно, бурное развитие гидроэнергетики во всем мире стало возможным благодаря изобретениям электричества, электрогенератора и способа передачи электрической энергии на расстояние. Многие страны, в первую очередь наиболее развитые – США и государства Европы, максимально быстро стали осваивать гидроресурсы. В России в силу разных причин освоение гидроресурсов осуществлялось медленно. К 1917 г. Россия находилась на одном из последних мест по использованию водной энергии, а по выработке электроэнергии на 15-м месте в мире [3].

Первой гидроэлектростанцией в России принято считать ГЭС, построенную в 1892 г. на Алтае (Зырянский рудник, р. Березовка) мощностью 150 кВт. Второй считается Охтинская ГЭС мощностью 270 кВт на р. Охте в Санкт-Петербурге. До

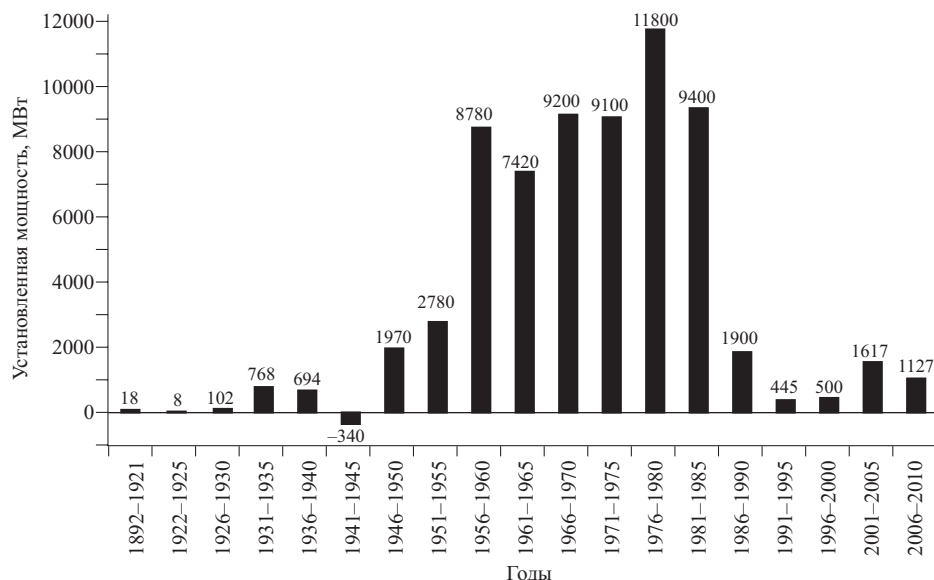


Рис. 1. Темпы ввода мощностей на ГЭС и ГАЭС в СССР и России

В 1913 г. было построено 78 малых ГЭС суммарной установленной мощностью 9 МВт. В 1917 г. установленная мощность ГЭС России составляла 16 МВт при годовой выработке 37 млн. кВт·ч. В 1921 г. установленная мощность всех ГЭС России была 18 МВт [3].

Председатель комиссии ГОЭЛРО Глеб Максимилианович Кржижановский (1872 – 1959 гг.) известен как видный государственный деятель и организатор науки. Он был вице-президентом АН СССР (1929 – 1939 гг.), первым председателем организованного им Госплана РСФСР и СССР, основателем и бессменным директором Энергетического института (ЭНИИ) АН СССР, носящего в настоящее время его имя. Именно под руководством Кржижановского в 1931 – 1934 гг. член-корреспондент АН СССР Чернышев А. Н. разработал основные принципы формирования Единой высоковольтной сети [4], а в 1957 г. был разработан и включен в число важнейших комплексных проблем АН СССР перспективный план научных исследований по проблеме создания ЕЭС СССР [6].

Согласно плану ГОЭЛРО в течение 10 – 15 лет в России намечалось построить 20 паровых (тепловых) электростанций суммарной установленной мощностью 1110 МВт и 10 гидроэлектростанций установленной мощностью 640 МВт. План предусматривал и необходимое сетевое строительство.

В числе первоочередных ГЭС план ГОЭЛРО предусматривал строительство трех ГЭС в Северном, одной ГЭС в Южном, одной ГЭС в Уральском, трех ГЭС в Кавказском районах и по одной ГЭС в Сибири (Алтай) и Туркестане. В Северном районе намечалось строительство Волховской и двух Свирских ГЭС (Свирь-3 и Свирь-2). В Южном районе планировалось строительство самой крупной в

Европе на тот период Днепровской ГЭС (Днепрогэс). Для определения конкретных створов ГЭС в Уральском, Кавказском районах, Сибири и Туркестане требовалось разработать схемы использования водных ресурсов и размещения ГЭС.

Через 15 лет вместо запланированных 30 электрических станций установленной мощностью 1750 МВт было построено 40 электростанций установленной мощностью 4540 МВт. Суммарная установленная мощность ГЭС при плане 640 МВт составила 700 МВт, в том числе на Днепрогэс – 434 МВт (при полной мощности 558 МВт), на Свирской-3 (Нижнесвирская) – 72 МВт (при полной мощности 100 МВт), на Волховской – 58 МВт, на Рионской – 48 МВт [7].

Огромный вклад в составление плана ГОЭЛРО внесли выдающиеся российские энергетики Графтио Г. О., Александров И. Г., Винтер А. В. и Веденев Б. Е., которые, по моему мнению, являются основателями российской гидроэнергетики.

В своей юбилейной статье “К 35-летию плана ГОЭЛРО”, перечисляя наиболее активных членов комиссии, Кржижановский Г. М. первым называет Генриха Осиповича Графтио (1869 – 1949 гг.) [7]. Это был поистине великий и удивительный человек, обладавший огромной работоспособностью, которого по праву можно считать основателем отечественной школы гидроэнергетиков, как проектировщиков, так и строителей. В 1900 – 1904 гг. Графтио Г. О. разработал первый в России проект железной дороги на электрической тяге. В 1903 – 1905 гг. он провел изыскания для сооружения ГЭС на реках Днепре, Вуоксе, Нарве и Волхове. Проектировал и руководил строительством трамвайных линий в Санкт-Петербурге и лично провел первый трамвай (1907 г.). В 1909 – 1911 гг.

Т а б л и ц а 1

Темпы ввода мощностей, МВт, на ГЭС

№ п/п	ГЭС	Мощность	2011 – 2015 гг.	2016 – 2020 гг.	2021 – 2025 гг.	2026 – 2030 гг.
	Достройка					
1	Богучанская ¹	3 000	3 000	–	–	–
2	Усть-Среднеканская ¹	570	512	58	–	–
3	Светлинская ²	360	–	90	–	–
4	Гоцатлинская ¹	100	100	–	–	–
5	Зарамагская ГЭС-1	342	342	–	–	–
	Новое строительство					
6	ГЭС на Нижней Ангаре ¹	1 082	–	–	757	325
7	Мокская ²	1 200	–	–	1 200	–
8	Ивановская ²	210	–	–	0 (210)*	210 (0)
9	Нижнебурейская ¹	320	–	320	–	–
10	Граматыхинская ¹	400	–	–	400	–
11	Канкунская ²	1 200	–	–	0 (300)	300 (900)
12	Агвали ²	220	–	220	–	–
13	Тиндийская ²	102	–	–	102	–
14	Тантарийская ²	200	–	–	0 (200)	–
15	Ботлихская ²	132	–	–	0 (132)	–
16	Инхойская ²	200	–	–	0 (200)	200 (0)
17	Высокогорная ²	100	–	–	–	100
18	Голубое озеро ²	100	–	–	–	0 (100)
19	Каскад из 4-х ГЭС на р. Баксан ²	250	–	–	–	250
20	Нижнекурейская ¹	150	–	0 (150)	–	–
	Итого		3 954	688 (838)	2 459 (3 501)	1 385 (1 675)

¹ Объекты, включенные в Генсхему по предложениям генерирующих компаний.

² Объекты, требуемые по балансам электроэнергии.

* Без скобок - базовый вариант, в скобках – максимальный вариант.

разработал проект Волховской ГЭС и ЛЭП 110 кВ Волхов – Санкт-Петербург. В 1919 – 1927 гг. был начальником и главным инженером строительства Волховской ГЭС, оставаясь при этом ректором Электротехнического института. В 1927 – 1938 гг. в ранге начальника и главного инженера Свирьстроя руководил строительством Нижнесвирской ГЭС. Тогда он впервые в мировой практике предложил и построил ЛЭП 220 кВ Нижнесвирская ГЭС – Санкт-Петербург. В годы Великой Отечественной войны Графтио Г. О. руководил строительством ГЭС в Узбекистане. Это был высокообразованный и эрудированный человек, свободно владевший английским, французским, немецким, итальянским и шведским языками [4].

Александров Иван Гаврилович (1875 – 1936 гг.) занимался изысканиями в бассейне р. Сыр-Дарья, составил схему орошения Ташкентского района и эскизный проект орошения юго-восточной части Ферганской долины (1912 – 1918 гг.). Он был главным инженером проекта Днепрогэса, первым руководителем Российского комитета Международной комиссии по большим плотинам (ICOLD). Являлся организатором создания государственного комитета по проектированию водных сооружений – Гипровод в 1929 г., директором которого и был назначен [4].

Винтер Александр Васильевич (1878 – 1958 гг.) – выдающийся организатор строительства электрических станций. С 1912 г. он работал вместе с Кржижановским Г. М., Класоном Р. Э. и Красным Л. Б. сначала помощником, а затем начальником строительства первой в России районной электростанции на торфе под Москвой. Директором этой РЭС “Электропередача” после завершения строительства стал Кржижановский Г. М. В период 1918 – 1926 гг. Винтер А. В. был начальником строительства Шатурской электростанции, а с 1927 по 1932 г. – начальником строительства Днепрогэса [4].

Веденев Борис Евгеньевич (1885 – 1946 гг.) – выдающийся гидротехник и гидростроитель. Заведующий гидротехническим отделением технического отдела, начальник технического отдела, помощник главного инженера по технической части, начальник работ на строительстве Волховской ГЭС (1920 – 1927 гг.). После окончания строительства Волховской ГЭС он назначается первым заместителем и главным инженером строительства Днепрогэса (1927 – 1932 гг.). Заместитель начальника и главный инженер Средволгостроя (1932 – 1934 гг.), главный инженер Главгидроэнергостроя (1934 – 1939 гг.), заместитель наркома (министра) электростанций (1936 – 1946 гг.) [4].

В июле 2010 г. энергетики России и стран СНГ отметили 100-летие со дня рождения “патриарха” энергетики, выдающегося гидроэнергетика – Петра

Степановича Непорожного [5]. Названных выше основателей российской гидроэнергетики Петр Степанович считал своими учителями. О жизни, деятельности и достижениях Непорожного П. С. написано немало книг и статей. В частности, желающим подробно ознакомиться с его биографией рекомендую книгу одного из его достойных учеников – Дьякова А. Ф. [6]. Вклад Непорожного П. С. в энергетику России огромен. Именно в период его деятельности на посту министра энергетики и электрификации СССР (1962 – 1985 гг.) была создана беспрецедентная по масштабу и надежности Единая энергосистема СССР, атомная энергетика, построены уникальные по своим параметрам и техническим решениям гидроэлектростанции. Именно тогда в СССР имели место максимальные интенсивности по вводу новых мощностей на ТЭС, АЭС и ГЭС (рис. 1). Из приведенных данных видно, что темпы строительства и ввода мощностей в послевоенный период 1946 – 1950 гг. были выше, чем темпы гидротехнического строительства в России за последние 20 лет. При этом необходимо учитывать, что все введенные в период 1991 – 2010 гг. гидроузлы были начаты строительством в советский период и имели большие проектно-изыскательские и строительные заделы.

В мае 2010 г. Правительством РФ была рассмотрена, в основном одобрена и отправлена на доработку новая версия “Генеральной схемы размещения объектов электроэнергетики России до 2020 года с учетом перспективы до 2030 года” (далее Генсхема). Предполагается, что до первого января 2011 г. Генсхема будет одобрена окончательно. С учетом нового прогноза электропотребления в ней разработаны два варианта: базовый и максимальный. В Генсхеме сказано, что “...масштабы развития гидроэнергетики, выбор мест размещения ГЭС и ГАЭС и сроков их строительства осуществлены на основании результатов оптимизации структуры генерирующих мощностей и рекомендаций по масштабам развития генерации различных типов по объединенным энергосистемам и России в целом с учетом следующих дополнительных факторов:

предложений ОАО “РусГидро” о строительстве ГЭС и ГАЭС;

материалов и исследований по оценке экономического потенциала развития гидроэнергетики в период до 2030 года;

масштабов и площадок размещения атомных электростанций для определения сроков и объемов сооружения ГАЭС”.

Намеченный Генсхемой объем вводов до 2030 г. для базового варианта электропотребления составляет 11 491 МВт, в том числе на ГЭС – 8486 МВт, на ГАЭС – 5605 МВт, для максимального варианта

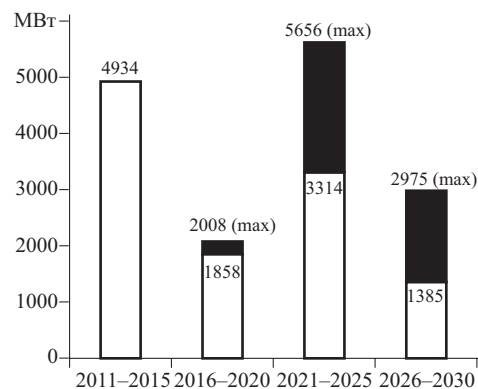


Рис. 2. Темпы ввода мощностей на ГЭС и ГАЭС, запланированные в Генсхеме

– 15 573 МВт, в том числе 9968 МВт на ГЭС и 5605 МВт на ГАЭС. Пообъектный план ввода мощностей на ГЭС приведен в табл. 1, на ГАЭС - в табл. 2. Планируемые темпы ввода мощностей согласно Генсхемы приведены на рис. 2.

В Генсхеме сооружение ГЭС связано с появлением крупных потребителей в прилегающих к ним районах и в зависимости от сроков ввода предприятий-потребителей электроэнергии сроки ввода ГЭС могут корректироваться. В частности, Нижнебурейская ГЭС позволит начать освоение Маломирского золоторудного месторождения, Чагойнского месторождения известняков, обеспечить

Т а б л и ц а 2

Темпы ввода мощностей, МВт, на ГАЭС

№ п/п	ГАЭС	Мощность	2011 – 2015 гг.	2016 – 2020 гг.	2021 – 2025 гг.	2026 – 2030 гг.
	Достройка					
1	Загорская ГАЭС-2 ¹	840	840	–	–	–
2	Зеленчукская ГЭС-ГАЭС ¹	140	140	–	–	–
	Новое строительство					
3	Ленинградская ¹	1 560	–	1 170	390	–
4	Курская ¹	465	–	–	465	–
5	Центральная ¹	2 600	–	–	0 (1 300)*	0 (1 300)
	Итого		980	1 170	855 (2 155)	0 (1 300)

¹ Объекты, включенные в Генсхему по предложениям генерирующих компаний.

* Без скобок - базовый вариант, в скобках – максимальный вариант.

электроэнергией лесоперерабатывающий комплекс в г. Белогорске, новый космодром и другие предприятия региона. Мокская ГЭС и ее контррегулятор Ивановская ГЭС призваны обеспечить электроэнергией зону БАМа, испытывающую в настоящее время дефицит мощности. Их ввод позволит приступить к освоению ряда перспективных месторождений. Усть-Среднеканская ГЭС будет обеспечивать электроэнергией Наталкинский ГОК. Граматухинская ГЭС в значительной мере ориентирована на освоение Гаринского месторождения железных руд и строительство горно-металлургического комбината. Кроме того, в случае роста спроса на электроэнергию в Туруханском районе Красноярского края в период 2016 – 2020 гг. возможно сооружение Нижнекурейской ГЭС, которая будет располагаться в зоне децентрализованного электроснабжения.

При сравнении данных рис. 1 и рис. 2 видно, что планируемые в Генсхеме темпы ввода мощностей “в разы” меньше достигнутых полвека назад. Причинами снижения темпов строительства ГЭС и ГАЭС, по моему мнению, являются:

удаленность наиболее эффективных створов гидроузлов от центров потребления электроэнергии. Огромный нереализованный гидропотенциал имеется в Сибири, Якутии, на Дальнем Востоке, а дефицит электроэнергии в европейской части России;

недостаточная развитость Единой энергосистемы России;

отсутствие, при капиталистическом способе хозяйствования и частной собственности, возможности планирования размещения энергоемких производств, территориально-промышленных комплексов вблизи мощных ГЭС, как это было ранее;

большая стоимость и длительный срок строительства ГЭС ;

неправильная методика расчета эффективности ГЭС по сравнению с ТЭС;

неправильная методика расчета эффективности ГАЭС.

По моему глубокому убеждению, ключевым условием, необходимым для дальнейшего развития гидроэнергетики, является создание развитой высокоэффективной единой национальной энергосистемы от Владивостока до Калининграда. Необходимы новые технологии в передаче электроэнергии на дальние и сверхдальние расстояния. Ни одна страна в мире не имеет такой огромной территории и таких расстояний, как Россия. Необходима государственная федеральная программа по созданию единой национальной энергосистемы (ЕНЭС) России. Например, по имеющейся информации в Китае, который тоже занимает большую территорию и имеет протяженные ЛЭП, поставлена задача – до 2020 г. создать высокоинтеллектуальную и энергоэффективную энергосистему на основе последних достижений науки и техники. Полагаю, никто не сомневается в том, что эта задача в Китае будет выполнена. Вот и нам бы так.

С Новым годом вас, уважаемые коллеги!

Список литературы

1. *Куприянов В. П.* Эксплуатация водосбросных сооружений гидроэлектростанций в зимний период // Гидротехническое строительство. 2010. № 5.
2. *Кузнецов И.* Ночь в огне // Вестник РусГидро. 2010. № 8.
3. *Гидроэлектростанции СССР.* - М.: Гидропроект, 1978. Ч 1. С. 10 – 12.
4. *Мелуа А. И., Мигуренко В. Р., Станкевич В. Л.* Гидроэнергетики России и СНГ. Биографическая энциклопедия. - СПб.: Гуманистика, 2010. Т 1. С. 460 – 461; 239 – 240; 29; 172; 161.
5. *Семенов А. Н.* Главный энергетик страны // Гидротехническое строительство. 2010. № 6.
6. *Дьяков А. Ф.* Патриарх энергетики. - М.: Московская типография № 2, 2010.
7. *Энергетика России 1920 – 2020.* План ГОЭЛРО. - М.: Энергия, 2006. Т 1.

Анализ технического состояния плотины Саяно-Шушенской ГЭС по данным натуральных измерений радиальных смещений и углов наклона горизонтальных сечений

Гордон Л. А., Скворцова А. Е. (ОАО “ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева”),
Стефаненко Н. И. (ОАО “Саяно-Шушенская ГЭС”)

Анализируются радиальные перемещения и углы поворота горизонтальных сечений плотины Саяно-Шушенской ГЭС. Основная цель анализа — оценить техническое состояние плотины Саяно-Шушенской ГЭС по данным измерений диагностических показателей геодезическими методами и установить наличие остаточных (необратимых) смещений плотины до и после аварии. Исходными материалами являются данные натуральных измерений за период после завершения ремонтных работ (май 2004 — май 2010 г.). Натурные измерения более раннего периода не использовались, так как конструкция плотины до ремонта плотины отличалась от ныне существующей конструкции (с 1996 по 2003 г. выполнялись крупномасштабные ремонтные работы в бетоне, расположенном у напорной грани плотины, и в приконтактной зоне ее основания).

Ключевые слова: Саяно-Шушенская ГЭС, техническое состояние плотины, натурные измерения, радиальные смещения, углы наклона.

Согласно Федеральному закону “О безопасности гидротехнических сооружений” [1], основными документами, обосновывающими безопасность плотины, являются “Декларация безопасности ГТС СШГЭС” и “Критерии безопасности ГТС СШГЭС”. Эти документы утверждаются органами государственного надзора и после утверждения дают собственнику право эксплуатации ГЭС. Во всех редакциях этих документов критериальные (предельно допустимые) значения диагностических показателей состояния плотины Саяно-Шушенской ГЭС определялись на основе регрессионных прогнозных моделей, построенных на данных натуральных измерений. Эти модели используются в настоящей статье при анализе технического состояния плотины до и после аварии 17 августа 2009 г.

Плановые (радиальные и тангенциальные) перемещения плотины измеряются в 69 точках с помощью системы прямых и обратных отвесов, установленных в семи секциях плотины (секции 10, 18, 25, 33, 39, 45, 55). Перемещения отсчитываются от якорей обратных отвесов — условно неподвижной горизонтальной плоскости, расположенной на 35 – 40 м ниже подошвы плотины. В качестве нуля отсчета (начального цикла измерений) приняты замеры на 4 мая 1989 г., когда уровень верхнего бьефа достиг отметки 497,1 м (на 2,9 м ниже отметки УМО, равной 500 м). Замеры плановых перемещений во внутренней плановой сети производятся двумя типами приборов: вручную — оптическими координатомерами и автоматизированно (для ключевой секции плотины и обратных отвесов) — с помощью датчиков индукционного типа. Среднеквадратическая погрешность приборов 0,2 мм; погрешность измерительной системы, установленная в ре-

зультате сравнения и статистической обработки ручных и автоматизированных замеров, составляет 0,7 мм. Из 168 контролируемых показателей в качестве диагностических, для которых установлены критериальные значения, приняты радиальные перемещения гребней трех секций: левобережной станционной секции 18, ключевой секции 33 и правобережной водосбросной секции 45.

В радиальных галереях плотины установлено 46 поперечных гидростатических нивелиров, с помощью которых измеряются относительные (относительно первой марки) вертикальные перемещения. Оси гидростатических нивелиров горизонтальны и совпадают с нормальными к цилиндрической поверхности верховой грани плотины. По измеренным осадкам вычисляются углы поворота осей гидростатических нивелиров (радиальных сечений плотины) как угловые коэффициенты прямой, построенной по данным замеров методом наименьших квадратов. Из 46 углов Φ в качестве диагностических приняты три — углы поворота сечений ключевой секции 33 на отметках 308, 344, 359 м. Средняя квадратическая погрешность определения угла Φ составляет 0,7 с. Начальный цикл измерений произведен 6 мая 1994 г. при отметке УВБ, равной 499,2 м (на 0,8 м ниже отметки УМО).

Под остаточными величинами горизонтальных смещений (углов поворота) в ряде источников (например, в [4]) по умолчанию понимаются зафиксированные приборами на дату стояния минимальной отметки УВБ в некотором расчетном году величины приращения указанных параметров по отношению к их значениям, зафиксированным на дату стояния минимальной отметки УВБ в предыдущем году. Погрешность такого определения в первую

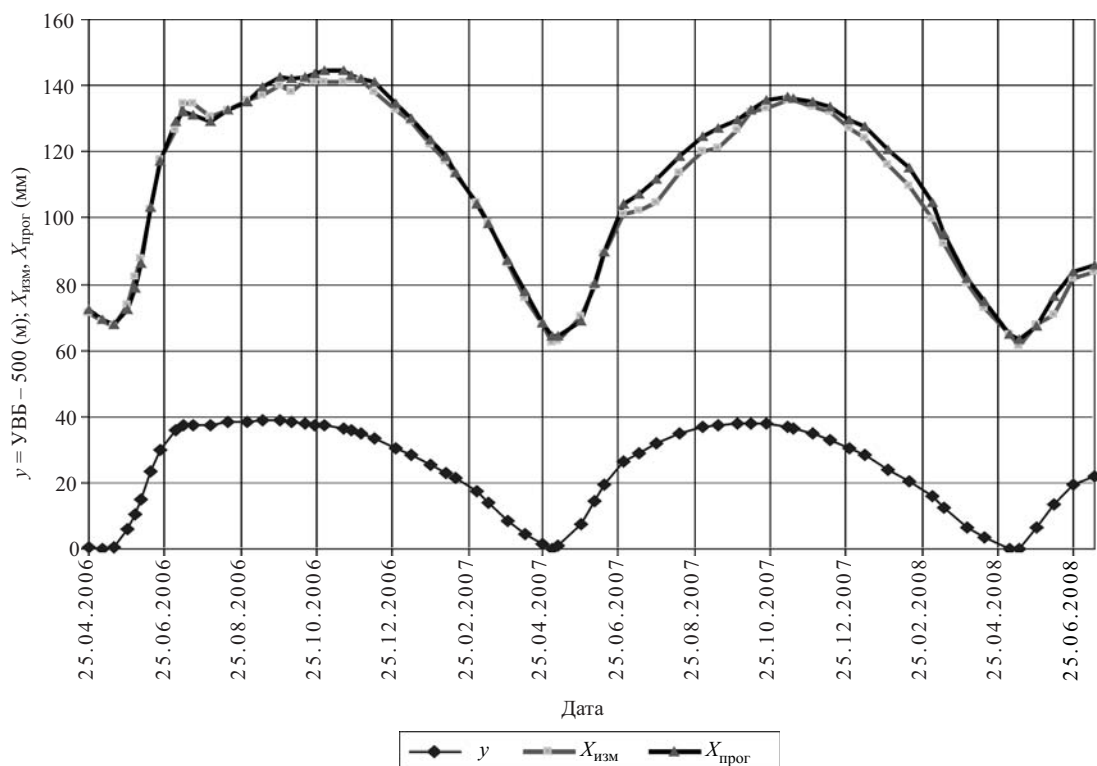


Рис. 1. Измеренные и прогнозируемые радиальные перемещения гребня ключевой секции плотины

очередь обусловлена тем, что нагрузки и воздействия в разные годы несколько различаются: минимальный уровень верхнего бьефа в разные годы может колебаться, различается и температура бетона. Перемещения зависят не только от отметки УВБ, но и от температур бетона плотины. Существуют более точные способы приближенного определения необратимых смещений — по перемещениям, приведенным к одинаковым УВБ, и температурам с использованием регрессионных прогнозных моделей [2, 3].

С помощью статистической обработки данных натурных измерений методом наименьших квадратов можно построить эмпирические зависимости для вычисления радиальных перемещений по заданным параметрам — отметкам уровня верхнего бьефа и значениям температуры бетона в некоторых базовых точках. Температура бетона внутри плотины зависит от местоположения точки наблюдения, однако для Саяно-Шушенской плотины удалось выбрать такие термометры, показания которых обобщенно характеризуют нагрев и охлаждение бетона верховой и низовой граней. Первая базовая точка, расположенная вблизи низовой грани, выбрана таким образом, что при росте температуры в ней перемещения уменьшаются. Вторая базовая точка, находящаяся на небольшой глубине от верховой грани, такова, что при росте температуры в ней перемещения плотины увеличиваются.

Ниже приводятся зависимости, построенные по данным измерений радиальных перемещений за

период 5 мая 2004 г. — 27 ноября 2009 г. Число замеров в каждой обучающей последовательности составило 142.

$$\left. \begin{aligned} U_{\text{прог}}(18,542) &= 43,9 + 1,067y + 0,0192y^2 - \\ &\quad - 2T_{\text{низ}} + 2T_{\text{верх}}, \sigma = 1,7 \text{ мм}; \\ U_{\text{прог}}(33,542) &= 63,4 + 1,265y + 0,0268y^2 - \\ &\quad - 2,4T_{\text{низ}} + 2,2T_{\text{верх}}, \sigma = 2,0 \text{ мм}; \\ U_{\text{прог}}(45,542) &= 42,7 + 0,83y + 0,0217y^2 - \\ &\quad - 2,4T_{\text{низ}} + 1,9T_{\text{верх}}; \sigma = 1,9 \text{ мм}; \end{aligned} \right\}; \quad (1)$$

где $U_{\text{прог}}$ — прогнозируемое значение радиального перемещения (в скобках указаны номер секции и отметка); $y = \text{УВБ} - 500$ — условная отметка, м; $T_{\text{низ}}$ — температура бетона, измеренная датчиком, установленным в ключевой секции 33 на отметке 462 м на расстоянии 2,85 м от низовой грани (первая базовая точка); $T_{\text{верх}}$ — температура бетона, измеренная датчиком, установленным в ключевой секции на отметке 461 м на расстоянии 2,6 м от верховой грани (вторая базовая точка); σ — среднеквадратическая погрешность формулы на элементах базовой (обучающей) последовательности.

На рис. 1 показаны графики измеренных и вычисленных по формулам (1) перемещений для ключевой секции 33, иллюстрирующие степень приближения формул (1) к натурным данным на элементах обучающей последовательности в 2006–2008 г.

Размах (разность) перемещений гребня ключевой секции плотины в течение одного цикла наполнения-сработки (при изменении отметок УВБ от 500 м УМО до 539 м НПУ) составляет 70 – 80 мм, погрешность измерения перемещений — 0,7 мм, среднеквадратичная погрешность σ формул (1) — менее 2 мм. Таким образом, точность формул (1) вполне приемлема для их практического использования.

Структура формул (1) позволяет приблизительно оценить вклад каждого из слагаемых, составляющих суммарные радиальные перемещения гребней секций 18, 33, 45. В частности, коэффициент при $T_{\text{низ}}$ обозначает, что при охлаждении бетона в первой базовой точке на 1° прогиб гребня секции 18 увеличивается на 2,0 мм, а секций 33 и 45 — на 2,4 мм; коэффициент при $T_{\text{верх}}$ обозначает, что при охлаждении бетона во второй базовой точке на 1° прогиб гребня секции 18 уменьшается на 2,0 мм, секции 33 — на 2,2 мм, секции 45 — на 1,9 мм. В дальнейшем при анализе состояния плотины будут использоваться не только данные измерений, но и перемещения, приведенные к одинаковым отметкам УВБ и температурам $T_{\text{низ}}$, $T_{\text{верх}}$ с помощью эмпирических формул (1). Алгоритм приведения очевиден. Пусть, например, на некотором цикле измерений $U_{\text{изм}}(18)$ — перемещение гребня секции 18 и $T_{\text{низ}}$ — температура в первой базовой точке. Тогда приведенное к температуре $T_{\text{низ}}^0$ значение вычисляется как $U_{\text{прив}}(18) = U_{\text{изм}}(18) - 2(T_{\text{низ}}^0 - T_{\text{низ}})$.

В табл. 1 приведены данные измерений радиальных перемещений гребней секций 18, 33, 45 при минимальных отметках УВБ, близких к 500 м.

Таблица 1

Измеренные перемещения, мм,
при минимальных отметках УВБ

Дата	Секция 18	Секция 33	Секция 45	УВБ, м	$T_{\text{низ}}, ^\circ\text{C}$	$T_{\text{верх}}, ^\circ\text{C}$
26.04.04	48,25	67,6	44,8	501,7	2,28	4,15
26.04.05	49,59	67,59	44,85	500,66	1,31	4,25
25.04.06	51,34	71,29	47,86	500,6	0,89	4,14
24.04.07	47,72	67,91	46,1	501,3	3,13	4,33
04.05.08	45	64,6	43,2	500,2	3,51	3,88
28.04.09	46,2	64,8	43,6	500,2	2,55	3,93
28.04.10	52,74	72,83	49,07	500,4	-0,63	4,08
06.05.10	52,9	72	48	500,7	0,6	3,98
13.05.10	50,8	70,4	46,2	500,4	1,6	4,9

Примечание. Последние три строки относятся к периоду после аварии.

Данные табл. 1 свидетельствуют, что непосредственно по замерам сделать достоверный вывод о наличии или отсутствии необратимых перемещений не представляется возможным из-за разброса данных, обусловленного в первую очередь различием в величинах $T_{\text{низ}}$: в 2006 и 2010 гг. температура низовой грани была ниже, чем в другие годы. Соответственно измеренные перемещения были больше, чем в 2004, 2005, 2007, 2008, 2009 гг. Приведем замеры табл. 1 к единой температуре $T_{\text{низ}} = 3^\circ\text{C}$, пользуясь формулами (1).

На рис. 2 приведены графики, построенные по данным табл. 2.

Линейные тренды построенных на рис. 2 кривых свидетельствуют о тенденции незначительного уменьшения приведенных перемещений во времени. Следовательно, в 2004 – 2010 гг. необратимые радиальные перемещения не наблюдаются.

Радиальные перемещения после аварии. Последние три строки табл. 1 свидетельствуют о том, что весной 2010 г. (24 апреля, 6 мая, 13 мая) при отметке УВБ, близкой к 500 м, радиальные перемещения существенно превосходят перемещения предыдущих лет. Увеличение при минимуме УВБ перемещений в 2010 г. закономерно, прогнозировалось и является следствием изменившихся температурных условий по сравнению с предыдущими годами.

Прежде чем анализировать данные измерений, выполненных в 2010 г., сделаем одно необходимое отступление. Аномальные температурные условия имели место и в 2006 г., когда максимальные (в ноябре) перемещения гребня достигли 141,5 мм и приблизились к критериальному значению К1 (предупреждающему), равному 149,7 мм. Один из графиков, приведенных на рис. 3, дает представление

Таблица 2

Перемещения, мм, при минимальных отметках УВБ,
приведенные к температуре $T_{\text{низ}} = 3^\circ\text{C}$

Дата	Секция 18	Секция 33	Секция 45
26.04.04	46,81	65,872	43,072
26.04.05	46,21	63,534	40,794
25.04.06	47,12	66,226	42,796
24.04.07	47,98	68,222	46,412
04.05.08	46,02	65,824	44,424
28.04.09	45,3	63,72	42,52
28.04.10	45,48	64,118	40,358
06.05.10	48,1	66,24	42,24
13.05.10	48	67,04	42,84

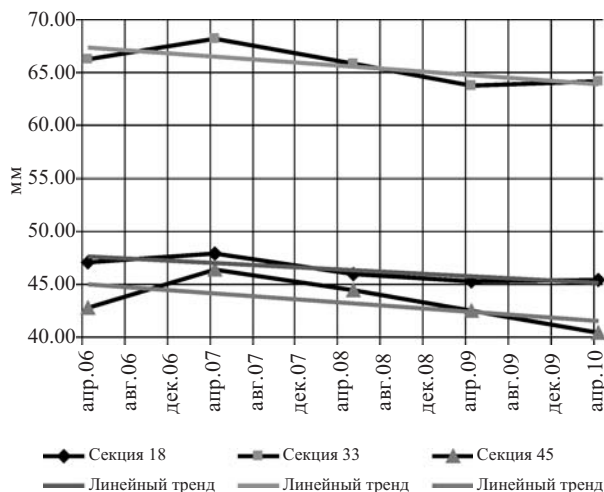


Рис. 2. Приведенные к температуре $T_{\text{низ}} = 3^\circ\text{C}$ радиальные перемещения гребней секций 18, 33, 45 при минимальных отметках УВБ

об изменении измеренных во второй базовой точке температур за 2004 – 2009 гг. Из указанного графика видно, что летом и осенью 2004, 2005, 2007 и 2008 гг. температура бетона во второй базовой точке $T_{\text{верх}}$ менялась в диапазоне $3,8 - 5,7^\circ$. В том же диапазоне $T_{\text{верх}}$ менялась и в предыдущие годы (1998 – 2003 гг.). Объяснялось это тем, что верхняя грань плотины от отметки 500 м и ниже контактирует с водой водохранилища, температура которой на глубине более 15 м почти постоянна ($4 - 5^\circ$). Поэтому до 2006 г. принималось, что колебания температур бетона со стороны верховой грани пренебрежимо малы, и последнее слагаемое в формулах типа (1) отсутствовало. 23 августа 2006 г. $T_{\text{верх}}$ превысила $5,7^\circ$ и продолжала подниматься, к 14 ноября она достигла максимума $7,2^\circ$ и оставалась до середины февраля 2007 г. выше наблюдавшейся ранее. Причиной столь высоких температур бетона со стороны верховой грани является тот факт, что вследствие относительной многоводности весенне-половодья (1 % обеспеченности) и быстрого рос-

та УВБ в июне водосброс начал работу 4 июля 2006 г. и продолжал сброс воды аномально долго (до середины сентября), в то время как обычно сброс воды начинался в сентябре-октябре и длился несколько дней. В 2006 г. поток теплой летней воды с поверхности водохранилища, устремившись к водосбросным отверстиям (порог водосброса располагается на отм. 479 м), прогрел верхнюю грань бетона во второй базовой точке на 2° выше, чем обычно, что привело к увеличению радиальных перемещений гребня плотины на 4 – 5 мм. Именно это обстоятельство потребовало введения в прогнозную модель (1) последнего слагаемого. Статистическая обработка данных натуральных наблюдений показала, что повышение $T_{\text{верх}}$ на 1° приводит к росту перемещений гребня плотины в ключе на 2 мм — 2,5 мм. Расчеты плотины [5], моделировавшие процесс наполнения водохранилища с мая по декабрь 2006 г., подтвердили закономерный характер временного увеличения перемещений, обусловленного аномальным температурным режимом 2006 г.

В табл. 1, 3 приведены экстремальные (по годам) значения радиальных перемещений для расположенных на гребне секций 18, 33 и 45 точек наблюдения.

В 2008 г. максимум радиальных смещений был достигнут 26 ноября и составил 132,6 мм. В это время отметка УВБ равнялась 535,15 м, а температуры в базовых точках 1, 2 составляли $8,0$ и $4,^\circ\text{C}$ соответственно. Сразу после аварии 17 августа 2009 г. при отметке УВБ 537,2 м (ниже отметки НПУ на 1,8 м) радиальное перемещение гребня ключевой секции равнялось 125,4 мм. Максимум радиальных перемещений 130,7 мм был достигнут 25 сентября 2009 г., когда температуры в базовых точках 1, 2 были еще высоки и составляли $12,3$ и $5,2^\circ\text{C}$, после чего началась сработка водохранилища.

Весной 2010 г. температура $T_{\text{низ}}$ была существенно ниже, чем в предыдущие годы (см. табл. 1). Бездействие гидроагрегатов, а также работа водосброса в зимний период существенно изменили температурный режим и, как следствие, характер перемещений плотины зимой и весной 2010 г. Если на начальной стадии сработки (сентябрь-октябрь 2009 г.) перемещения были меньше, чем в предыдущие годы, из-за более высокой температуры бетона вблизи нижней грани, то с января по май 2010 г. при одинаковых отметках УВБ перемещения стали превосходить перемещения предыдущих лет. Представленная на рис. 4 циклограмма позволяет проследить за изменениями радиальных перемещений гребня ключевой секции на всей ветви сработки 2009 – 2010 гг. в сравнении с предыдущими годами. Это различие закономерно, обусловлено более низкими температурами нижней грани и прогнозируется регрессионными зависимостями (1).

Таблица 3

Максимальные радиальные перемещения, мм, гребней секций 18, 33, 45

Дата	УВБ, м	Секция 18	Секция 33	Секция 45	$T_{\text{низ}}, ^\circ\text{C}$	$T_{\text{верх}}, ^\circ\text{C}$
09.11.04	537,4	103,5	139,1	92,1	9,3	5,2
10.11.05	537,4	103,3	138,7	91,7	9,5	4,6
22.11.06	535,7	106,0	141,5	96,8	7,9	7,8
13.11.07	536,3	100,7	135,3	90,9	9,0	4,9
26.11.08	535,2	98,9	132,6	89,2	8,0	4,3
25.09.09	537	98,5	130,7	82,2	12,3	5,2

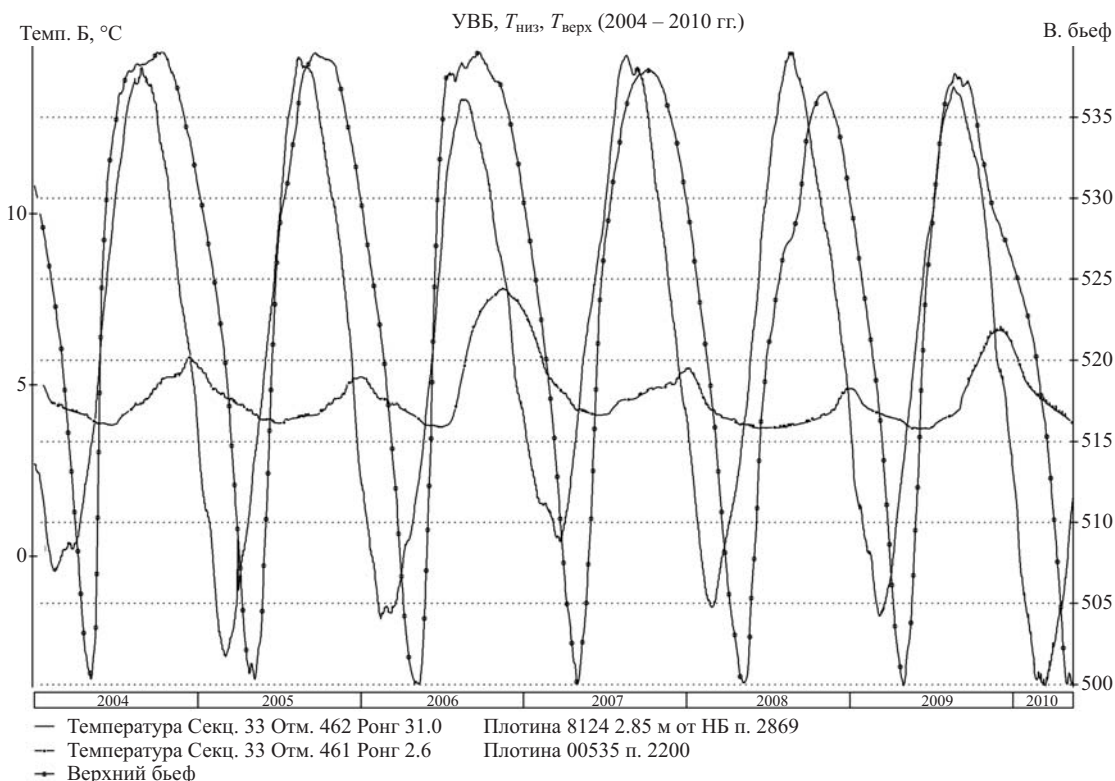


Рис. 3. Графики изменения уровня верхнего бьефа и температур в первой и второй базовых точках за 2004 – 2010 гг.

На промежуточных отметках УВБ данное различие проиллюстрировано содержащимися в табл. 4 результатами зимних измерений 2009 – 2010 гг. Из табл. 4 видно, что различие в перемещениях 2009 и 2010 гг. водосбросной секции 45 меньше, чем для секций 33 и 18. Этот факт также вполне закономерен: зимой 2010 г. при работающем водосбросе положительная температура воды препятствовала остыванию нижней грани водосбросных секций плотины.

Статические расчеты, моделировавшие сработку водохранилища 2009 – 2010 гг., выполненные методом конечных элементов специалистами ОАО «Ленгидропроект» и службы мониторинга Саяно-Шушенской ГЭС, также выявили отмеченные выше особенности перемещений.

Необратимые (остаточные) радиальные смещения. В некоторых публикациях (например, в [4]), инициированных августовской трагедией 2009 г. на Саяно-Шушенской ГЭС, наличие необратимых (остаточных) смещений радиального направления в тех или иных точках наблюдения трактуется как свидетельство неблагополучия для бетонной плотины и гидроузла в целом. По этой причине, рассматривая по-прежнему как неоспоримый выше изложенный результат регрессионного анализа, считаем целесообразным привести еще и некоторые дополнительные рассуждения, позволяющие более отчетливо представить истинное поло-

жение дел с остаточными смещениями за 2004 – 2009 гг.

Указанный период, включающий в себя 5 полных лет, единственный в истории существования плотины, когда она сохраняла монолитность после ремонта 1995 – 2003 гг., воспринимая при этом расчетный напор (отметка УВБ достигала 539 м). Что касается суммарных величин необратимых смещений, накопленных за всю историю существования сооружения, то они, по нашему мнению, не могут характеризовать состояния плотины на данном этапе эксплуатации гидроузла, а их появление в начальный период эксплуатации является естественным процессом для большинства высоконапорных плотин.

Как уже упоминалось выше, под остаточными величинами горизонтальных смещений понимаются приращения смещений (зафиксированных на

Таблица 4
Радиальные перемещения, мм, зимой 2009 и 2010 гг.

Дата	УВБ, м	$T_{\text{низ}}$, °C	Секция 18	Секция 33	Секция 45
13.02.09	520,5	-1,1	83,3	109,6	77,1
25.02.10	519,3	-3,5	89,9	114,3	78
13.03.09	512,3	-0,5	68,6	92	64,7
30.03.10	511	-2,8	75	97	66

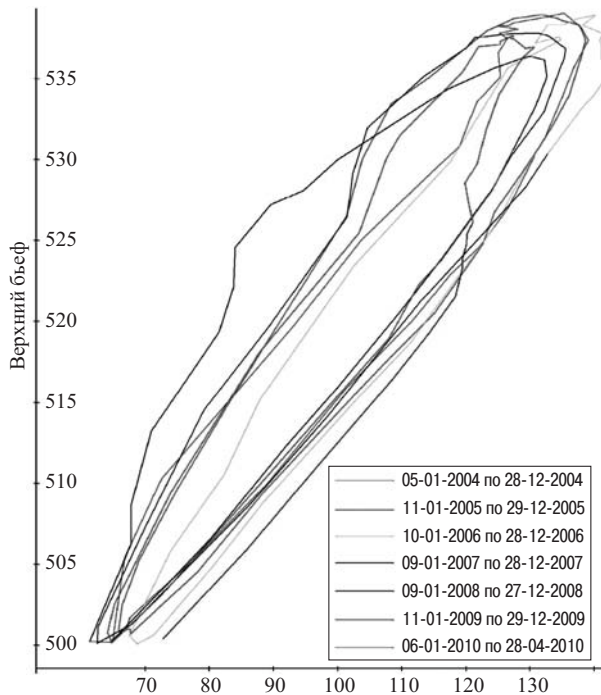


Рис. 4. Циклограмма радиальных перемещений гребня ключевой секции плотины

дату стояния минимальной отметки УВБ) для расчетного года по отношению к предыдущему году. При этом беспокойство вызывают ситуации, когда измеренные приращения смещений по отношению к исходным значениям отражают перемещение точек наблюдения в сторону нижнего бьефа.

Представляется, что для характеристики процесса накопления остаточных смещений (либо их отсутствия) следует проанализировать осредненные приращения смещений за достаточно длительный период времени, в данном случае за 5 лет.

Для того чтобы служить диагностическим параметром, характеризующим состояние арочно-гравитационной плотины Саяно-Шушенской ГЭС на протяжении рассматриваемого периода, полученные величины должны превышать удвоенную среднеквадратическую погрешность σ измерительной системы, т.е. 1,4 мм.

Анализ был выполнен для шести точек наблюдения, расположенных на отметках 413 и 542 м секций 18, 33 и 45 (примерно на половине высоты и на гребне русловых секций плотины). Полученные результаты сведены в табл. 5.

В табл. 5 столбцы 2 – 4 содержат данные о величинах измеренных радиальных смещений на отметке 413 м, приращениях Δ_x смещений, измеренных в 2009 г., по отношению к измеренным в 2004 г. и о средних величинах ежегодных приращений $\bar{\Delta}_x$. В столбцах 5 – 7 — аналогичные данные для точек, расположенных на отметке 542 м. Величины Δ_x , $\bar{\Delta}_x$ определялись по формуле

$$\Delta_x = U_{x,5} - U_{x,0}; \bar{\Delta}_x = \frac{\Delta x}{5}, \quad (2)$$

где $U_{x,0}$, $U_{x,5}$ — величины измеренных смещений, относящиеся соответственно к начальному (2004) и конечному (2009) годам рассматриваемого периода.

Анализируя данные табл. 5, можно заключить, что в пяти случаях получены отрицательные значения для Δ_x , $\bar{\Delta}_x$ и лишь в одном случае (для точки наблюдения, расположенной на гребне секции 45) приращение смещений принимает положительное значение. При этом значения Δ_x (и тем более $\bar{\Delta}_x$) во всех точках наблюдения не превышают 1,4 мм.

Т а б л и ц а 5

Минимальные (по годам) радиальные смещения и их ежегодные приращения

Дата, отм. УВБ, м, в момент наблюдения	Измеренные смещения $U_{x,i}$, мм					
	отм. 413 м			отм. 542 м		
	секция 18	секция 33	секция 45	секция 18	секция 33	секция 45
1	2	3	4	5	6	7
18.05.04, 500,54	18,53	30,99	19,08	46,04	64,93	41,52
11.05.05, 500,87	17,69	28,85	17,89	46,49	65,79	43,46
06.05.06, 500,10	18,19	29,85	18,79	50,54	68,69	45,66
02.05.07, 500,15	16,64	28,65	18,20	42,99	62,54	40,89
12.05.08, 500,24	17,09	29,20	18,79	42,19	61,34	39,96
05.05.09, 500,80	17,49	29,70	18,85	45,49	64,13	42,02
Δ_x	-1,04	-1,29	-0,23	-0,55	-0,80	0,50
$\bar{\Delta}_x$	-0,208	-0,258	-0,046	-0,110	-0,160	0,100

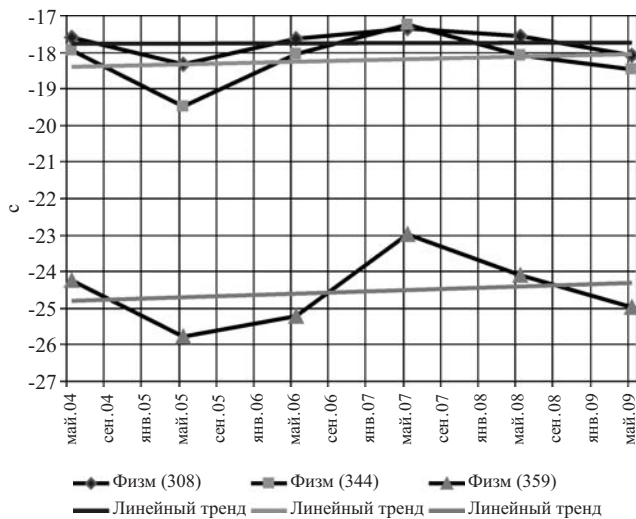


Рис. 5. Углы поворота горизонтальных сечений ключевой консоли на отметках 308, 344, 359 м при минимальных УВБ

Вышеизложенные факты позволяют сделать вывод о том, что ни в одной из шести наиболее представительных точек наблюдения не обнаружено остаточных радиальных смещений, которые могли бы служить основанием для заключения о негативных изменениях, якобы происходящих в арочно-гравитационной плотине Саяно-Шушенской ГЭС.

Отметим еще, что в большинстве точек наблюдения, расположенных выше зоны лечения бетона и приконтактной скальной зоны, приращения в смещениях за период 2004 – 2009 гг. представляют собой отрицательные значения. По нашему мнению, наиболее вероятной причиной отмеченного явления представляется релаксационный процесс в полимерном материале, инъецированном в бетон и скалу на протяжении ремонта. Основной же причиной, приводящей к ежегодным изменениям в величинах смещений, измеренных на дату стояния минимальной отметки УВБ в некотором расчетном году, являются изменения в годичном ходе наружных температур воздуха и воды, а также в режимах наполнения и сработки водохранилища.

Углы поворота (наклоны) горизонтальных сечений плотины. В табл. 6 приведены минимальные и максимальные (по модулю) углы поворота горизонтальных сечений ключевой консоли, которые достигаются при отметках УВБ 500 и 539 м соответственно. Эта же информация графически отражена на рис. 5, 6.

Данные табл. 6 и графиков на рис. 5, 6 позволяют констатировать, что в период после завершения ремонтных работ (2004 – 2009 гг.) необратимые углы поворота горизонтальных сечений ключевой секции плотины на отметках 308 (контакт с основанием), 344 и 359 м не наблюдаются, тенденция к росту их абсолютных значений во времени отсутствует. Из данных табл. 6 видно также, что углы по-

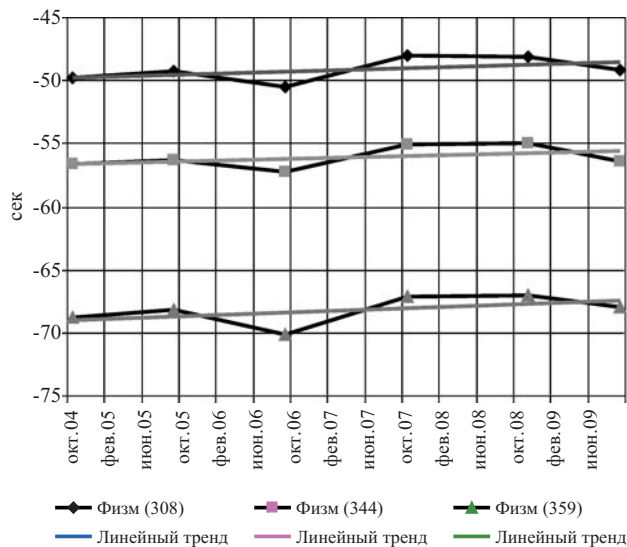


Рис. 6. Углы поворота горизонтальных сечений ключевой консоли на отметках 308, 344, 359 м при максимальных УВБ

ворота после августовской аварии 2009 г. несколько выше соответствующих показателей предыдущего года. Как отмечалось выше, этот факт объясняется в первую очередь различием в температурных условиях.

Приведение углов поворота горизонтальных сечений Φ к единым условиям можно выполнить с помощью эмпирических формул аналогичных формулам (1) для радиальных перемещений. Ниже приводятся такие зависимости, построенные по данным измерений осадок марок поперечных гидронивелиров и вычисления по ним углов наклона сечений Φ по данным за период 5 мая 2004 г. — 9 декабря 2009 г. Количество замеров в каждой базовой последовательности — 119.

$$\left. \begin{aligned} \Phi_{\text{прог}}(33,359) &= -26,2 - y - \\ &\quad - 0,00919y^2 + 0,73T_{\text{низ}}, \sigma = 0,85 \text{ с}; \\ \Phi_{\text{прог}}(33,344) &= -19,1 - 0,85y + \\ &\quad + 0,00765y^2 + 0,51T_{\text{низ}}; \sigma = 1,0 \text{ с}; \\ \Phi_{\text{прог}}(33,308) &= -18,3 - 0,64y - \\ &\quad - 0,0077y^2 + 0,36T_{\text{низ}}, \sigma = 0,76 \text{ с}. \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

Обозначения в (3) аналогичны используемым в (1).

Как видно из формул (3), изменение $T_{\text{низ}}$ на 1° приводит к изменению углов Φ ключевой секции 33 на отметке 308 м на 0,36 с, на отметке 344 м на 0,51 с, на отметке 359 м на 0,73 с. Если данные измерений углов привести к одинаковым температурным условиям, то приведенные углы поворота 2009 и 2010 гг. практически совпадут.

О применимости эмпирических формул (1), (3) для прогнозирования радиальных перемещений и углов поворота в 2010 – 2011 гг. Эмпирические формулы (1), (3) ранее использовались как ап-

Т а б л и ц а 6

Минимальные и максимальные (по модулю) углы поворота, с, горизонтальных сечений ключевой консоли (секция 33) на отметках 308, 344, 359 м

Дата	Физм(308)	Физм(344)	Физм(359)	УВБ, v	$T_{\text{низ}}, ^\circ\text{C}$
Минимальные					
05.05.04	-17,61	-17,96	-24,24	500,4	3,1
04.05.05	-18,33	-19,49	-25,76	500,9	2,7
10.05.06	-17,62	-18,05	-25,23	500	2,2
02.05.07	-17,34	-17,23	-22,98	500,4	4,3
12.05.08	-17,57	-18,07	-24,09	500,2	4,2
07.05.09	-18,07	-18,48	-24,98	500	3,9
12.05.10	-19,1	-20,2	-26,7	500,1	1,5
Максимальные					
14.10.04	-49,8	-56,6	-68,8	539	11,8
20.09.05	-49,3	-56,3	-68,2	538,9	13,6
26.09.06	-50,5	-57,3	-70,1	538,8	11,8
11.10.07	-48	-55,1	-67,1	537,8	12,5
12.11.08	-48,1	-55	-67	536,3	9,2
23.09.09	-49,2	-56,4	-67,9	537,1	12,4

проксимирующие зависимости для введения поправок в данные измерений. Однако прямое назначение этих формул состоит в том, чтобы прогнозировать будущие значения соответствующих величин, а затем сравнивать их с измеренными значениями.

В табл. 7 даны значения измеренных в 2010 г. и вычисленных по формулам (3) углов Φ для горизонтальных сечений ключевой секции 33.

Данные табл. 7 свидетельствуют о том, что эмпирические формулы (3) дали хорошее совпадение с результатами замеров для циклов измерений, выполненных при аномальных температурных условиях зимы 2010 г. и не использовавшихся при построении формул (3). Следует также отметить, что коэффициенты прогнозных зависимостей (1), (3), использовавшиеся в двух предыдущих редакциях Деклараций безопасности (2008 и 2009 гг.), практически не отличались от приведенных в настоящей статье. Данное обстоятельство свидетельствует об устойчивости коэффициентов прогнозных зависимостей при разных базовых (обучающих) последовательностях и при различных внешних воздействиях.

Выводы

1. Полученные с использованием регрессионного анализа эмпирические зависимости для радиальных перемещений в секциях 18, 33, 45 и углов поворота горизонтальных сечений в секции 33 арочно-гравитационной плотины Саяно-Шушенской ГЭС хорошо описывают соответствующие величины, измеренные в 2004 – 2009 гг.

2. Анализ приращений радиальных смещений за период с мая 2004 г. по май 2009 г. убедительно показывает, что необратимых (остаточных) составляющих смещений плотины натурными наблюдениями не зафиксировано.

3. Аномальный режим работы водосбросных сооружений на ветви сработки 2009 – 2010 гг. несколько изменил величины радиальных перемещений и углов поворота горизонтальных сечений плотины по сравнению с ранее наблюдавшимися смещениями в предыдущие годы при аналогичных отметках УВБ. Перемещения осенью 2009 г. были меньше, чем в предыдущие годы. Начиная с января по начало мая 2010 г., картина кардинально изменилась: перемещения 2010 г. стали превосходить

Т а б л и ц а 7

Измеренные и прогнозируемые углы поворота, с, в сечениях ключевой секции 33 для 2010 г.

Дата	УВБ, м	$T_{\text{низ}}, ^\circ\text{C}$	Измеренные углы на отметках			Прогнозируемые значения на отметках		
			308 м	344 м	359 м	308 м	344 м	359 м
26.01.10	523,6	-1,13	-38,4	-44,4	-55,8	-38,2	-44,0	-55,9
11.02.10	521,8	-2,44	-37,3	-42,7	-54,2	-36,9	-42,5	-54,3
27.02.10	519,1	-3,36	-34,6	-40,1	-51,2	-34,7	-39,9	-51,3
09.03.10	516,7	-3,6	-32,7	-37,6	-48,3	-32,6	-37,4	-48,4
29.03.10	510,8	-2,5	-27,8	-31,8	-41,3	-27,2	-30,6	-40,2
12.04.10	506,9	-1,8	-24,5	-27,1	-35,9	-24	-26,5	-35,2

перемещения предыдущих лет при одинаковых отметках УВБ. Эти различия закономерны и обусловлены изменившимися условиями работы водосбросов, а также более низкими температурами бетона низовой грани плотины вследствие аномально холодной зимы и бездействия агрегатов ГЭС.

4. Построенные эмпирические зависимости хорошо описывают результаты измерений для углов поворота в 2010 г. Это свидетельствует о том, что августовская авария (2009 г.) не привела к изменениям в реакции плотины на внешние воздействия.

5. Приведенные в статье формулы пригодны для прогнозирования на 2010 – 2011 гг. таких важнейших диагностических показателей состояния плотины, как радиальные смещения и углы поворота в сечениях контрольных секций плотины.

6. За период май 2004 г. — май 2010 г. (до и после аварии) измеренные значения радиальных перемещений и углов поворота горизонтальных сече-

ний плотины не превысили величин предупреждающего критерия К1.

Список литературы

1. *О безопасности гидротехнических сооружений*: Федеральный закон. Собрание законодательства РФ. 1997. № 30. Ст. 3589.
2. *Гордон Л. А., Затеев В. Б., Стефаненко Н. И.* Оценка состояния контакта бетонной плотины со скальным основанием по данным измерений осадок поперечными гидронивелирами (Применительно к плотине Саяно-Шушенской ГЭС) // Изв. ВНИИГ. 2004. № 243. С. 157 – 168.
3. *Гордон Л. А., Затеев В. Б., Стефаненко Н. И.* Оценка безопасности плотины Саяно-Шушенской ГЭС по данным натурных измерений плановых перемещений // Изв. ВНИИГ. 2005. № 244. С. 55 – 64.
4. *Тетельмин В. В.* Анализ необратимых процессов в створе плотины Саяно-Шушенской ГЭС // Гидротехническое строительство. 2010. № 2. С. 47 – 51.
5. *Александров Ю. Н.* Использование расчетной модели плотины Саяно-Шушенской ГЭС для оценки и прогнозирования ее состояния // Гидротехническое строительство. 2008. № 11. С. 64 – 69.

Проектирование намывных оснований и сооружений в прибрежной зоне моря

Каминская В. И., кандидат геол.-мин. наук (ЗАО “ИЦ ВНИИГС”)

Рассматриваются особенности проектирования намывных оснований и сооружений под строительство в прибрежной зоне моря и методический подход к определению устойчивости подводных откосов и объемов потерь намываемого грунта при расчетах технологических элементов в различных условиях волновых воздействий. Приведены примеры образования территории под строительство морских терминалов.

Ключевые слова: намыв территорий и дамб, особенности проектирования, профиль откосов, технология намыва.

Особенность проектирования намывных оснований и сооружений откосного типа в акватории моря заключается в том, что при расчетах технологических параметров в каждом конкретном случае необходимо определять конструктивные параметры подводных откосов, плотность сложения и потери грунта при волновом воздействии и сбросе осветленной воды. При этом разграничиваются методы гидротехнических расчетов берегоукрепления и намывных сооружений, формирование грунта на откосах которых происходит в условиях встречных потоков пульпы и волновых накатов. Методы прогнозирования динамики подводных береговых склонов (В. П. Зенкевич, Б. А. Пышкин и др.) не отражают в полной мере механизм формирования намываемых откосов при волновом воздействии.

Методический подход при расчетах технологических параметров позволяет учитывать изменение очертания подводного откоса в зависимости от расхода и консистенции пульпы при волновом воздействии [1, 2, 3]. При этом режим функционирования

технической системы “разработка карьерного грунта — гидротранспорт — намыв грунта” рассматривается с непрерывно изменяющимися показателями намываемого грунта.

Формирование подводного прибрежного откоса с учетом состава намывного грунта и характерных участков с коэффициентами заложения m_1 , m_2 , m_3 от уреза воды до высоты наката волны определяет очертание профиля до критической глубины (рис. 1).

Коэффициент откоса m_1 выше максимального уровня воды (МУВ) определяется по зависимости

$$m_1 = m_0 + 0,17 \left(\frac{h}{d} \sqrt[3]{\frac{\lambda}{h}} \right), \quad (1)$$

где m_0 — коэффициент заложения естественного откоса; d — расчетная крупность песка; h , λ — высота и длина волны, м.

Коэффициенты m_2 , m_3 между границами размывного действия определяются в зависимости от

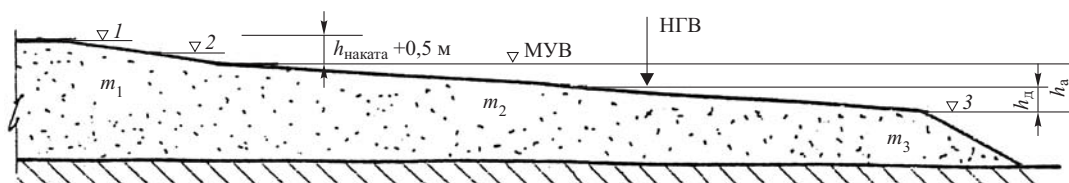


Рис. 1. Профиль намываемого отсека при формировании под волновым воздействием: 1 — отметка гребня дамбы; 2, 3 — верхняя и нижняя границы размываемого действия волны соответственно при МУВ и НГВ

волнового режима, плотности грунта и консистенции пульпы.

При расчетах плотности грунта после остановки намыва и интенсивности оттока техногенной воды определяется показатель приращения плотности грунта по зависимости

$$a\rho_d = \beta(\rho_{d\max} - \rho_d)dt, \quad (2)$$

где β — коэффициент пропорциональности, прогнозируемый в фиксируемые моменты t_1 и t_2 ; $\rho_{d\max} = \rho_d + a$ — плотность скелета грунта при остановке намыва на картах; a — показатель приращения плотности.

Приращение плотности намывного песчаного грунта зависит от изменения уровня техногенной воды и степени уплотнения водонасыщенного грунта под нагрузкой вышележащих самоуплотненных грунтов. Для ускорения приращения плотности рыхлого грунта ниже уровня воды требуется воздействие динамической нагрузки путем дренирования, глубинного уплотнения.

Изменение плотности намывного грунта по откосу намыва L и во времени $t_{сд}$ приведено на рис. 2.

На основе исследований и опыта проектирования намывных территорий под строительство в прибрежной зоне приводятся варианты объектов с различными естественными условиями и технологическими элементами:

1. Намыв территорий и дамб с пологими неукрепленными откосами с целью выхода жилых кварталов в прибрежную зону моря или в качестве оснований при бурении скважин и др.

2. Образование территории с ограждающими защитными дамбами от волнового воздействия при наличии шпунтовой стенки. Намыв территории производится из песчаных грунтов, попутно извлекаемых при дноуглублении в операционной акватории или доставляемых в шаландах из морских месторождений с разгрузкой гидроперегрузателями.

Намыв прибрежных площадей с пологими неукрепленными откосами. Инженерная подготовка намывных площадей производилась с целью защиты и выхода жилых кварталов в прибрежную зону морей и рек со сложными гидрологическими условиями в Ленинграде, Киеве, Тюмени и др. Особенность проектирования прибрежных территорий под строительство заключается в выборе рациональной технологии намыва, обеспечивающей качество намывного грунта в заданные сроки в зависимости от назначения основания при строительстве (табл. 1).

При выборе технологической схемы намыва учитываются рельеф подводного дна акватории и состав карьерного грунта. При этом исходя из производительности земснаряда и требований состава сбросной воды в акваторию определяются размеры карт намыва. При намыве песчаного грунта ширина карты B определяется по зависимости

$$B = 2L + v_{пр}, \text{ без прудка } B \leq 2L, \quad (3)$$

где L — длина откоса с уклоном 0,001 – 0,005; $v_{пр}$ — ширина прудка.

При выборе профиля подводного откоса определяется коэффициент заложения откоса между максимальным уровнем воды и нижней границей размыва. При расчете ширины растекания потока

Т а б л и ц а 1

Класс основания	Объемная масса скелета $\gamma_{ск}$, г/см ³	Коэффициент		Показатель уплотнения a , см ² /кгс
		пористости ϵ	фильтрации $K_{ф}$, м/сут	
I	1,67 – 1,68	0,55 – 0,57	10 – 20	0,001 – 0,0005
II	1,65 – 1,67	0,57 – 0,62	10 – 12	0,001 – 0,005
III	1,62 – 1,65	0,62 – 0,67	1 – 8	0,005 – 0,08
IV	1,57 – 1,62	0,67 – 0,70	0,05 – 1	0,1

на откосе учитываются антидюнная форма движения (с числом Фруда $Fr \geq 1$), скорость втекания и расход пульпы. Профиль откоса подводного намыва рассчитывается по зависимости

$$y = h(1 - e^{-ax/h}), \quad (4)$$

где h — глубина водоема (5 м), $a = 2\sqrt{\frac{W_{cp}}{V_{cp}}}$; W_{cp} —

скорость потока (17,1 м/с); V_{cp} — скорость вытекания пульпы (0,62 м/с).

Расчеты профиля откосов при подводном намыве на глубинах 5 – 6 м показывают, что наиболее пологие откосы с уклоном $J \leq 0,005$ при ширине растекания пульпы 5 – 6 м отвечают пескам мелким и пылеватым.

Отмечается, что при образовании площадей в прибрежной зоне во избежание потери устойчивости откосов и намываемого грунта в проектном профиле предусматриваются резервные полосы, предназначенные под размыв и формирование подводных откосов. Для сокращения потерь грунта устраивается временное крепление и используется секционный замкнуто-циклический способ намыва.

Образование территории под строительство терминалов морского торгового порта (МТП) Усть-Луга. На намывных территориях МТП построены и введены в эксплуатацию угольный терминал, комплексы минеральных удобрений, наливных грузов, паром между Усть-Лужским и Балтийским портами и др. При образовании территории выполнялись земляные работы гидромеханизированным способом:

дноуглубление акватории порта с извлечением песчаных грунтов, попутно используемых для намыва территорий под строительство;

намыв территории до проектно-планировочной отметки 3,0 м БС на донных грунтах, представленных пылеватыми песками, подстилаемыми на глубинах 6 – 9 м илисто-суглинистой толщей мощностью 20 – 22 м; устройство ограждающих дамб по контуру отторгаемой территории в акватории (рис. 3).

При выборе типа земснарядов для дноуглубления акватории и извлечения песчаного грунта для

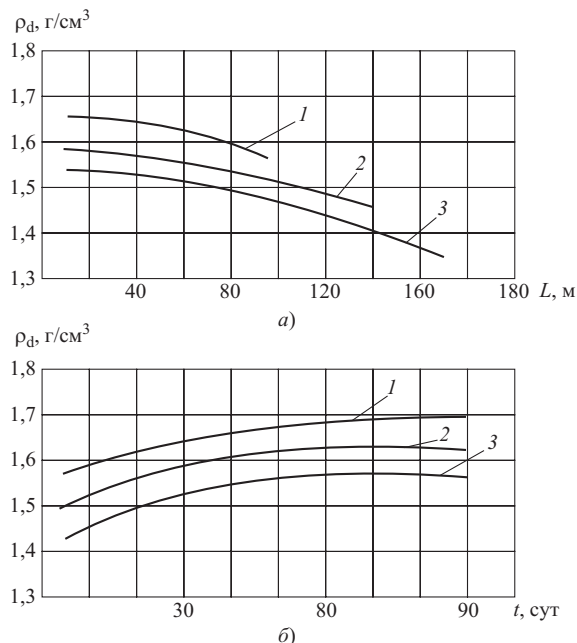


Рис. 2. Изменение плотности намывного грунта ρ_d : а — по откосу намыва L ; б — во времени t ; 1 — песок средний; 2 — мелкий; 3 — пылеватый

намыва территории определялись технологические параметры с учетом глубины погружения и работы грунтового насоса, опор рабочей точки и потерь в напорном пульпопроводе. Перед намывом территории выполнялись подготовительные работы по срезке кустарника, снятию илисто-торфяного слоя толщиной 1,5 м [4].

Сброс отработанной воды осуществлялся через сбросные, шандорные коллекторы, рассчитанные на слив осветленного слоя воды толщиной более 20 см. Концентрация грунтовой смеси в воде, поступающей в прудок, достигала 8 – 10 тыс. мг/л. Мутность воды в Лужской губе на сбросе не превышала 100 – 150 мг/л, снижаясь до фоновых значений на расстоянии 500 м от источника загрязнения.

Технологические потери грунта при намыве средних и мелких песков корректировались в процессе намыва и концентрации грунта в сбросной воде. Суммарные потери составляли 9 – 11 %.

Дополнительный объем песчаного грунта, компенсирующий осадку поверхности намывного грунта в процессе самоуплотнения, определялся расчетным путем и корректировался замерами осадочных

Т а б л и ц а 2

Виды грунтов	Плотность грунта, г/см ³	Угол внутреннего трения, град	Сцепление, кПа	Модуль общей деформации, МПа	Показатель консистенции
Пески пылеватые, реже мелкие	1,85	29	1	13	Средняя плотность
Илы суглинистые, глинистые	1,82	9	10	1,4	> 1,2

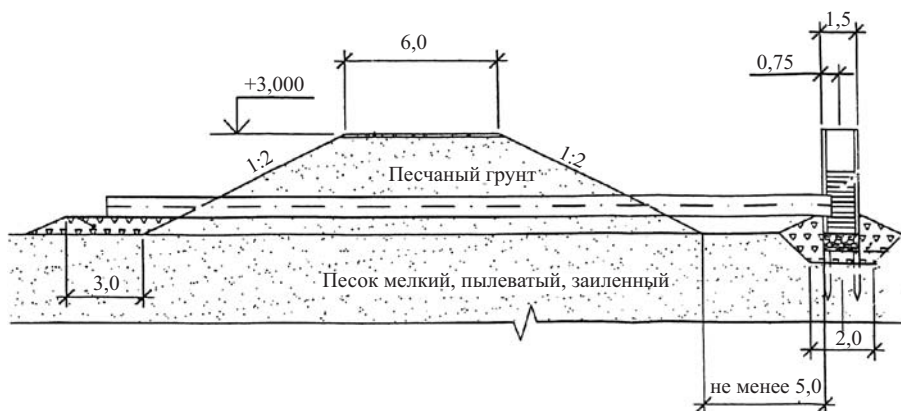


Рис. 3. Разрез дамбы обвалования с водосбросным шандорным колодцем

марок и уровня воды по пьезометрам. Для обеспечения проектируемой планировочной отметки поверхности плюс 3,0 м БС принята отметка намыва плюс 3,5 м БС.

Основной проблемой при проектировании намываемой территории под строительство являлся выбор технологической схемы намыва с учетом производительности земснаряда, конструкции водосбросных коллекторов, обеспечивающих качество намываемого грунта и требования к содержанию в сбросной воде взвесей менее 0,01 мм. Как показал опыт образования намывных территорий под строительство терминалов Усть-Лужского порта, качество свеженамытого песчаного грунта со средней плотностью сложения $\rho_d \geq 1,55 \text{ г/см}^3$ через 1–2 недели после снижения уровня техногенных вод обеспечивало проезд строительной техники с нагрузкой $P \leq 0,04 \text{ МПа}$.

Образование территории под строительство Морского пассажирского терминала (МПТ) Санкт-Петербурга. Намытая территория МПТ представляет собой остров со сложными природно-климатическими условиями в Невской губе Финского залива, с возможными штормовыми ветрами, с высотой волн до 2,5 м (5 % обеспеченности) и изменением уровня воды в пределах до 1,77 м БС. Природное дно сложено пылеватыми песками средней плотности мощностью слоя до 5–6 м, подстилаемыми слабыми илисто-суглинистыми грунтами (табл. 2).

До начала гидромеханизированных работ в операционной акватории МПТ на причалах 1–7 выполнено берегозащитное укрепление вертикального типа с лицевой стенкой из металлического шпунта. На остальной территории намываемого острова под жилищное строительство перед намывом были возведены ограждающие дамбы высотой до 4 м с откосом 1:4. Во избежание размыва дамб в штормовой осенний период предусматривается берегозащита на юго-западном участке намывной территории (рис. 3).

Намыв острова производился из песчаных грунтов, доставляемых в шаландах из морских месторождений с разгрузкой и подачей грунта на карту гидротранспортирующими. Для гидротранспортирования пульпы на карты намыва по пульпопроводу диаметром 630 мм применялись гидротранспортирующие типа Р-68, обеспечивающие бесперебойную выгрузку самоходных шаланд, доставляющих морской песок. Для обеспечения расхода гидросмеси 0,771 и скорости 3,5 м/с при консистенции 0,20 дальность транспортирования песков составляла 1000 м при производительности гидротранспортирующей по смеси 2140 м³/ч.

Строительство Морского пассажирского терминала на Васильевском острове, начатое в 2003 г., в основном завершено. В 2008 г. был принят первый океанский лайнер “Costa Mediterra”.

Выводы

Особенности проектирования намывных оснований и сооружений в прибрежной зоне заключаются в методическом подходе при расчетах основных технологических элементов, конструкции подводных откосов с учетом потерь грунта при различных ветро-волновых воздействиях. Намыв прибрежных площадей на основе опыта гидромеханизированных работ рассмотрен для условий неукрепленных откосов и ограждающих защитных дамб обвалования.

Список литературы

1. ВСН 385–88. Проектирование и устройство намывных оснований под гражданское и промышленное строительство / Минмонтажспецстрой.
2. Каминская В. И. Оптимизация проектных и производственных решений намыва сооружений // Гидромеханизация. — М.: МГУ, 2000. Вып. 2.
3. Кожневиков Н. Н. О приборах технического контроля работы земснарядов // Гидротехническое строительство. 1999. № 7.
4. W. F. Van iMpe, R. D. VeRAsteGui FLoRes, University of Ghent, BeLgium, 2007.

Гидрогеомеханический мониторинг намывных сооружений горных предприятий

Гальперин А. М., доктор техн. наук,

Панфилов А. Ю., Пуневский С. А., кандидаты техн. наук,

Пелагеин И. В., инженер (Московский государственный горный университет)

Приводятся основные элементы гидрогеомеханического мониторинга намывных сооружений горных предприятий, методы обеспечения промышленной и экологической безопасности на этих объектах.

Ключевые слова: гидромеханический мониторинг, горные предприятия, намывные сооружения, гидроотвалы, хвостохранилища, дамбы.

В намывных сооружениях горных предприятий РФ — хвостохранилищах и гидроотвалах — размещено более 5 млрд. м³ отходов обогащения полезных ископаемых (хвостов) и около 1,5 млрд. м³ вскрышных пород — водонасыщенных техногенных отложений. Отрицательное воздействие гидроотвалов, хвостохранилищ, шламохранилищ на окружающую среду выражено в изменении природного ландшафта, в загрязнении воздушного бассейна, во влиянии на режим и характеристики подземных водоносных горизонтов, а также в возможных изменениях химического состава воды и воздуха в хвостохранилищах. Высокие гидроотвалы, как и земляные плотины ГЭС и водохранилищ, представляют собой объекты повышенной опасности. При ненадлежащем надзоре прорыв таких сооружений приводит к катастрофическим последствиям, часто с многочисленными человеческими жертвами, поэтому контроль над устойчивостью намывных сооружений является важнейшей задачей обеспечения безопасности, как в период строительства, так и в период эксплуатации.

Гидрогеомеханика — научное направление, в рамках которого с единых методологических позиций осуществляется “совместное и взаимоувязанное рассмотрение закономерностей механики грунтов и фильтрации подземных вод ... применительно к задачам гидрогеологии и инженерной геологии в рамках одной научной дисциплины”. Это научное направление создано профессорами В. А. Мироненко и В. М. Шестаковым [1].

Основные задачи гидрогеомеханического обоснования при возведении и использовании техногенных массивов намывных горнотехнических сооружений следующие:

оценка устойчивости ограждающих дамб гидросооружений;

прогноз уплотнения техногенных массивов и их оснований;

определение несущей способности техногенных массивов на различные моменты времени;

мониторинг техногенных массивов.

Отсутствие надежного гидрогеомеханического обоснования технологии формирования гидроотва-

лов и хвостохранилищ приводит к аварийным ситуациям, которые создают угрозу для жизни людей, приводят к заилению глинистыми или токсичными пульпами плодородных земель, к загрязнению поверхностных и подземных вод. Аварии на намывных горнотехнических сооружениях могут повлечь за собой техногенные катастрофы регионального уровня (Стебниковский ГХК, 1983 г.; Качканарский ГОК, 1999 г.; золотоперерабатывающее предприятие Байя-Маре, Румыния, 2000 г., и др.), которые можно предупредить при наличии надежной наблюдательной сети и соответствующих технических средств. В качестве основных элементов гидрогеомеханического мониторинга намывных сооружений рассматриваются:

систематические замеры порового давления с помощью стационарных датчиков и специальных зондов;

комплексное зондирование намывных массивов и оснований дамб (рис. 1);

определение деформаций ограждающих дамб и осадок внутренних зон заполненных гидроотвалов и хвостохранилищ;

внедрение автоматизированных систем контроля устойчивости ограждающих дамб.

Кафедрой геологии МГИ-МГГУ внедрены в практику мониторинга намывных горнотехнических сооружений систематические замеры порового давления с помощью стационарных датчиков и штанговых пьезодинамометров конструкции института “Гидропроект”, а после 1974 г. — специальных комбинированных зондов [2]. В последние 20 лет на гидроотвалах разрезов Кузбасса крупномасштабные работы по обоснованию параметров ограждающих дамб и отвальных насыпей на намывных основаниях выполнялись лабораторией гидрогеологии ВНИМИ и НПФ “Карбон” [3].

В целях обеспечения промышленной и экологической безопасности намывных горнотехнических сооружений в МГИ-МГГУ проводились работы по следующим основным направлениям [2, 3]:

инженерно-геологическая схематизация, обоснование методов исследования вещественного состава, прочностных и деформационных характери-



Рис. 1. Станция СПК-Т на полевых работах 2007 г. (гидроотвал “Берёзовый Лог”)

стик техногенных отложений, изменяющихся во времени и в пространстве;

разработка расчетных схем уплотнения намывных массивов, учитывающих инженерно-геологические свойства техногенных отложений и грунтов оснований, этапы формирования гидросооружений и направления дальнейшего использования их территорий;

совершенствование технических средств и методов определения механических свойств техногенных отложений в массиве;

инженерно-геологическое районирование, предусматривающее выделение в намывном массиве однородных по гранулометрическому и минеральному составу участков и оценку их уплотняемости и несущей способности;

изыскание новых способов ускорения процесса консолидации тонкодисперсных намывных отложений;

определение рациональной конструкции дамб гидросооружений;

установление рациональной формы техногенного рельефа намывных территорий с учетом остаточных осадков;

контроль за состоянием возводимых объектов, включающий стационарные и мобильные устройства, наземную и аэрофотограмметрическую съемку для систематической оценки устойчивости дамб, степени уплотнения и несущей способности внутренних зон намывных сооружений.

Натурные измерения порового давления и осадков позволили уточнить параметры нелинейной консолидации намывных грунтов с учетом реальных условий массива гидроотвала.

Комплекс показателей, полученных при полевых и лабораторных исследованиях техногенных отложений, позволяет выполнить инженерно-гео-

логическое районирование намывных территорий. Материалы районирования, наряду с инженерно-геологическими картами и разрезами, включают также для различных по мощности и составу зон намывного массива таблицы значений во времени осадков и допустимых внешних нагрузок на намывное основание. Инженерно-геологическое районирование (рис. 2) выполняется для решения следующих основных практических задач: повышения вместимости сооружения при гидравлической укладке складированных материалов, формирования на территории заполненного гидроотвала “сухих” отвалов, рекультивации намывных территорий.

На основании материалов инженерно-геологического районирования крупнейшего гидроотвала “Березовый Лог” Лебединского ГОКа КМА Московским государственным горным университетом (МГГУ) совместно с трестом “Энергогидромеханизация” в 1975 – 1987 гг. разработана и внедрена технология формирования намывного массива, предусматривающая расчленение толщи водонасыщенных тонкодисперсных отложений системой гидравлически связанных дренажных элементов (призмы, линзы и подушки), создаваемых с помощью основного технологического оборудования гидромеханизации [2]. Общий объем намытых в 1975 – 1987 гг. на гидроотвале “Березовый Лог” фильтрующих материалов (пески, золошлаки ТЭЦ, отходы рудообогатения) с применением основного технологического оборудования для безэстакадного намыва составил около 18 млн. м³. Оси дренажных и отсечных призм (разделяющих ядерную зону соответственно на секции и карты) приурочены к границам инженерно-геологических участков и подучастков. Прогноз и контроль уплотнения тонкодисперсных отложений в пределах различных участков ядерной зоны с учетом влияния дренирующих элементов позволили выполнить корректировку объема гидроотвала и обосновать повышение его общей емкости (вместимости), а также сокращение расходов на подпитку свежей водой землесосных установок за счет ускорения водооборота. При этом достигнут значительный экономический и природоохранный эффект за счет экономии водных ресурсов, повышения вместимости сооружения с 209 млн. м³ до 250 млн. м³ и ускоренной подготовки намывной территории для последующего использования.

Для заполненного гидроотвала “Лог Шамаровский” (площадь 220 га, объем уложенных пород 21 млн. м³) Михайловского ГОКа КМА данные инженерно-геологического районирования позволили выполнить комплекс рекультивационных работ с учетом зональности намывной территории.

В МГИ-МГГУ разработаны и внедрены новые способы и средства зондирования техногенных массивов и дистанционного контроля их состояния. Большое распространение на гидроотвалах полу-

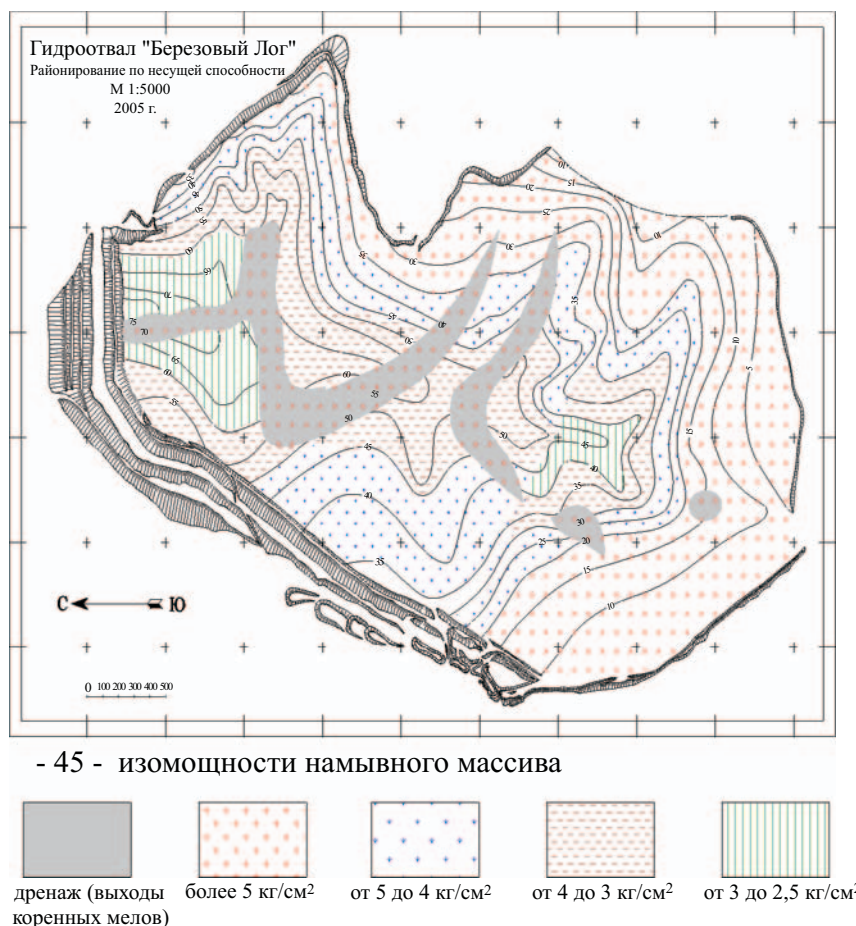


Рис. 2. Карта районирования территории гидроотвала "Березовый Лог" по несущей способности

чил метод вращательного среза, который для части ядерных зон применяют с непосредственным за давлением крыльчатого зонда (без бурения скважин). Совместно с ДИГЭС разработан ряд внедренных на объектах КМА и Кузбасса модификаций комбинированных зондов для определения прочностных свойств и величины порового давления, защищенных патентами РФ. Для контроля за состоянием труднодоступных зон гидроотвалов и хвостохранилищ предложен способ дистанционного определения несущей способности намывного массива по данным аэрофотограмметрической съемки, в соответствии с которым допустимая нагрузка определяется в зависимости от относительной осадки массива $\Delta h/h$.

С целью предупреждения эрозионных процессов на восстанавливаемых (рекультивируемых) намывных территориях данные мониторинга осадок техногенных массивов используются для прогнозных расчетов остаточных осадков, которые учитываются при формировании слабовыпуклого (обеспечивающего сток дождевых и талых вод) техногенного рельефа и определении положения и глубины сети дренажных каналов.

Необходимость исследования состояния, состава и физико-механических свойств горных пород возникает при решении многих инженерно-геоло-

гических задач, геоэкологических исследованиях, изучении различных видов загрязнений геологической среды, изучении свойств техногенных отложений, радиоэкологических исследованиях и др.

Отечественная пенетрационно-каротажная станция, разработанная ВСЕГИНГЕО и СКБ "Геотехника", представляет собой вдавливающее устройство на транспортной базе высокой проходимости и аппаратный комплекс, состоящий из измерительного зонда, приемопередающего устройства и полевого вычислительного комплекса [5]. За рубежом статическое зондирование выполняется установками "Гоуда" (Голландия), "Фугро" (Норвегия), "Боррос" (Швеция), "Геомил" (Финляндия — Швеция), "Ван-ден-Берг" (Голландия — США), "Пагани" (Италия) и др. Однако стоимость этих установок существенно превышает стоимость российского оборудования при близких технических данных.

На объектах ЛГОКа и СГОКа работала установка СПК-Т со сцинтилляционным детектором гамма-каротажа, определяющим естественный радиоактивный фон. С использованием станции СПК-Т проведено зондирование естественных оснований хвостохранилищ Лебединского и Стойленского ГОКов КМА, намывного массива гидроотвала "Бере-

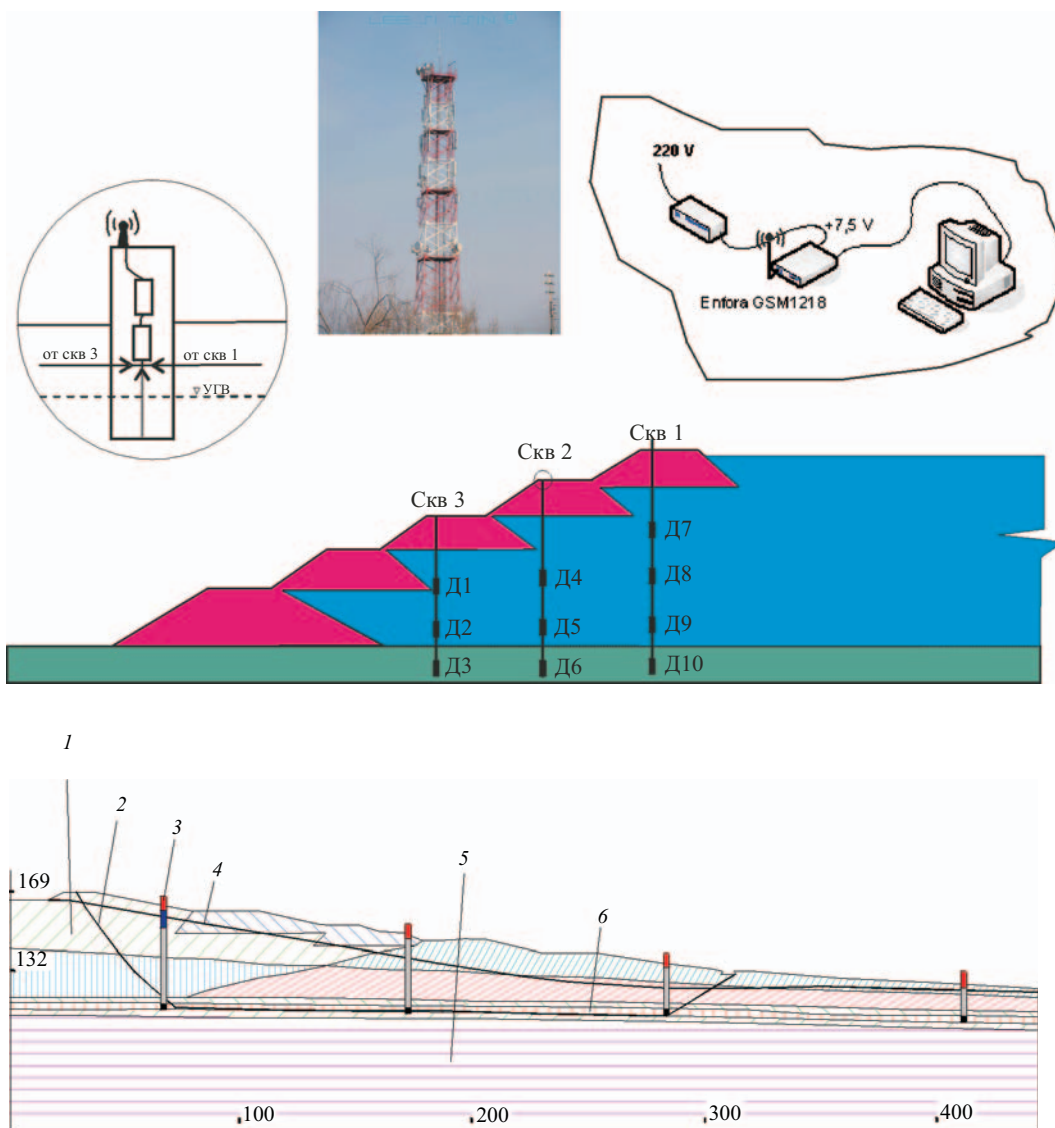


Рис. 3. Принципиальная схема удаленного контроля устойчивости дамб:

1 — дамба; 2 — кривая скольжения; 3 — оголовок с заложенным скважинным комплектом; 4 — депрессионная кривая; 5 — основание дамбы; 6 — слабый слой основания

зовый Лог” (рис. 1) и насыпного массива мелового отвала Стойленского ГОКа.

Обобщение результатов лабораторных и полевых испытаний техногенных и естественных отложений позволило получить надежные характеристики сопротивления сдвигу и оценить устойчивость откосных сооружений и несущую способность слабых оснований. На рис. 2 дана карта районирования территории гидроотвала “Березовый Лог” по несущей способности намывного массива глинисто-меловых пород. С использованием материалов районирования разработаны предложения о поэтапном размещении на намывном основании “сухой” вскрыши в общем объеме более 100 млн. м³, что обеспечит достижение значительного экономического эффекта за счет сокращения дальности транспортирования и исключения дополнительного нарушения плодородных земель.

Применительно к задачам горнотехнической практики для оценки устойчивости обводненных откосов чл.-корр. РАН В. А. Мироненко предложен принцип сведения объемных гидродинамических сил к эквивалентным контурным, благодаря которому силовое воздействие подземных вод учитывается наиболее просто — через значения пьезометрической высоты по контуру оползающего блока [1]. Этот эффективный расчетный прием широко используется также при оценке устойчивости откосных сооружений гидроотвалов и хвостохранилищ.

Состояние откосных сооружений эффективно контролируется комплексным зондированием приоткосных зон и данными стационарных датчиков-пьезодинамометров, заложённых по расчетным профилям в теле и основании дамбы на различных этапах формирования намывного массива. Датчики позволяют измерять давление воды в раздельнозернистых и глинистых (тонкодисперсных) отложениях.

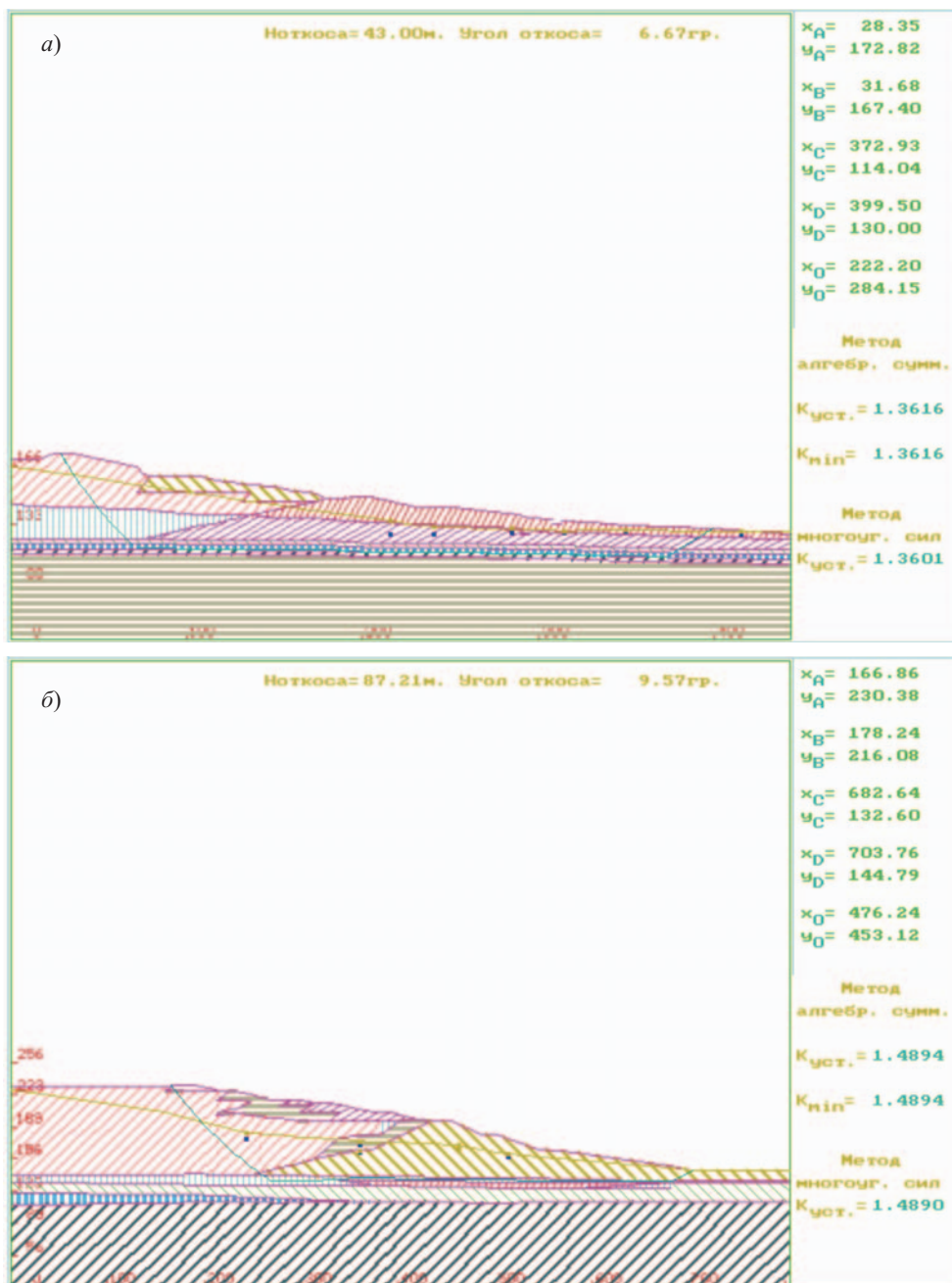


Рис. 4. Результаты расчетов устойчивости головных дамб хвостохранилищ Лебединского (а) и Стойленского (б) ГОКов с использованием данных оперативного контроля

ях, тогда как традиционные пьезометры предназначены для определения высоты водяного столба лишь в раздельнозернистых породах. Текущий коэффициент запаса устойчивости дамб определяют в зависимости от площади эпюры давления воды путем снятия с пьезодинамометров показаний, приводимых к вероятной поверхности скольжения.

В настоящее время получили большое распространение устройства контроля и управления удаленных объектов через сотовую связь стандарта GSM в нескольких режимах (GPRS, SMS и т.д.). Устройство для удаленного контроля состояния намывных плотин, в которых установлены струнные датчики давления воды системы ДИГЭС разработано во ВНИМИ и НПФ “Карбон” (г. Санкт-Петербург).

Скважинный автоматический периодомер САП-1М/GSM предназначен для измерения в автоматическом режиме периодов колебаний струнных датчиков давления типа ПДС, для накопления результатов измерения в энергонезависимой памяти и передачи данных по сотовой GSM сети в компьютер [6]. Принцип измерения заключается в подаче короткого высоковольтного импульса на обмотку возбуждения датчика и измерении периода свободных затухающих колебаний, наводимых струной датчика в обмотке, после снятия импульса возбуждения. Период колебаний зависит от внешнего давления на мембрану датчика. На рис. 3 представлена принципиальная схема контроля устойчивости дамб намывных сооружений с использованием ре-

зультатов дистанционных замеров порового давления. При достижении критических значений давления воды предусматривается подача аварийного сигнала на приемное устройство.

К настоящему времени описанная автоматизированная система контроля внедрена на гидроотвале № 3 разреза “Кедровский” для контроля безопасности при гидромеханизированной выемке намывного массива, на гидроотвалах разрезов “Талдинский”, “Бачатский”, “Краснобродский”, “Черниговский” (Кузбасс), на головных дамбах хвостохранилищ Лебединского и Стойленского ГОКов (КМА).

Расчеты устойчивости дамбы производятся с использованием программного обеспечения, позволяющего оценивать устойчивость откосных сооружений методом алгебраического суммирования и многоугольника сил.

На рис. 4 даны результаты расчета устойчивости головных дамб хвостохранилищ Лебединского ГОКа (а) и Стойленского ГОКа (б) с использованием данных оперативного контроля в марте 2010 г.

Результаты удаленного контроля устойчивости головной дамбы хвостохранилища Лебединского ГОКа использованы при гидрогеомеханическом обосновании наращивания головной дамбы до отм. 242 м (на 10 м сверх предусмотренной действующим проектом). Предварительная оценка устойчивости ограждающих дамб при наращивании хвостохранилища выше отм. 232 м предусматривала: наращивание головной дамбы до отм. 242 м без усиления низового откоса, наращивание ограждающей дамбы на северо-западном и северном участках дамбы с использованием скальной вскрыши и окисленных железистых кварцитов, наращивание дамбы гидроотвала “Балка Безымянная” (отсек 7) с частичным использованием скальной вскрыши. Усиление низового откоса головной дамбы путем отсыпки скальной вскрыши связано с серьезными

затруднениями из-за наличия концентратопровода, перекрытие которого недопустимо. Ранее при проектировании хвостохранилища не были рассмотрены варианты использования в качестве материала дамб скальной вскрыши и не учтен опыт возведения гидроотвалов и хвостохранилищ в Кузбассе и Кривбассе. Установлена возможность повышения вместимости хвостохранилища на 365 млн. м³, в том числе 273 млн. м³ хвостов и 92 млн. м³ гидровскрыши (гидроотвал располагается в одном из отсеков хвостохранилища).

Выводы

Рассмотренные методы мониторинга позволяют оперативно получать информацию о состоянии намывного массива и откосных сооружений, на основании которой с высокой степенью вероятности возможно прогнозировать состояние гидроотвалов и хвостохранилищ, оценивать степень их воздействия на окружающую среду и принимать действенные решения по использованию намывных сооружений и снижению вредного влияния объекта на экологическую обстановку в регионе.

Список литературы

1. Мироненко В. А., Шестаков В. М. Основы гидрогеомеханики. — М.: Недра, 1974.
2. Гальперин А. М., Дьячков Ю. Н. Гидромеханизированные природоохранные технологии. — М.: Недра, 1993.
3. Гальперин А. М. Геомеханика открытых горных работ. — М.: МГТУ, 2003.
4. Кутепов Ю. И., Кутепова Н. А. Изучение порового давления в намывных массивах // Геоэкология. 2006. № 2.
5. Круподеров В. С., Титянин В. А. Пенетрационный картаж при инженерно-геологических исследованиях / МГТУ, ГИАБ. 2007. № 1.
6. Кутепов Ю. И., Кутепова Н. А., Мильман Г. Л. Методика и технические средства гидрогеомеханического мониторинга безопасности промышленных гидротехнических сооружений // Инженерные изыскания. 2009. Май.

Отклик на статью “Гидрогеомеханический мониторинг намывных сооружений горных предприятий”

Гидроотвалы ГОКов и угольных ТЭС, как и земляные плотины ТЭС и водохранилищ, представляют собой объекты повышенной опасности, поэтому контроль над устойчивостью намывных гидротехнических сооружений является важнейшей задачей обеспечения безопасности и в период строительства и в период эксплуатации.

Приводимая ниже статья о стационарном и дистанционном мониторинге земляных намывных сооружений горных предприятий по аналогии может быть использована для контроля состояния земляных плотин ТЭС на Волге, Днепре и других реках. Такой мониторинг земляных плотин на гидроэлектростанциях тем более актуален, что в связи с глобальным потеплением наблюдаются катастрофически высокие весенние паводки, ежегодно приводящие к затоплению обширных районов и создающие потенциальную опасность сохранности плотин.

*Масляков Г. М., Кожевников Н. Н., инженеры, заслуженные гидроэнергетики,
Липский И. В., кандидат техн. наук*

Обоснование конструкции низовой и водосливной граней бетонной плотины, эксплуатируемой в суровых климатических условиях

Волинчиков А. Н., кандидат техн. наук,

Мгалобелов Ю. Б., доктор техн. наук,

Дейнеко А. В., кандидат техн. наук (ОАО “Институт Гидропроект”)

Проанализированы особенности напряженно-деформированного состояния и сезонного температурного раскрытия швов на низовой грани бетонной плотины в суровых климатических условиях. Проведена оценка ширины раскрытия швов в зависимости от количества арматуры и расстояния между швами. Рассмотрены особенности армирования низовой грани плотины в зависимости от ее функционального назначения: низовая грань глухой секции, ступенчатая водосливная грань, места примыкания железобетонных конструкций. Предложена схема армирования ступенчатой водосливной грани для минимизации температурных напряжений благодаря свободе деформирования бетона между строительными швами.

Ключевые слова: напряженно-деформированное состояние, температурное воздействие, температурные напряжения, сезонное температурное раскрытие швов, армирование, гидротехнические сооружения в суровых климатических условиях.

Особенностью эксплуатации гидротехнических сооружений в суровых климатических условиях является значительные колебания температур наружного воздуха. Например, в таких условиях сооружается по проекту института “Гидропроект” Богучанская ГЭС на р. Ангаре (Красноярский край) [1].

Необходимость учета температурных воздействий при обосновании надежности и безопасности гидротехнических сооружений установлена в строительных нормах. Согласно классификации [2, 3] температурные воздействия строительного и эксплуатационного периодов, определяемые для года со средней амплитудой колебания среднемесячных температур наружного воздуха, относятся к временным длительным воздействиям. Температурные воздействия года с наибольшей амплитудой колебания среднемесячных температур воздуха относятся к особым воздействиям.

Распределение температур в бетонной плотине в январе, полученное из решения нестационарной задачи теплопроводности методом конечных элементов, представлено на рис. 1. Механизм температурного воздействия на напряженно-деформированное состояние (НДС) массивной плотины заключается в возникновении температурного перепада между центральной зоной плотины (где амплитуда сезонных колебаний температуры незначительна) и поверхностью плотины (гранями) на контакте с наружным воздухом (где амплитуда колебаний температуры максимальна). Стремлению охлажденного бетона у поверхности плотины сократиться в объеме препятствует присутствие более теплого ядра плотины, в результате чего происходит растяжение охлажденных поверхностных слоев бетона относительно более теплых внутренних слоев. На гранях плотины развиваются растягивающие напряжения и, если они превосходят прочность бетона на растяжение, раскрываются строительные швы или образуются трещины.

Термонапряженное состояние бетона переменное в течение года: зимой грани плотины, контактирующие с наружным воздухом, растянуты, летом, наоборот, сжаты.

Для условий строящейся Богучанской ГЭС при среднегодовой температуре минус 3,2 °С амплитуда сезонного колебания среднемесячных температур воздуха составляет 47 °С для года со средней амплитудой колебаний температур и 57 °С для года с максимальной амплитудой колебаний температур. Как видно на рис. 1, в ядре плотины температура бетона близка к среднегодовой. Температурный перепад между ядром плотины и низовой гранью в январе составляет порядка 25 °С.

В современной практике проектирования обоснование надежности и безопасности конструкций и сооружений ведется на основе применения главным образом численных методов механики сплошной среды, на это указывают нормативные документы [2]. Полученные в результате решения задачи теплопроводности температурные перепады учитываются в качестве температурного воздействия, наряду с прочими нагрузками и воздействиями (статическими, сейсмическими, динамическими), в математической модели системы “гидротехническое сооружение — основание”. НДС сооружения для заданных сочетаний нагрузок и воздействий рассчитывается методом конечных элементов. Массивный бетон плотины в расчетах моделируется объемными конечными элементами типа “SOLID” в форме тетраэдров или гексаэдров, для которых задается эффективный конструкционный модуль деформации бетона, определяемый по методике [4].

Расчеты НДС на указанное выше температурное воздействие в предположении сплошности бетона показывают, что у низовой грани плотины возникают большие растягивающие напряжения в бетоне как в вертикальном, так и в горизонтальном направлении. Стремление обеспечить прочность низовой грани плотины, задаваясь допустимой ши-

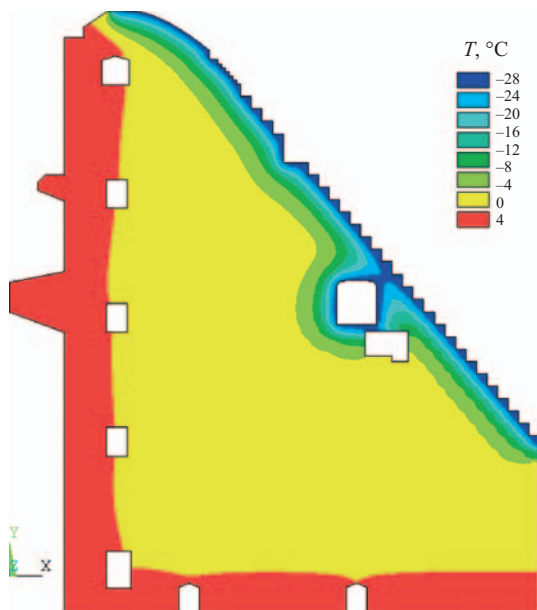


Рис. 1. Распределение температур в бетонной плотине (водосливной пролет) в январе в год со средней амплитудой колебаний среднемесячных температур

риной раскрытия трещин до 0,3 мм, приводит к необходимости ее огромного армирования — до 100 – 200 см²/м², как показано на рис. 2, или приведения к арматурной сетке по грани — порядка 100 – 150 см²/пог. м. Распределение площадей арматуры на рис. 2 получено исходя из напряженного состояния бетона и показывает требуемую площадь арматуры на площадке 1 м², ориентированной перпендикулярно направлению армирования. Очевидно, что законструировать армирование низовой грани по полученным результатам практически невозможно.

При проектировании Братской, Усть-Илимской и других гидроэлектростанций, эксплуатируемых в суровых климатических условиях, температурное воздействие непосредственно в расчетах НДС бетонных сооружений не учитывалось (по причине меньших вычислительных возможностей ЭВМ и соответствующих расчетных программ для математического моделирования). Следовательно, армирование такого высокого уровня, как на рис. 2, не проектировалось. Учет температурного воздействия сводился к рекомендациям по конструктивному, значительно меньшему армированию.

Опыт эксплуатации гидротехнических сооружений, построенных в суровых климатических условиях, положительный. Из этого следует вывод, что запроектированное и установленное конструктивное армирование достаточно для обеспечения надежной и безопасной работы сооружений и нет необходимости воспринимать значительные растягивающие напряжения и обеспечивать ширину раскрытия трещин до 0,3 мм с помощью силовой арматуры, представленной на рис. 2.

В действительности массивный бетон плотины не является сплошной средой, а рассечен швами бе-

тонирования в горизонтальном и вертикальном направлениях. Следует ожидать, что в условиях сурового климата степень уменьшения эффективного модуля деформации бетона, определенного по методике [4], за счет швов окажется больше.

Раскрытие швов дает свободу деформирования фрагментам массивного бетона, и растягивающие напряжения значительно уменьшаются по сравнению со сплошной неразрывной средой. Соответственно, чем меньше расстояние между раскрывающимися швами, тем меньше будут растягивающие напряжения в бетоне и ширина раскрытия швов, а также меньшие напряжения будут передаваться на арматуру.

В расчетах на температурное воздействие учитывается предельная растяжимость бетона, до достижения которой трещинообразование не развивается, а бетон воспринимает определенный уровень растягивающих напряжений [3].

Необходимо отметить, что сталь и бетон имеют одинаковый коэффициент температурного расширения. Когда температурные деформации превышают предельную растяжимость бетона, предотвратить трещинообразование в железобетоне за счет армирования невозможно. Задача армирования состоит в ограничении величины раскрытия трещин и в исключении появления крупных трещин.

Учитывая в расчете деформативность железобетона с помощью эффективного конструкционного модуля деформации бетона E_{bd} [3], если $\alpha\Delta T > \varepsilon_{lim}$, температурные напряжения в бетоне, подвергнувшись трещинообразованию, будут находиться в интервале от нуля до прочности бетона на растяжение. Напряжения в арматуре в этом случае будут определяться следующим образом:

$$\sigma_s = (\alpha\Delta T - \varepsilon_{lim})E_{bd} \frac{A_b}{A_s},$$

где α — коэффициент линейного расширения бетона; ΔT — температурный перепад; ε_{lim} — предельная растяжимость бетона; E_{bd} — эффективный конструкционный модуль деформации бетона [3]; A_b — площадь бетонного сечения, в расчете массивного бетона удобно принимать единичную площадь [1 × 1 м]; A_s — площадь арматуры в сечении площадью A_b .

При соотношении модулей упругости арматуры $E_s/E_{bd} > 10$ можно полагать, что напряжения в арматуре при раскрытии трещин в бетоне достигнут нормативного сопротивления растяжению арматуры.

Полагая, что деформация конструкции выше предельной растяжимости бетона выражается в раскрытии швов, задаваясь площадями арматуры и шагом швов можно оценить величину их температурного раскрытия. Результаты расчета при расчетном температурном перепаде и характеристиках

железобетона для условий Богучанской ГЭС приведены в таблице.

Для анализа НДС плотины в условиях трехмерной работы с учетом различных вариантов строительных швов выполнены расчеты НДС с моделированием системы горизонтальных и вертикальных швов в нижней части плотины. Получено значительное снижение растягивающих напряжений и требуемого армирования при шаге горизонтальных швов 1,5 м, что видно на рис. 3 в нижней части ступенчатой водосливной грани. В верхней части плотины, где швы не моделировались, характер расчетного армирования совпадает с рис. 2.

Сопоставление рис. 2 и 3 позволяет сделать вывод, что конфигурация низовой грани (гладкая для глухой секции, ступенчатая для водосливной секции) не оказывает заметного влияния на характер термонапряженного состояния плотины в целом.

Анализ работы бетона низовой грани гравитационной плотины в условиях температурного трещинообразования показывает, что армирование обычно выполняет только одну функцию — ограничивает ширину раскрытия строительных швов. Если армирования не будет совсем, то трещинообразование (шаг трещин и ширина их раскрытия) достигнет такого уровня, что растягивающие напряжения в бетоне снизятся до уровня прочности бетона на растяжения, и трещинообразование стабилизируется.

Для НДС плотины важно, что, благодаря теплофизическим свойствам бетона, температурный градиент по мере удаления от грани быстро уменьшается и температурное воздействие гаснет на глубине нескольких метров. Как показали исследования, в условиях Богучанской ГЭС при отсутствии армирования граней горизонтальные строительные швы раскрываются на глубину порядка 3 – 4 м и не оказывают существенного влияния на общее НДС и устойчивость плотины и основания, в том числе в районе верховой грани.

Рассмотрим особенности армирования низовой грани бетонной плотины, связанные с учетом температурного воздействия, в зависимости от функционального использования низовой грани.

Низовая грань глухой секции массивной бетонной плотины. Армирование требуется только из конструктивных соображений для обеспечения сохранности низовой грани и обеспечения устойчивости и прочности тела плотины при раскрытии швов. Ширину раскрытия строительных швов можно оценить по приведенной таблице. При обычном фоне конструктивного армирования ширина раскрытия швов будет выше требуемой по СНиП (порядка 0,25 – 0,30 мм). Однако раскрытие швов не повлияет на надежность и безопасность плотины, поскольку арматура низовой грани не имеет силового назначения, а раскрытие швов носит временный характер и происходит в наиболее холодную

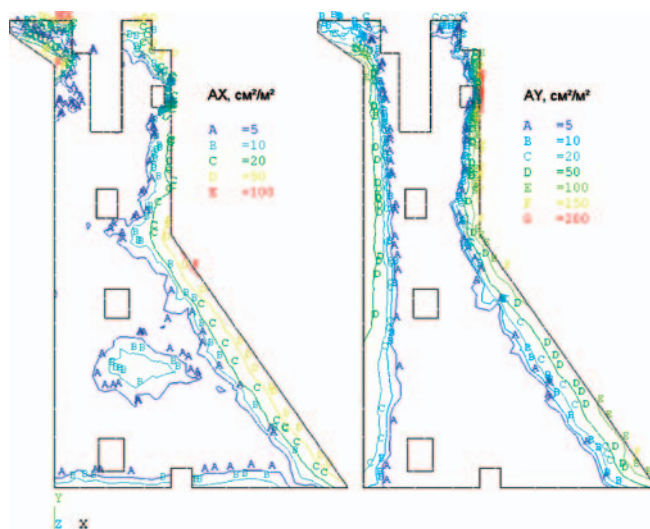


Рис. 2. Глухая секция бетонной плотины. Требуемая площадь горизонтальной и вертикальной арматуры, полученная в предположении сплошности бетона

зиму, когда коррозионная активность минимальна. Поэтому для низовой грани глухой плотины представляется возможным рекомендовать (если значительное расчетное армирование вызвано только температурным воздействием) армировать бетон конструктивно, допуская тем самым более высокую (по сравнению с нормативной) ширину раскрытия трещин в холодное зимнее время. Более мощное армирование не повысит надежность и безопасность плотины.

Ступенчатая водосливная грань плотины. Величина раскрытия швов в этом случае более значима с точки зрения эксплуатации, поэтому представляется необходимым армировать водосливную грань по результатам расчета с учетом строительных швов (рис. 3). Наибольшее армирование низовой грани будет в направлении поперек потока, потому что по конструктивным причинам расстояние между горизонтальными строительными швами по вертикали меньше, чем между вертикальными швами по горизонтали.

Из рассмотренного выше механизма температурного воздействия на бетон следует, что при кон-

Оценка ширины температурного раскрытия строительных швов в зависимости от шага швов и величины армирования для условий Богучанской ГЭС

Площадь арматуры, см ² /м ²	Раскрытие швов, мм, при шаге швов, м				
	30,0	15,0	7,5	3,0	1,0
0	6,00	3,00	1,50	0,60	0,20
25	5,03	2,51	1,26	0,50	0,17
50	4,05	2,03	1,01	0,41	0,14
75	3,08	1,54	0,77	0,31	0,10
100	2,10	1,05	0,53	0,21	0,07

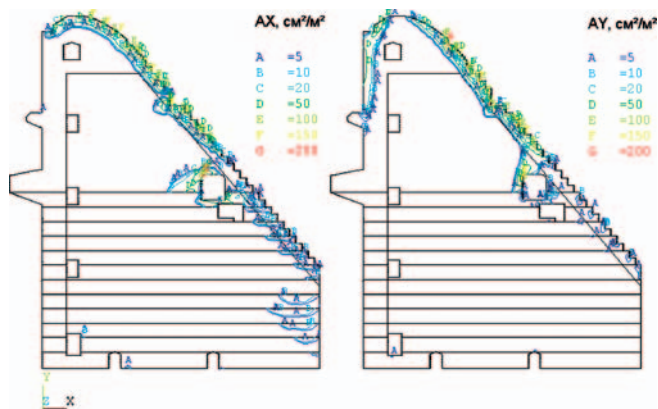


Рис. 3. Водосливной пролет бетонной плотины (столбы I – III). Требуемая площадь горизонтальной и вертикальной арматуры, полученная с учетом раскрытия строительных швов

струировании низовой грани (глухой или водосливной) массивной плотины, эксплуатируемой в суровых климатических условиях, целесообразно стремиться к уменьшению расстояния между швами всех типов во всех направлениях (вертикальные и горизонтальные блочные строительные швы, вилочные швы-надрезы, разрезка плотины на секции).

Необходимо обратить внимание на конструктивное оформление строительных швов. Наибольшую свободу деформирования бетонных блоков у низовой грани можно обеспечить (а следовательно, минимизировать напряжения в них), если отказаться от перепуска арматуры через строительные швы. Однако при частых швах это непросто с точки зрения производства работ, поэтому было решено рекомендовать такой прием только для водосливной грани, где обеспечение контролируемого трещинообразования наиболее важно. Предложенная принципиальная схема армирования изображена на рис. 4.

Армирование в местах примыкания железобетонных конструкций. Как показано выше, температурное воздействие оказывает большое влияние на НДС сооружения, создавая дополнительные усилия в определенных зонах конструкций. Вместе с тем известно, что интегральное силовое воздействие в произвольно проведенном сечении будет равно нулю. Температурное воздействие ведет к трещинообразованию, а любая трещина приводит к перераспределению напряжений в зоне своего действия, которое может носить локальный характер, а может привести к изменению характера самой конструкции, схемы ее статической работы, к разделению сплошной конструкции на части и т.п. Разрушение уже измененной конструкции происходит от статических усилий, например под действием силы тяжести. Поэтому для обеспечения надежности и безопасности конструкции важно исключить возможность изменения схемы статической работы конструкции при трещинообразовании.

Рассмотрим консоль под мостовой переход на низовой грани плотины. Армирование консоли при расчете ее как сплошной конструкции и при расче-

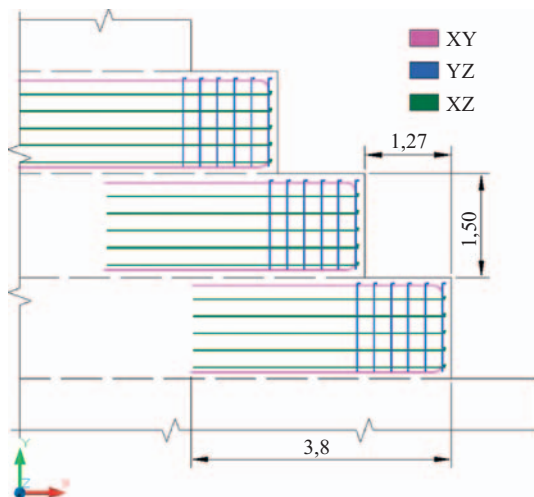


Рис. 4. Принципиальная схема армирования ступенчатой водосливной грани (вариант). Цветом обозначены каркасы, устанавливаемые в плоскостях XY, YZ, XZ

те с учетом раскрытия горизонтальных строительных швов, приуроченных к блочным швам массивного бетона низовой грани, представлено на рис. 5. Как видно из результатов расчетов, раскрытие швов приводит к перераспределению требуемого армирования, вследствие чего в консоли образуется несколько фрагментов с зонами растягивающих напряжений по верхней грани каждого из них.

Следует обратить внимание на арматуру AZ поперек консоли (рис. 5, в). Она вызвана температурной деформацией не самой консоли (в которой температурные перепады практически отсутствуют, поскольку консоль со всех сторон контактирует с воздухом), а деформациями в направлении Z (поперек потока) в заделке консоли, т.е. в низовой грани плотины. Консоль выступает как элемент жесткости, усиливающий сопротивление бетона низовой грани растягивающим напряжениям, которые, в свою очередь, инициируют растягивающие усилия в консоли.

Аналогичное напряженное состояние развивается на низовой грани плотины в вертикальном направлении, в котором консоль выступает как ребро жесткости для низовой грани; возникающие в консоли вертикальные растягивающие усилия требуют значительного вертикального армирования вдоль ее заделки (рис. 5, б).

Анализ рассмотренных случаев позволяет сформулировать следующие **рекомендации по конструированию низовой грани бетонной гравитационной плотины в суровых климатических условиях.**

1. Низовую грань глухой секций (если она не требует армирования из расчета на статические нагрузки) следует армировать конструктивно. В этом случае ориентировочное сезонное раскрытие горизонтальных и вертикальных блочных швов можно определить по приведенной таблице. Если расстояние между швами велико (свыше 1,5 – 3,0 м), воз-

можно образование трещин в пределах блока. Однако раскрытие швов и образование трещин не влияют на прочность и устойчивость системы “плотина — основание”.

2. Армирование водосливной грани следует проектировать по расчету с учетом фактической конфигурации швов всех типов и требуемого уровня раскрытия трещин. Как вариант рассматривается армирование низовой грани без перепуска арматуры между блоками.

3. Армирование низовой грани плотины на стыке с железобетонными конструкциями следует проектировать по расчету, исходя из сплошности бетона плотины в зоне заделки и железобетонной конструкции. При наличии соответствующих вычислительных возможностей следует определять армирование с учетом раскрытия строительных швов в плотине и железобетонной конструкции, и допустимого уровня раскрытия трещин. При этом схема статической работы железобетонной конструкции и плотины в зоне заделки не должна измениться.

Для всех случаев целесообразно сокращать шаг швов всех типов, ориентируясь на приведенную таблицу.

Необходимость учета температурного воздействия в расчетах НДС требует включения в математическую модель контактов типа бетон — бетон, учитывающих их раскрытие при температурном воздействии, что заметно повышает трудоемкость разработки математической модели и создает предпосылки для более активного внедрения перспективных технологий математического моделирования, таких как ускорение расчетов на графических процессорах, развитие интеграции расчетных программ с системами автоматизированного проектирования [5].

Неоднократно отмечалось [1, 5], что действующие СНиП [2 – 4] фактически устарели и не учитывают возможности и особенности (методика построения расчетных схем и т.п.) численных методов исследований НДС системы “гидротехническое сооружение — основание”. Хотя в нормативных документах и приводятся требования по расчетам сооружений в общем виде, но они разрабатывались на основе используемых в тот период расчетных методов строительной механики и сопротивления материалов. С середины 1980-х гг., со времени выхода СНиП, практика выполнения инженерных расчетов существенно изменилась. В последующих редакциях, в том числе в Стандартах предприятия, опубликованных под эгидой РАО “ЕЭС России”, разделы, касающиеся обоснования надежности и безопасности гидротехнических сооружений, по сути, заимствовались из СНиП практически без изменений. В связи с этим представляется полезным начать публикации разработанных в проектных и научно-исследовательских организа-

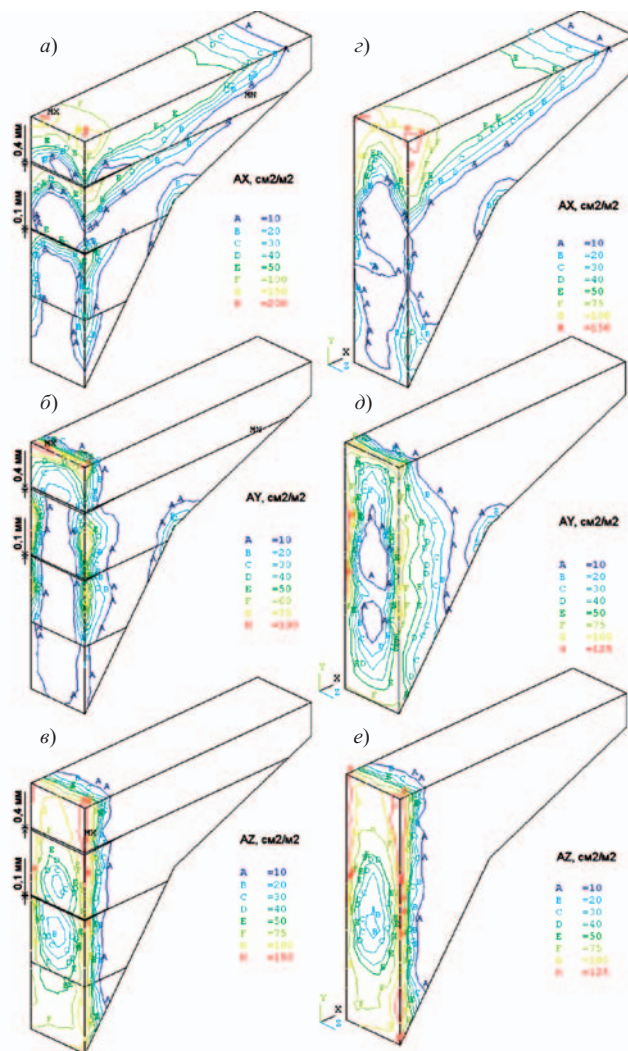


Рис. 5. Требуемая арматура в консоли мостового перехода: а, б, в — расчет с нарушением монолитности консоли горизонтальными швами; г, д, е — расчет сплошной конструкции

циях рекомендаций по проектным решениям и научному обоснованию надежности и безопасности гидротехнических сооружений, например, в формате пособий к СНиП. Это позволит аккумулировать и более эффективно использовать накопленный в России опыт в области проектирования и расчетов гидротехнических сооружений.

Список литературы

1. Волынчиков А. Н., Мгалобелов Ю. Б. // Всероссийское совещание по гидротехническим сооружениям. М., 2010.
2. СНиП 33-01-2003. Гидротехнические сооружения. Основные положения проектирования. М., 2004.
3. СНиП 2.06.08-87. Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений. М., 1987.
4. СНиП 2.06.06-85. Плотины бетонные и железобетонные. М., 1986.
5. Мгалобелов Ю. Б., Дейнеко А. В. Расчетное обоснование безопасности современных гидротехнических сооружений, особенности учета воздействий от технологического оборудования при землетрясении // Гидротехническое строительство. 2010. № 7.

Современные исследования материала ядра плотины Рогунской ГЭС

Арипов Н. Ф., кандидат техн. наук,
Киселев Н. П., инженер (ОАО “Институт Гидропроект”)

Основные исследования по грунтовым материалам плотины Рогунской ГЭС были выполнены в 1970 – 1980 гг. прошлого столетия ведущими организациями Советского Союза приборами собственных конструкций. Настоящая статья посвящена оценке с позиции современных требований пригодности суглинисто-щебенистых грунтов месторождения № 17 в качестве материала ядра Рогунской плотины, уточнению параметров прочности и деформируемости скелетно-глинистого грунта. Приводится анализ реального состава и состояния грунтов, заготовленных на складах из данного месторождения, а также результаты испытаний грунтов на современном автоматическом стабилометре фирмы “Wykeham Farrance” согласно Британскому стандарту и результаты определений эрозионной устойчивости в соответствии с рекомендациями ICOLD.

Ключевые слова: Рогунская ГЭС, ядро плотины, грунты, прочность, эрозионная устойчивость.

Возводимая в настоящее время Рогунская ГЭС в Таджикистане входит в состав Вахшского каскада, являясь его верхней ступенью. Согласно проекту, гидроэлектростанция приплотинного типа. Каменно-земляная плотина высотой 335 м из местных материалов после завершения строительства может стать самой высокой в мире.

Рогунская ГЭС расположена в зоне высокой сейсмичности, оползневых и селевых процессов. Под основанием плотины Ионахшский тектонический разлом, заполненный каменной солью.

Проект гидроэлектростанции был разработан среднеазиатским филиалом института “Гидропроект” при широком участии всех специализированных организаций Советского Союза. В 1974 г. Госстрой СССР утвердил технический проект Рогунской ГЭС. Подготовительный период строительства гидроэлектростанции был начат в 1976 г. В декабре 1987 г. состоялось перекрытие р. Вахш. После распада СССР строительство Рогунской ГЭС было законсервировано. В мае 1993 г. верхняя перемычка высотой 40 м была размита мощным паводковым потоком. Работы по достройке гидроэлектростанции возобновились в 2008 г.

В соответствии с проектом Средазгидропроекта конструкция плотины состоит из слабо-наклоненного ядра скелетно-глинистого материала, двухслойных переходных зон (за исключением верхового бьефа ниже УМО, где предусмотрена однослойная переходная зона) из песчано-гравелистого грунта и упорных призм из галечника с пригрузками откосов камнем. Общий объем тела плотины 71,1 млн. м³, из них галечника 39,5 млн. м³, камня 19,3 млн. м³, скелетно-глинистого грунта 7,9 млн. м³, переходных зон 4,4 млн. м³.

В процессе проектно-изыскательских работ с середины 60-х до начала 90-х гг. прошлого столе-

тия большое внимание уделялось изучению месторождений естественных строительных материалов, исследованиям состава и состояния грунтовых материалов. Были отработаны и рекомендованы технологии разработки, обогащения и укладки грунтов в тело плотины. Результаты многочисленных исследований Средазгидропроекта и ведущих организаций в области гидротехнического строительства, таких как ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева, НИС Гидропроекта, ВНИИВОДГЕО, МИСИ им. В. В. Куйбышева, ЛПИ им. М. И. Калинина и др., отражены в соответствующих технических отчетах за эти годы и уточнены при разработке проекта.

При изысканиях местных строительных материалов в районе возведения Рогунской ГЭС было выявлено наличие скелетно-глинистых грунтов, пригодных для строительства ядра плотины; был разведан ряд месторождений суглинка и щебенисто-суглинистой смеси. В техническом проекте в качестве основного материала ядра плотины был принят суглинисто-щебенистый грунт месторождения № 17. Месторождение расположено на левом берегу р. Вахш, в 1,5 км ниже участка гидроузла. В геоморфологическом отношении оно представляет собой конусы выносов, разделенные глубокими каньонообразными саями на три участка. Продуктивная толща представлена пролювиально-делювиальными образованиями. Зерновой состав грунтов месторождения № 17, полученный на основании инженерно-геологических изысканий, представлен диапазоном граничных кривых на рис. 1. Сопоставление зерновых составов грунтов месторождения № 17 и Сафедоб (Нурек) показало, что они довольно близки.

Целью исследований, предполагаемых к выполнению Центральной геотехнической лабораторией (ЦГЛ) ОАО “Институт Гидропроект” в 2009 –

2010 гг., было изучение современного состава и состояния грунтов месторождения № 17 и грунтов, отсыпанных за эти годы в кавальеры из данного месторождения (более 1 млн. м³), а также отработка производственных технологий разработки, обогащения и укладки суглинисто-щебенистых грунтов в тело плотины с учетом технических возможностей и квалификации работников подрядчика. Эти исследования должны были выявить реальные зерновые составы грунтов в теле плотины и оценить диапазон плотности их укладки, что позволяло, в свою очередь, выполнить серию прочностных, деформационных и фильтрационных исследований, максимально приближенных к натуре. Однако в силу различных обстоятельств выполнить опытно-полевые работы должного масштаба в 2009 г. не удалось. Первоначально было отобрано по две пробы грунта из месторождения № 17 и склада грунта. Пробы отбирались после зачистки поверхности на 0,3 – 0,5 м, вес каждой пробы был в пределах 350 – 800 кг (табл. 1). Анализ этих данных показал резкое снижение содержания мелкозема (< 5 мм) в

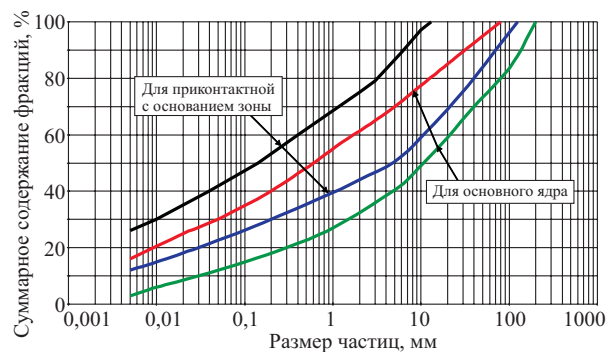


Рис. 1. Допустимые предельные кривые зернового состава материалов водопора

грунтах относительно ранее выполненных определений по месторождению (рис. 2). Учитывая, что содержание мелкозема для материала ядра плотины имеет принципиальное значение с позиции фильтрационно-суффозионной прочности грунта, были выполнены дополнительные исследования зернового состава. На пяти характерных участках склада грунта месторождения № 17 были вручную пройдены шурфы на глубину 5 м. Грунт с каждого ин-

Т а б л и ц а 1

Гранулометрический состав щебенисто-суглинистого грунта месторождения № 17 (контрольные определения ЦГЛ Гидропроекта)*

Фракции в мм	> 250	250 – 100	100 – 80	80 – 60	60 – 40	40 – 20	20 – 10	10 – 5	< 5
Проба № 1. Склад грунта. Общий вес пробы влажного грунта 350 кг, сухого грунта 346,3 кг. Влажность фракции < 5 мм — 6 %									
Вес фракций, кг	41,3	44,3	37,4	33,1	35,4	38,6	28,5	25,7	65,7
Содержание фракций, %	11,9	12,8	10,8	9,6	10,2	11,2	8,2	7,4	17,9
Общее содержание фракций, %	100	88,1	75,3	64,5	54,9	44,7	33,5	25,3	17,9
Проба № 2. Склад грунта. Общий вес пробы влажного грунта 484 кг, сухого грунта 479,8 кг. Влажность фракции < 5 мм — 5,5 %									
Вес фракций, кг	36,0	63,0	59,0	84	54,5	57,0	49,5	81,0	
Содержание фракций, %	7,5	13,1	12,3	17,5	11,4	11,9	10,3	16,0	
Общее содержание фракций, %	100	92,5	79,4	67,1	49,6	38,2	26,3	16,0	
Проба № 3. Глубина отбора 0,3 м. Карьер № 17. Общий вес пробы влажного грунта 812 кг, сухого грунта 803,2 кг. Влажность фракции < 5 мм — 4,6 %									
Вес фракций, кг	92,0	138,0	69,0	107,0	58,0	73,0	74,0	201,0	
Содержание фракций, %	11,4	17,2	8,6	13,3	7,2	9,1	9,2	24,0	
Общее содержание фракций, %	100	88,6	71,4	62,8	49,5	42,3	33,2	24,0	
Проба № 4. Глубина отбора 0,5 м. Карьер № 17. Общий вес пробы влажного грунта 824 кг, сухого грунта 810,9 кг. Влажность фракции < 5 мм — 5,9 %									
Вес фракций, кг	70,0	98,0	65,0	93,0	88,0	100,5	73,5	236,0	
Содержание фракций, %	8,6	12,1	8,0	11,5	10,8	12,4	9,1	27,5	
Общее содержание фракций, %	100	91,4	79,3	71,3	59,8	49,0	36,6	27,5	

* Определения выполнены сотрудниками КиЭ-3 Таджикской Республики под техническим руководством ЦГЛ Гидропроекта в июне 2009 г.

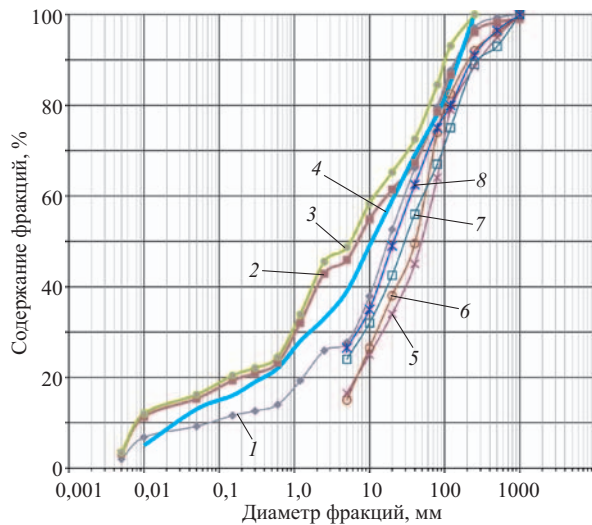


Рис. 2. График гранулометрического состава месторождения № 17 (щебенисто-суглинистый грунт): 1 – среднее значение до промывки по месторождению; 2 – среднее значение после промывки по месторождению; 3 – среднее значение отсева фракции > 200 мм; 4 – низова грань предельно допустимых кривых зернового состава материала водоупора; 5 – проба № 1; 6 – проба № 2; 7 – проба № 3; 8 – проба № 4

тервала в 1 м был исследован на гранулометрический состав и влажность. Осредненные данные по каждому шурфу и в целом по складу грунта приведены в табл. 2. Результаты исследований показали, что среднее содержание фракций менее 5 мм в трех шурфах из пяти составляет меньше допустимых 40 %. Хотя и существует вероятность некоторого увеличения содержания мелких фракций после промывки проб грунта, но это не гарантирует достаточную обеспеченность мелкозема.

Изучение фильтрационно-суффозионных свойств грунтов месторождения № 17 НИСом Гидропроект-

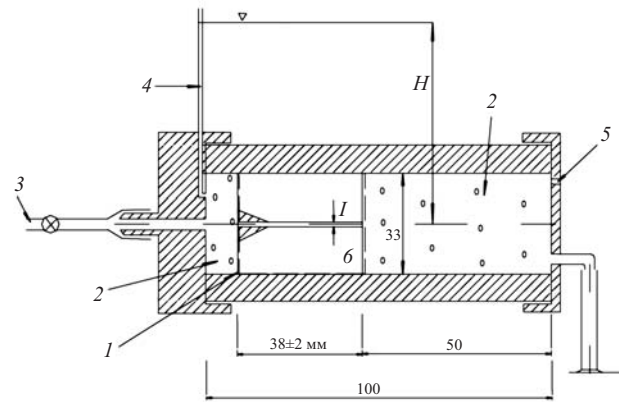


Рис. 3. Схема испытаний образца методом Пинхол-теста: 1 – сетчатый фильтр; 2 – гравийный фильтр; 3 – дистиллированная вода; 4 – стеклянная трубка; 5 – вентиляция; 6 – образец

та, ВНИИВВДГЕО, ЛПИ им. М. И. Калинина и НИО Средазгидропроекта на разномасштабных моделях в условиях нагружения образца до 6,0 МПа и градиентах напора до 100 показало, что при содержании мелкозема (фракций < 5 мм) не менее 40 – 45 % развитие внутренней суффозии не наблюдается. Такие грунты гарантированно несуффозионные, и их фильтрационные свойства будут зависеть только от начальной плотности грунта.

Согласно рекомендациям Международного комитета по большим плотинам в практике плотиностроения наряду с определением суффозионной прочности изучается эрозионная устойчивость грунтов, исследуется возможность размыва глинистого грунта по трещинам при трещинообразовании в материале ядра плотины. Лабораторные исследования эрозионной устойчивости суглинисто-щебенистых грунтов месторождения № 17 вы-

Т а б л и ц а 2

Шурф	Влажность фракции < 5,0 мм	Гранулометрический состав (мм), %													
		> 120	120 – 100	100 – 80	80 – 60	60 – 40	40 – 20	20 – 10	10 – 5	5 – 2	2 – 1	1 – 0,5	0,5 – 0,25	0,25 – 0,1	< 0,1
1	4,53	0,3	4,0	2,8	4,6	10,7	11,3	6,6	13,2	12,1	7,5	9,0	6,4	4,4	7,1
										46,5	34,4	26,9	17,9	11,5,^	
2	6,3	–	–	–	–	0,2	3,2	15,4	21,6	12,1	5,3	9,9	11,2	10,7	10,4
										59,6	57,5	42,2	32,3	21,1	
3	7,8	5,6	7,3	8,0	7,8	9,0	10,6	6,3	8,9	9,1	6,9	5,9	5,4	4,1	5,1
										36,5	27,4	20,5	14,6	9,2	
4	4,1	6,0	6,9	7,7	7,9	8,8	10,5	6,9	10,4	7,9	5,8	6,4	4,8	4,6	5,4
										34,9	27,0	21,2	14,8	10,0	
5	5,0	7,0	7,0	7,4	8,1	12,0	11,5	7,9	9,0	3,9	4,8	4,7	4,9	5,5	
									39,1	30,1	23,8	19,9	15,1	10,4	
В целом по складу грунта	5,54	3,8	5,2	5,3	5,9	8,4	9,8	7,6	11,7	9,9	6,6	7,5	6,2	5,2	6,9
										42,3	32,4	25,8	18,3	12,1	

полнялись в Центральной геотехнической лаборатории Гидропроекта в соответствии с Британским стандартом BS1377 part 5.1990 (Pinhole Dispersion Test). Исследования проводились двумя методами: Пинхол-тестом и Крамб-тестом. Для исследований были подготовлены и испытаны три образца с плотностью сухого грунта от 1,80 до 1,82 т/м³ при влажности 0,11 д. е.

Пинхол-тест. Исследования эрозионной устойчивости проводились на образцах нарушенного сложения. Образцы формировались цилиндрической формы диаметром 32 мм и высотой 38 мм. Затем образцы помещались в опытную обойму, внутренние стенки которой с целью предотвращения пристенной фильтрации покрывались слоем сили-

конового герметика. На рис. 3 приведена схема испытаний.

Устойчивость к возникновению эрозии оценивалась визуально по мутности прошедшей через центральное отверстие воды и ее количеству, а также по изменению диаметра центрального отверстия, который составлял перед началом испытания 1 мм. Результаты исследований приведены в табл. 3.

Грунты, согласно классификации, относятся к эрозионно-устойчивым.

Крамб-тест. Испытания проводились для образца грунта принятой модельной смеси путем наблюдения за поведением “комочков” грунта, помещенных в слабый раствор гидроксида натрия. По результатам испытаний можно заключить, что

Т а б л и ц а 3

Результаты исследований грунтов месторождения № 17 Пинхол-тестом

Но- мер опыта	$\rho_{дс}$, г/см ³ W, д. е.	Пинхол-тест						Примечание
		H, мм	Q, мл/с	прозрачность		D _{отв} , мм	классификация	
				сбоку	сверху			
1	1,82 0,106	50	0,43	Чистая	Чистая	<1,5 ND3	Недис- персион- ный	–
		180	1,3	Чистая	Чистая			–
		380	1,55	Чистая	Чистая			Опыт прекращен после 2 мин работы при H = 380 мм, так как происходит сильная фильтрация воды в зазор между приборами и штативом и в отверстие под краном. После опыта отверстие канала четкое, диаметр примерно 1,2 мм, немного размыт на выходе, слегка размыта поверхность грунта на входе
		1020						
2	1,81 0,106	50	0,54	Чистая	Чистая	≥1,5ND3	Недис- персион- ный	–
		180	0,96	Чистая	Чистая			–
		380	1,53	Чистая	Едва заметная мутность			На дне цилиндра небольшое количество мелких песчаных частиц
		1020	3,91	В начале опыта средняя мутность, затем прозрачная	В начале опыта мутная, в конце средняя мутность, небольшое количество вынесенных частиц			На входе небольшой размыв грунта у стены, отверстие примерно 1,5 мм. На входе грунт частично размыт, диаметр канала примерно 2 мм
3	1,80 0,113	50	0,6	Чистая	Чистая	≥1,5ND2	Недис- персион- ный	–
		180	1,15	Чистая	Чистая			–
		380	1,71	Чистая	Чистая			–
		1020	2,7	Чистая	Чуть заметная мутность			Опыт прекращен на первой минуте из-за сильной фильтрации воды в зазор между приборами и штативом и в отверстие над краном. На входе грунт немного размыт, отверстие примерно 1,5 мм, канал плохо просматривается

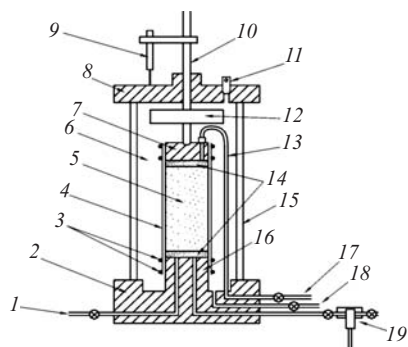


Рис. 4. Основные элементы трехосной камеры; 1 – система дренажа испытания образца; 2 – основание камеры; 3 – уплотнительные кольца; 4 – оболочка; 5 – образец грунта; 6 – деаэрированная вода; 7 – верхний штамп; 8 – крышка камеры; 9 – датчик линейного перемещения; 10 – шток; 11 – заглушка отверстия для выпуска воздуха; 12 – место расположения датчика осевой силы; 13 – дренажная линия из верхнего штампа; 14 – пористые диски; 15 – камера; 16 – нижний штамп; 17 – система обратного давления; 18 – система давления в камере; 19 – блок с датчиком порового давления

грунт модельной смеси эрозионно-устойчивый, степень реакции I (нет реакции) во всех случаях.

Оценивая результаты испытаний грунта на эрозионную устойчивость в целом, следует отметить, что при начальных значениях напора 50 мм ($I = 1,3$) и при возрастании напора до 180 ($I \geq 4,7$) и 380 мм ($I \geq 10$) в пробах стабильно отмечается чистая прозрачность воды, за исключением опыта № 1. Повы-

шение мутности и небольшой размыв грунта наблюдаются при максимальном напоре 1020 м ($I \geq 26,8$).

Эрозионная устойчивость супесчано-щебенистых грунтов ядра плотины Рогунской ГЭС классифицируется показателями ND2 – ND3, что позволяет их отнести к “недисперсным”, пригодным для устройства водопоров.

Исследования параметров прочности и деформируемости, выполненные в 1975 – 1980 гг. ВНИИ-ВОДГЕО, МИСИ, ВНИИГ, НИС Гидропроекта, были проведены в основном на мелкоземе грунта (< 5 мм) приборами собственных конструкций. Корректность результатов, полученных на этих приборах, с позиции современных требований нуждается в проверке, особенно ввиду возможного участия международных экспертов. С этой целью в апреле 2009 г. из месторождения № 17 была отобрана представительная проба суглинисто-щебенистого грунта с отсевом фракций крупнее 20 мм.

Испытания грунтов методом трехосного сжатия выполнялись на современном автоматическом стабилометре фирмы “Wykeham Farrance” согласно Британскому стандарту BS1377 на образцах диаметром 100 мм при начальной плотности $\rho_d = 1,81 - 1,85 \text{ т/м}^3$ с максимальным размером фракции 20 мм.

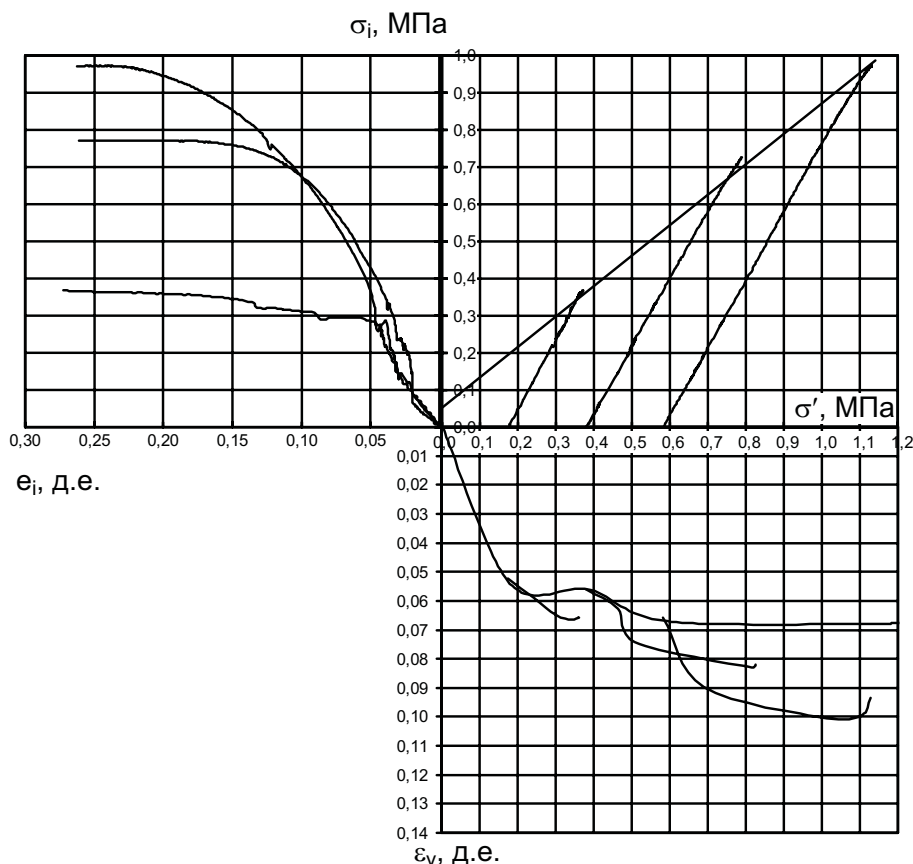


Рис. 5. Осредненный паспорт результатов пяти трехосных испытаний грунтов диаметром 100 мм

Автоматическая система для трехосных испытаний включает в себя несколько отдельных блоков, взаимодействующих друг с другом и находящихся под управлением ПК посредством цифровых интерфейсов при помощи программного обеспечения “GDSLAB” версии 2.0.2. Основные элементы трехосной камеры показаны на рис. 4.

Опыты проводились по консолидированно-дренированной схеме после водонасыщения, согласно которой вначале, на этапе обжатия, образец уплотняется всесторонним давлением, заданным по программе испытаний, до условной стабилизации объемной деформации при отжатии воды из образца. Затем на этапе нагружения производится приложение вертикальных нагрузок вплоть до разрушения образца или возникновения пластического течения. При отсутствии видимых признаков разрушения испытание прекращалось при относительной вертикальной деформации образца, равной 15 %. В процессе всего эксперимента происходила непрерывная регистрация данных в графическом и табличном видах.

Для оценки напряженно-деформированного состояния (НДС) плотины были обработаны данные пяти трехосных испытаний образцов грунта диаметром 100 мм. Учитывая, что общее содержание фракций менее 20 мм в реальном грунтовом материале месторождения № 17 после отсева фракций ≥ 200 мм составляет до 70 %, следует считать выполненные исследования ЦГЛ Гидропроекта представительными.

Графический осредненный паспорт результатов пяти трехосных испытаний грунтов (рис. 5) реко-

мендуется использовать при расчете НДС плотины Рогунской ГЭС. Согласно выполненным исследованиям прочность материала ядра плотины по Мизесу – Шлейхеру – Боткину выражается уравнением

$$\sigma_i^* = 0,052 + 0,82\sigma'_{cp}.$$

Определения на одноплоскостных сдвиговых приборах мелкозема грунта позволили получить следующие параметры прочности (по Мору): $\text{tg}\varphi = 0,67$ ($\varphi = 33^\circ$) при $C = 0,03$ МПа. Однако следует учесть, что все испытания выполнены при плотности сухого грунта $\rho_d = 1,81 - 1,85$ т/м³ при принятом в проекте значении плотности укладки материала ядра плотины $\rho_d \geq 2,00$ т/м³.

Выводы

1. Неоднородные суглинисто-щебенистые грунты месторождения № 17 в целом пригодны для отсыпки ядра плотины Рогунской ГЭС, однако требуют устройства промежуточных складов для выравнивания зерновых составов и влажности.

2. При содержании в материале не менее 40 % мелкозема грунты гарантированно несупфозионные, эрозионно-устойчивые и их фильтрационные свойства зависят от начальной плотности грунта.

3. Необходимы опытно-производственные исследования для рекомендации технологий разработки, обогащения и укладки суглинисто-щебенистых грунтов в тело Рогунской плотины.

Расчетные исследования железобетонных конструкций наплавных блоков, предназначенных для перекрытия створов без предварительной подготовки основания

Историк Б. Л., доктор техн. наук (ОАО «НИИЭС»),

Лисичкин С. Е., доктор техн. наук (ЗАО «ИЦСКТЭ»),

Олимпиев Д. Н., кандидат техн. наук,

Ксенофонтов В. К., Новиков С. П., инженеры (ОАО «НИИЭС»)

Статья посвящена актуальному вопросу обоснования проектных решений железобетонных конструкций наплавных блоков, применяемых в гидротехническом строительстве. Предложено расчетное обоснование по установке наплавных блоков на основание без его предварительной подготовки. При этом конструкция донной части наплавных блоков соответствует рельефу участка основания, на котором устанавливается наплавная конструкция. Предложение позволяет избежать трудоемкую и дорогостоящую подготовку основания (в виде подводного котлована). Расчетные исследования напряженно-деформированного состояния и прочности выполнены на основе пространственных конечно-элементных моделей в рамках вычислительного программного комплекса «ADINA2» применительно к наплавным блокам глухой части плотины, в том числе с учетом сейсмических воздействий.

Ключевые слова: железобетонные конструкции наплавных блоков, перекрытие створа, установка без предварительной подготовки основания.

Наплавной способ достаточно известен в практике строительства гидросооружений. Данным способом строились и строятся подводные туннели, доки, причальные стенки и маяки. В последнее время он широко используется при строительстве плавучих буровых платформ, устанавливаемых на больших глубинах. Для строительства основных гидросооружений, входящих в состав напорного фронта, наплавной способ впервые применялся при возведении Дельта — плана в Нидерландах и здания Кислогубской ПЭС. Позднее были выполнены наплавные фундаменты опор ВЛ, посредством которых пять 100-метровых опор перехода через Каховское водохранилище были доставлены по воде в начале 1977 г. и еще три 126-метровые опоры — в 1984 г. Следует упомянуть наплавные блоки водопропускных сооружений для защиты Ленинграда от наводнений, представляющие собой целостную конструкцию с пятью 24-метровыми пролётами, которые перекрыты смонтированными до начала перегона по воде временными заграждениями, опирающимися на бычки, а также основными сегментными затворами.

Параллельно с изготовлением в строительном доке наплавных блоков на участке основания, предусмотренном для их последующей установки, необходимо устраивать подводный котлован. Однако специальная подготовка подводного участка основания и установка на нём наплавного блока требуют значительных материально-технических затрат. Авторами статьи предлагается расчётное обоснование конструкции наплавного блока с посадкой его на основание без предварительной подготовки (если это позволяют физико-механические характеристики основания). Предлагаемый подход представляется возможным для реализации при проек-

тировании Северной ПЭС в Баренцевом море. В целях обоснования предлагаемого решения были выполнены расчеты напряженно-деформированного состояния и прочности железобетонных конструкций наплавных блоков, предназначенных для перекрытия створов без предварительной подготовки основания. Объектом расчетных исследований является железобетонная конструкция блока (секции) глухой части плотины совмещённой с основанием (рис. 1 – 7).

Разработанный в проекте Северной ПЭС наплавной блок представляет собой доковую конструкцию. Внешняя стенка блока имеет толщину 50 см, внутренняя стенка — 30 см; внутренние переборки толщиной 30 см располагаются с шагом 5 м. В верхней части конструкции предусмотрены поперечные ригели высотой сечения 5 м и шириной 30 см, располагаемые также с шагом 5 м. Верх блока перекрыт монолитной плитой толщиной 22 см, а шахты — плитами размером 5 × 5 м по периметру блока. Железобетонные ригели и перекрытие обеспечивают жёсткость конструкции, а также проезд строительной техники и автомобильного транспорта при балластировке блока. В эксплуатационный период проезд используется для обслуживания станционного хозяйства.

Внутри блоков предусмотрена ячеистая конструкция размером 5 × 5 м при толщине стенок 10 см, достигающая отм. –12,00 м. Данная конструкция предназначена для посадки блока в створе, чтобы во время заполнения внутренней части блока водой исключить скатывание воды на одну из сторон блока и обеспечить возможность регулировать равномерность посадки на основание. Имеется также килевая переборка по оси блока между внешним и

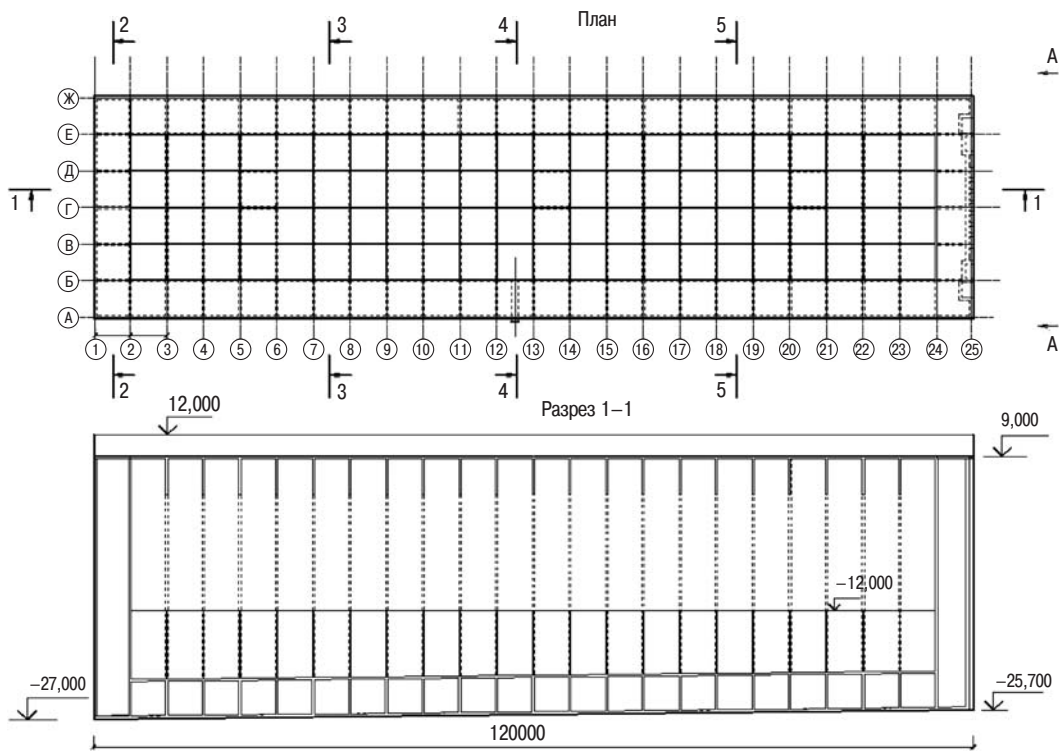


Рис. 1. Конструкция наплавного блока

внутренним контуром, служащая тем же целям. Объём воды, поступивший в центральную часть блока при его посадке, в дальнейшем не откачивается и служит балластом в эксплуатационный период. Для предотвращения формирования стационарного ледового покрытия на внутреннем бассейне блока предусмотрено отверстие в каркасе блока диаметром 1 м, расположенное на отн. $-3,00$ м в средней части каждого из блоков. Необходимо обязательное соблюдение технологии производства работ при балластировке блока. Подаваемая в шахты и внутренний бассейн блока вода не должна превышать уровень 5 м, что необходимо с точки зрения равномерной посадки и прочностных характеристик переборок.

На одном из двух торцов каждого блока предусмотрены шпонки по всей высоте. Шпонки необходимы для отсыпки в них породы различных фракций (обратный фильтр) для снижения фильтрационных процессов по швам между блоками.

Габариты блоков изменяются по длине от 120 до 50 м и по высоте от 41 до 14 м. При этом неизменной остаётся ширина блоков, которая составляет 30,5 м. В средней части блока (в зависимости от его длины) предусмотрены 2 – 3 технологических отверстия размером 5×5 м.

Конструкция наплавного блока представлена на рис. 1 и 2.

Железобетонная конструкция наплавных блоков глухой части плотины выполняется из гидротехнического бетона класса В40 с начальным модулем

деформации $E = 36\,000$ МПа и коэффициентом Пуассона $\nu = 0,20$.

Донная плита по форме вписывается в осреднённый макрорельеф дна в виде обратного сглаженного отображения этого рельефа в месте установки блока. Для этого макет сглаженного рельефа дна в натуральную величину для каждого блока предварительно изготавливается в доке (например, из песка с защитным покрытием, на поверхность которого укладывается бетон донной плиты) и удаляется после извлечения готового блока.

В соответствии с данными проведенных инженерно-геологических изысканий в основании конструкций блоков глухой плотины залегают переслаивающиеся галечниковые, а также средне- и крупнозернистые песчаные отложения. При этом разведочные скважины были пройдены на глубину порядка 40 м.

При проведении расчетов напряженно-деформированного состояния железобетонной конструкции наплавных блоков глухой части плотины при действии статических нагрузок рассматривались:

- четыре варианта нагрузок для стадии эксплуатации блоков глухой плотины;
- расчетный случай балластировки блока водой на месте его установки в створе плотины;
- три варианта нагрузок для случая транспортировки блока по морю.

Напряженно-деформированное состояние (НДС) железобетонной конструкции наплавного блока при действии статических нагрузок и сейс-

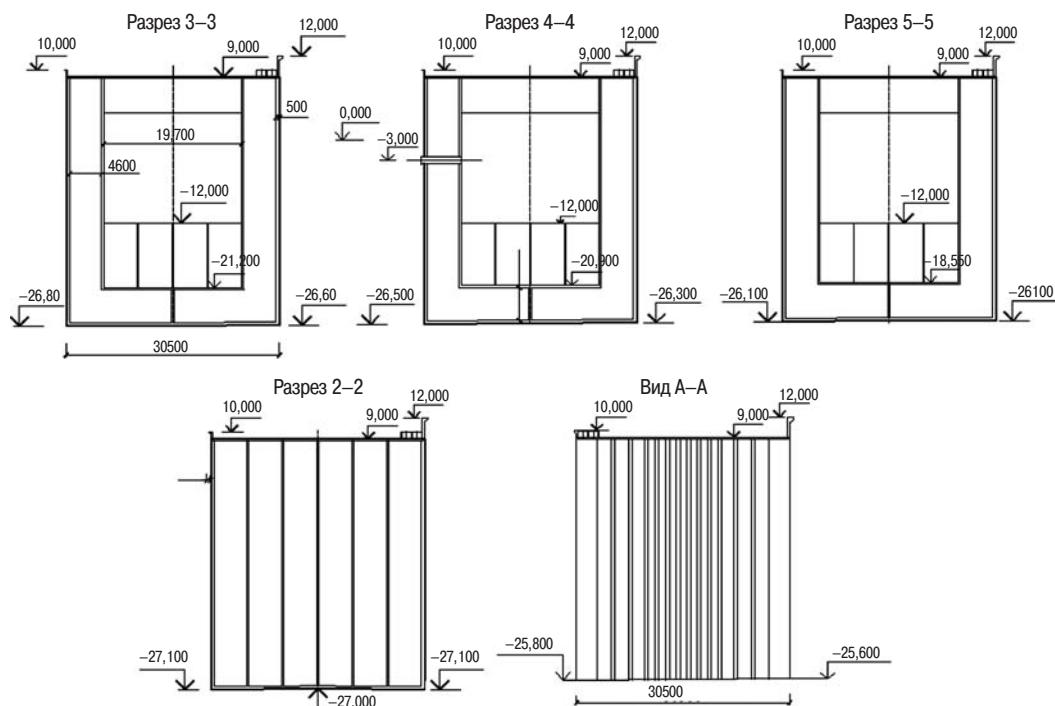


Рис. 2. Конструкция наплавного блока

мических воздействий определялось методом конечных элементов с использованием линейно-деформируемой модели конструкции и грунтового основания в рамках лицензионной версии вычислительного комплекса “ADINA”, разработанного в Массачусетском технологическом институте (г. Бостон, США). Для решения поставленной задачи по определению НДС железобетонной конструкции наплавного блока были разработаны пространственные конечно-элементные модели, в состав которых включались железобетонная конструкция, материал балластировки пазух блока (в виде песчано-гравийной смеси и “тощего” бетона) и фрагмент основания наплавного блока. Учитывая симметрию рассчитываемой конструкции и действующих на нее нагрузок, в расчетной схеме рассматривалась половина конструкции наплавного блока. Схема конструкции наплавного блока, принятая в расчетах, представлена на рис. 3.

При решении контактных задач методом конечных элементов возникает вопрос о выборе габаритов расчетной области основания, в том числе и расчетной глубины сжимающей толщи основания под сооружением, в пределах которой происходит реализация основной доли деформаций грунтов. В настоящих исследованиях использовалась методика определения активной сжимаемой толщи грунтов, регламентированная нормативными документами [1, 2]. В соответствии с этой методикой под центром фундамента сооружения определяются природные напряжения $\sigma_g(z) = \gamma \cdot z$ (где z — текущие значения глубины), а также дополнительные

напряжения $\sigma_p(z)$, обусловленные собственным весом сооружения и вектором заданных нагрузок. В принятой авторами расчетной схеме грунтовое основание моделировалось невесомым материалом, а глубина активной сжимаемой толщи грунтов равнялась 40 м.

Расчеты наплавного блока глухой части плотины выполнялись на основе двух расчетных конечно-элементных моделей с соответствующими кинематическими граничными условиями. Первая модель предназначена для оценки НДС конструкции в стадии эксплуатации, когда все блоки плотно устанавливаются в створе напорного фронта. Вторая модель отражает работу конструкции наплавного блока при транспортировке по морю и балластировке водой на месте установки его на грунт в створе плотины.

Физико-механические характеристики инженерно-геологических элементов основания отличаются незначительно, поэтому при построении геомеханической модели использовалась квазиоднородная модель с приведенными физико-механическими характеристиками: модуль деформации $E = 42$ МПа и коэффициент Пуассона $\nu = 0,24$.

При проведении дискретизации расчетных областей использовались два типа конечных элементов (КЭ): для моделирования железобетонной конструкции — оболочечные четырехузловые элементы Shell, а для аппроксимации грунтов засыпки, основания и водной толщи — объемные восьмиузловые элементы Solid-3D.

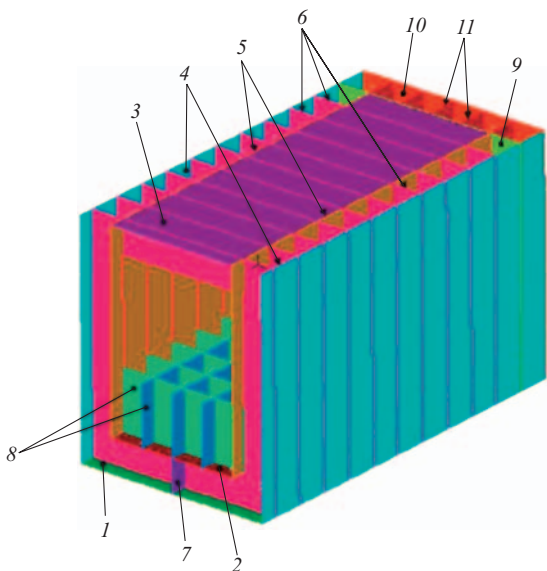


Рис. 3. Конструктивные элементы наплавного блока: 1 — днище; 2 — пол; 3 — палуба; 4 — внешние стены борта; 5 — внутренние стены борта; 6 — контурные переборки (рёбра жёсткости); 7 — килевая переборка; 8 — внутренние переборки (при расчёте на эксплуатационные нагрузки не учитывались); 9 — внутренняя торцевая стена, 10 — внешняя торцевая стена; 11 — торцевые переборки

Конечно-элементная модель наплавного блока с основанием (111 345 узлов и 131 958 КЭ) представлена на рис. 4.

Кинематические граничные условия моделируют и условие симметрии, и контактные условия по торцу блоков, установленных без зазора в створе напорного фронта.

Расчеты на действие сейсмических нагрузок проводились методом конечных элементов с применением линейной спектральной теории (ЛСТ) решения динамических задач. Данный способ использует принцип суперпозиции для расчета линейных систем в квазистатической постановке. Решение задачи осуществляется в три этапа:

на первом этапе определяются динамические характеристики конструкции — частоты и формы собственных колебаний сооружения;

на втором этапе с использованием спектральных кривых (например, спектра ускорений) определяются наибольшие значения нагрузок, соответствующие отдельным формам колебаний при заданном воздействии;

на третьем этапе в связи с тем, что метод ЛСТ не дает сведений о периодах времени, в которые действуют максимальные силы для отдельных форм колебаний, уточняется оценка максимума нагрузок с использованием различных способов суммирования. В данной работе суммирование сил осуществлялось по методу квадратного корня [3].

Из-за отсутствия данных об инструментальных записях возможного землетрясения (акселерограммы/сейсмограммы) параметры сейсмического воз-

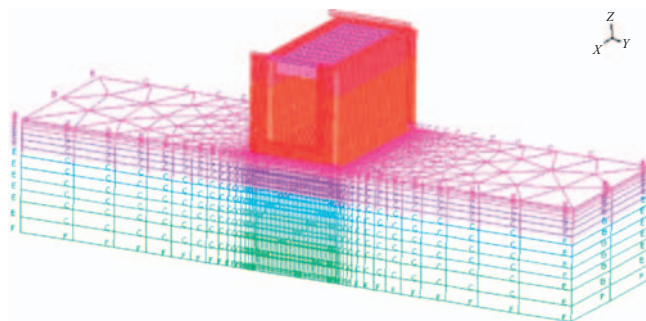


Рис. 4. Конечно-элементная модель наплавного блока в стадии эксплуатации

действия в районе створа Северной ПЭС назначались по методике СНиП [3].

Сейсмоактивность района строительства соответствует возможности реализации 7-балльного землетрясения (карта ОСР-97-С 1 %, европейская часть РФ). Учитывая, что в основании сооружений створа залегают водонасыщенные грунты, которые относятся к III категории по сейсмическим свойствам, в соответствии с таблицей сейсмичность района строительства увеличивается на 1 балл. Таким образом, расчетная сейсмичность района строительства соответствует 8-балльному землетрясению.

Сейсмическое воздействие задается в виде спектра ускорений $C_a(T)$, ординаты которого определяются выражением

$$C_a(T) = K_c \cdot g \cdot \beta(T). \quad (1)$$

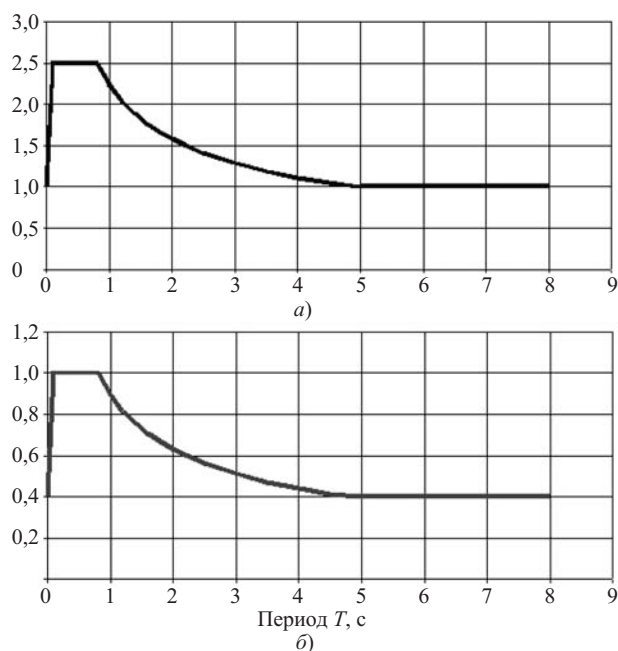


Рис. 5. Исходное сейсмическое воздействие: а — коэффициент динамичности $\beta(T)$; б — расчётные параметры спектра ускорений $C_a(T)$

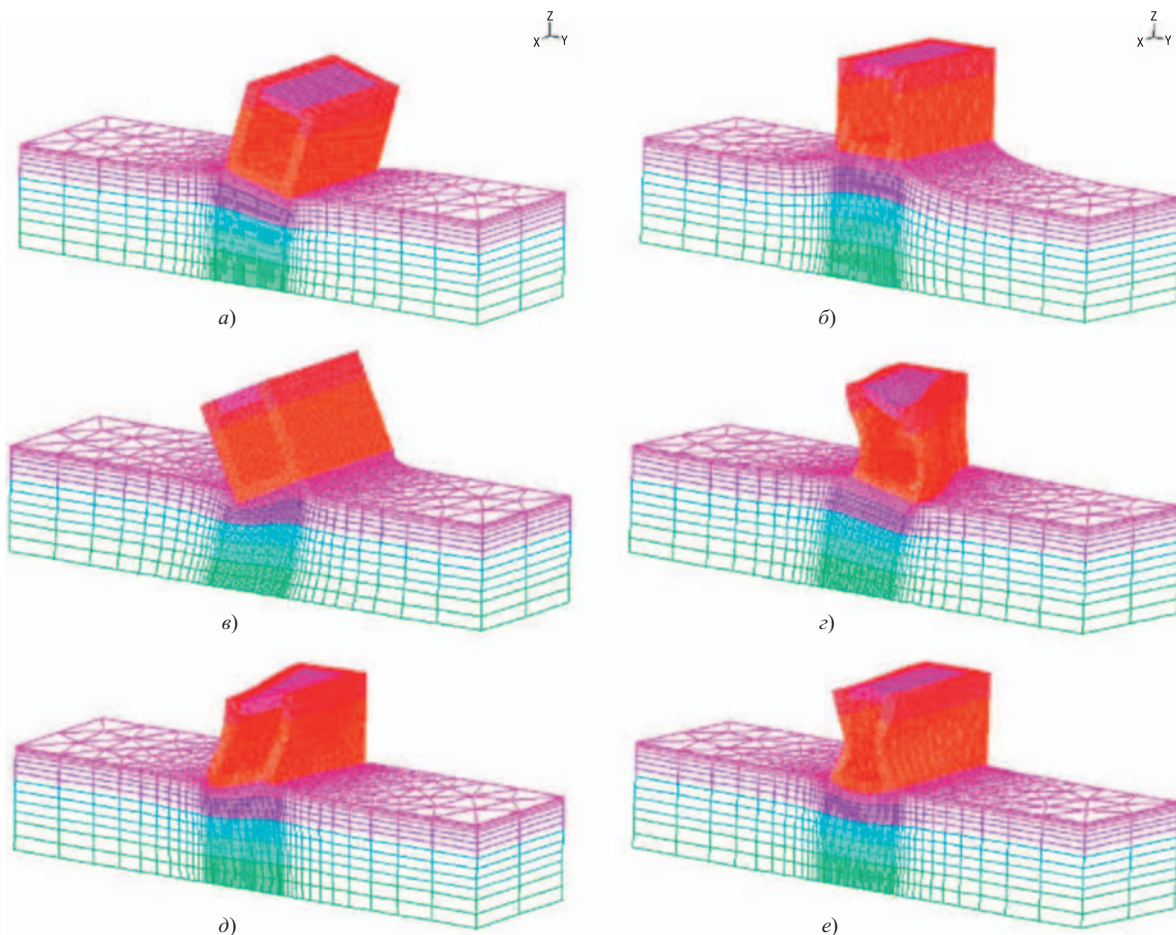


Рис. 6. Модальные формы колебаний глухого блока на грунтовом основании: *a* — на первой собственной частоте 0,4114 Гц; *b* — на второй собственной частоте 0,7737 Гц; *в* — на третьей собственной частоте 1,065 Гц; *г* — на четвертой собственной частоте 2,909 Гц; *д* — на пятой собственной частоте 3,592 Гц; *е* — на шестой собственной частоте 4,287 Гц

Здесь $\beta(T)$ — коэффициент динамичности, функционально зависящий от значения i -го периода T_i собственных колебаний сооружений (для грунтов III категории сейсмичности он приведен на рис. 5); K_c — обобщенный коэффициент сейсмичности;

$$K_c = A \cdot K_1 \cdot K_2 \cdot K_\psi, \quad (2)$$

где $A = 0,20$ (для расчетной сейсмичности 8 баллов); $K_1 = 0,25$; $K_2 = 0,80$; $K_\psi = 1,00$.

Выполнив соответствующие вычисления, определяют ординаты спектра ускорений как функцию периодов собственных колебаний.

Другим важным вопросом является моделирование действия присоединенной массы воды при расчете сооружений, взаимодействующих с водой. В соответствии с п. 5.26 СНиП [3] горизонтальная составляющая присоединенной массы воды m_B , приходящаяся на единицу площади поверхности сооружения, определяется выражением

$$m_B = \rho_B \cdot h \cdot \mu \cdot \psi, \quad (3)$$

где ρ_B — плотность воды; h — глубина воды у сооружения; ψ — коэффициент, учитывающий ограни-

ченность длины водоема (в данном случае этот коэффициент равен 1); μ — безразмерный коэффициент присоединенной массы воды.

Результатирующие значения внутренних усилий, обусловленных сейсмическим воздействием, определяются путем суммирования усилий, полученных из статического расчета и из расчета по методике ЛСТ. При суммировании значения внутренних усилий складываются по абсолютной величине, а знак их суммы соответствует знаку усилия, найденного из статического решения.

Результаты расчетов НДС при действии статических нагрузок для основного эксплуатационного расчетного случая показали, что вертикальные перемещения и нормальные напряжения в основании сооружения составляют соответственно 15,16 см и 0,256 МПа.

В результате расчетов было получено распределение внутренних усилий в конструкции днища блока при действии статических нагрузок, представленное изгибающими моментами M_{rs} , M_{ss} , M_{rs} ; продольными — N_{rs} , N_{ss} , N_{rs} и поперечными силами — Q_r , Q_s .

Для определения динамических характеристик рассматриваемого сооружения предварительно было найдено десять первых модальных значений.

На рис. 6 приведены значения собственных частот и форм колебаний наплавного блока для первых шести собственных частот.

Оценка вклада в динамический отклик колебания конструкции блока на собственных частотах приведена на рис. 7, из чего следует:

колебания по оси Y реализуются на первой и третьей собственных частотах, а колебания по оси Z — на второй собственной частоте;

при расчете на действие заданного спектра ускорений в расчетной схеме достаточно учитывать три первых модальных значения.

Из сопоставления экстремальных значений внутренних усилий в конструкции днища блока, полученных расчетами при статических и сейсмических воздействиях, следует, что при действии сейсмической нагрузки происходит увеличение значений изгибающих моментов в $1,17 \div 1,20$ раза, продольных сил — в $1,15 \div 1,36$ раза и поперечных сил — в $1,18 \div 1,22$ раза по сравнению с результатами статического расчета.

Подбор площади продольной и поперечной арматуры осуществлялся с помощью модифицированной версии программы “КРЭК”, разработанной под руководством доктора техн. наук В. Б. Николаева. Базовая версия программы “КРЭК” аттестована в НТИЦ концерна “Росатомнадзор”. На основе результатов расчетов НДС методом конечных элементов с помощью программы “КРЭК” были определены требуемое армирование железобетонных

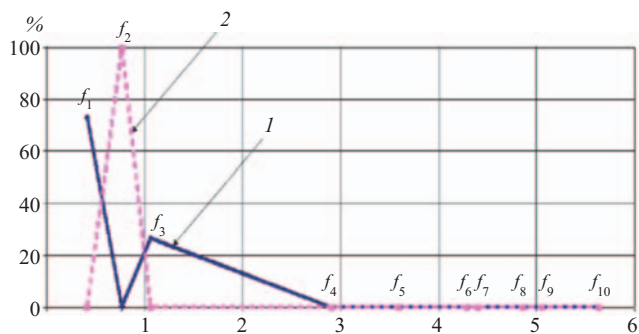


Рис. 7. Вклад частот собственных колебаний в динамический отклик колебания конструкции блока: 1 — отклик колебаний по направлению оси Y ; 2 — отклик колебаний по направлению оси Z

сечений конструкции блока и ширина раскрытия трещин (таблица):

площадь продольной рабочей арматуры, устанавливаемой у нижней и верхней граней сечения по направлению осей локальной системы координат ($r-s$);

проценты армирования сжатой и растянутой зон расчетного сечения;

ширина раскрытия трещин.

Из анализа представленных результатов расчета следует:

наиболее напряженными элементами железобетонной конструкции наплавного блока являются контурные переборки (ребра жесткости), у которых армирование в сжатой и растянутой зонах сечений имеет максимальные значения — 1,88 %;

Результаты расчета железобетонных сечений конструктивных элементов наплавного блока глухой плотины

Элементы конструкции блока (рис. 3)	Толщина элемента, м	Максимальные значения армирования в сжатой/растянутой зонах сечения, %	Максимальные значения ширины раскрытия трещин, мм	Расход требуемой арматуры на 1 м^3 бетона, кг
Днище	0,5	1,07/1,60	0,21	30,98
Пол	0,3	1,21/1,76	0,18	118,49
Палуба	0,2	0,66/0,72	0,16	60,57
Внешние стены бортов	0,5	1,22/1,39	0,20	40,35
Внутренние стены бортов	0,3	1,22/1,54	0,18	56,64
Контурные переборки (ребра жесткости)	0,3	1,88/1,88	0,18	61,18
Килевая переборка	0,3	0,96/1,05	0,18	55,56
Внутренние переборки над полом (учитываются только при транспортировке)	0,1	0,81/0,82	0,15	43,09
Внутренняя торцевая стена	0,3	0,35/0,52	0,17	54,88
Внешняя торцевая стена	0,5	0,23/0,26	0,18	54,22
Торцевые переборки	0,3	1,10/1,40	0,18	51,29

наибольший расход арматуры на 1 м³ бетона элемента конструкции отмечается в днище, контурных переборках и палубе наплавного блока, равный соответственно 118,49; 61,18 и 60,57 кг/м³;

максимальное значение ширины раскрытия трещин отмечается в конструкции внешних стен бортов и днища блока, равное соответственно 0,20 и 0,21 мм.

Таким образом, авторами статьи изложено расчетное обоснование прочности разработанной железобетонной конструкции наплавного блока с учётом сейсмического воздействия, в том числе в условиях его установки без предварительной подготовки основания.

Список литературы

1. СНиП 2.02.01–83*. Основания зданий и сооружений. — М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1995.
2. СНиП 2.02.02–85. Основания гидротехнических сооружений. — М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1998.
3. СНиП II-7–81*. Строительство в сейсмических районах. — М.: ГУП ЦПП, 2001.
4. СНиП 2.06.08–87. Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений. — М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987.
5. Пособие по проектированию бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений (без предварительного напряжения) к СНиП 2.06.08–87 (П46 – 89 / ВНИИГ). — Л.: ВНИИГ, 1991.
6. РД ЭО 0462–03. Методика по обоснованию срока службы строительных конструкций, зданий и сооружений АЭС с РБМК. — М.: “Росэнергоатом”, 2003.

Исследование гидравлических характеристик энергетических каналов несимметричного полигонального профиля

Курбанов С. О., кандидат техн. наук (Кабардино-Балкарская государственная сельскохозяйственная академия)

Предлагаются расчетные зависимости по определению гидравлических характеристик энергетических каналов с разными несимметричными полигональными сечениями. Полученные зависимости позволяют упростить методику гидравлического расчета энергетических каналов несимметричного полигонального профиля. Предложены теоретические основы проектирования и расчетного обоснования гидротехнических каналов, проходящих в сложных геоморфологических условиях.

Ключевые слова: каналы с несимметричными полигональными сечениями, гидравлические параметры, гидравлический расчет.

При реконструкции и расширении деривационных каналов, проходящих в стесненных условиях, и строительстве новых, пролегающих по косоугру и скальному основанию, возникают ситуации, которые вынуждают выбрать ложе канала с несимметричным поперечным сечением. В этом случае более выгодно проектировать каналы с несимметричным полигональным профилем. Однако в существующей научно-технической и справочной литературе нет на этот счет конкретных рекомендаций. Неясно, как определить их оптимальные гидравлические характеристики и подобрать наилучшие сечения [1, 2, 3].

Проведем аналитические исследования для каналов с разными (возможными) несимметричными полигональными сечениями. В зависимости от конкретных случаев и условий прохождения каналов наиболее вероятны следующие сечения, приведенные на рис. 1, 2, 3.

Вначале рассмотрим полигональное сечение с одним вертикальным откосом и треугольным основанием (рис. 1, а). Для которого площадь живого сечения можно выразить формулой

$$\omega = h_1^2(\beta + 0,5m_1 + m_2\alpha_2^2), \quad (1)$$

где $\beta = B_1/h_1$ — относительная ширина; $\alpha_2 = h_2/h_1$ — относительная глубина; $h_2 = \alpha_2 h_1$.

$$\frac{\omega}{h_1^2} = \beta + 0,5m_1 + m_2\alpha_2^2. \quad (2)$$

С учетом $B_1 = 2m_2h_2$

$$\omega = h_1^2(2m_2\alpha_2 + 0,5m_1 + m_2\alpha_2^2); \quad (3)$$

$$\frac{\omega}{h_1^2} = 2m_2\alpha_2 + 0,5m_1 + m_2\alpha_2^2. \quad (4)$$

Приравняв формулы (2), (4) и выполнив сокращения подобных членов, получим зависимость по определению относительной ширины

$$\beta = 2m_2\alpha_2. \quad (5)$$

Формула (5) совпадает с формулой по определению β , соответствующей гидравлически наилучшему сечению (ГНС) для симметричного полигонального канала с двумя парами откосов и треугольным основанием, полученной нами ранее [6, 7]. Относительная глубина для рассматриваемо-

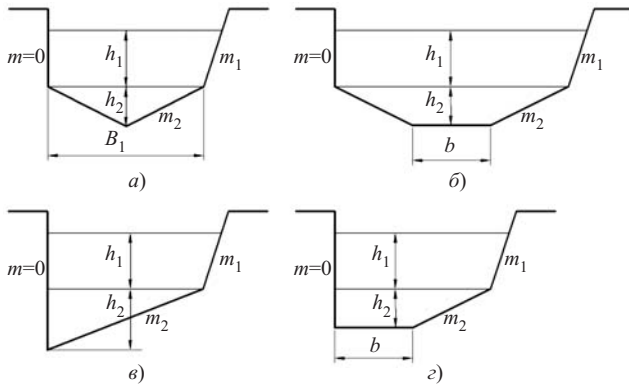


Рис. 1. Несимметричные поперечные сечения с двумя парами откосов

го сечения может быть определена по формуле для симметричного сечения

$$\alpha_2 = \frac{h_2}{h_1} = \frac{\sqrt{1+m_1^2}}{\sqrt{1+m_2^2}}. \quad (5a)$$

Смоченный периметр для данного сечения определяется по зависимости

$$\chi = h_1(1 + 2\alpha_2\sqrt{1+m_2^2} + \sqrt{1+m_1^2}). \quad (6)$$

Глубина верхней части сечения определяется как

$$h_1 = \sqrt{\frac{\omega}{2m_2\alpha_2 + 0,5m_1 + m_2\alpha_2^2}}. \quad (7)$$

Для полигонального канала с несимметричным поперечным сечением и с шириной понизу $b > 0$ (рис. 1, б) ширина может быть определена из условия $b \leq 0,5m_2h_2$ [9]. Для гидравлически наивыгоднейшего сечения b целесообразно определять по формуле

$$b = h_1\sqrt{1+m_1^2} = h_2\sqrt{1+m_2^2}. \quad (8)$$

При этом уточняем зависимости по определению ω , χ , R с учетом ширины понизу b по формуле (8), относительной ширины $\beta = B_1/h_1$ и относительной глубины $\alpha_2 = h_2/h_1$.

$$\omega = h_1^2(\beta + 0,5m_1 + m_2\alpha_2^2 + \alpha_2\sqrt{1+m_1^2}); \quad (9)$$

$$\frac{\omega}{h_1^2} = \beta + 0,5m_1 + m_2\alpha_2^2 + \alpha_2\sqrt{1+m_1^2}. \quad (10)$$

С учетом формул (3) и (8)

$$\omega = h_1^2(m_2\alpha_2^2 + 2m_2\alpha_2 + 0,5m_1 + \sqrt{1+m_1^2} + \alpha_2\sqrt{1+m_1^2}); \quad (11)$$

$$\frac{\omega}{h_1^2} = m_2\alpha_2^2 + 2m_2\alpha_2 + 0,5m_1 + \sqrt{1+m_1^2} + \alpha_2\sqrt{1+m_1^2}. \quad (12)$$

Приравняв формулы (10) и (12), получим

$$\beta = 2m_2\alpha_2 + \sqrt{1+m_1^2} = \frac{B_1}{h_1}. \quad (13)$$

Формула (13) идентична с формулой, полученной для симметричного полигонального сечения с двумя парами откосов и шириной понизу $b > 0$ при $b = h_1\sqrt{1+m_1^2}$ [4, 5]. И относительная глубина $\alpha_2 = h_2/h_1$ для этого сечения определяется также по зависимости (5a). Отсюда можно сделать вывод, что для несимметричного полигонального сечения (рис. 1, б) с одним вертикальным верхним откосом ($m_1 = 0$) гидравлически наивыгоднейшие характеристики существенно не меняются и определяются так же как и для такого же симметричного полигонального сечения с шириной понизу $b > 0$. При изменении симметрии в верхней части сечения полигонального канала его гидравлические характеристики существенно не меняются.

Смоченный периметр для этого сечения определяется по формуле

$$\chi = h_1(2\alpha_2\sqrt{1+m_2^2} + 1 + 2\sqrt{1+m_1^2}); \quad (14)$$

$$h_1 = \frac{\chi}{2\alpha_2\sqrt{1+m_2^2} + 1 + 2\sqrt{1+m_1^2}}. \quad (15)$$

Рассмотрим несимметричное полигональное сечение с тремя парами откосов, показанное на рис. 2, а. Для этого сечения относительную ширину β и относительную глубину α_i определяют так же, как и для симметричного сечения [7, 8, 9]. Только формулы по определению площади живого сечения ω и смоченного периметра χ незначительно видоизменяются:

$$\omega = h_1^2(m_3\alpha_3^2 + 2m_3\alpha_3\alpha_2 + m_2\alpha_2^2 + 2m_3\alpha_3 + 2m_2\alpha_2 + 0,5m_1). \quad (16)$$

С учетом $\beta = B_1/h_1$

$$\omega = (m_2\alpha_3^2 + 2m_3\alpha_2 + m_2\alpha_2^2 + \beta + 0,5m_1)h_1^2; \quad (17)$$

$$\chi = h_1(2\alpha_3\sqrt{1+m_3^2} + 2\alpha_2\sqrt{1+m_2^2} + 1 + \sqrt{1+m_1^2}). \quad (18)$$

Рассмотрим другое сечение, где две его стороны объединены в одну вертикальную (рис. 2, б) и донная часть симметричная треугольной формы. Для

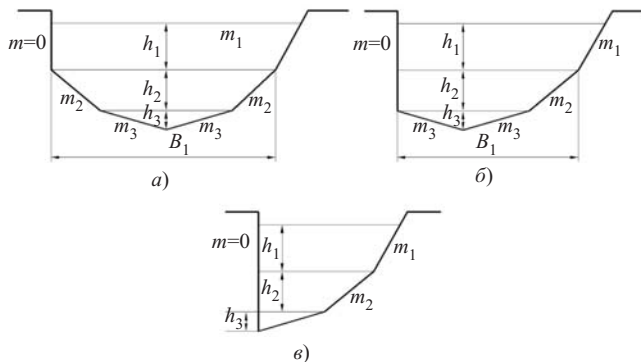


Рис. 2. Несимметричные полигональные сечения с тремя парами откосов

этого несимметричного сечения площадь живого сечения определяется как

$$\omega = (m_3\alpha_3^2 + 2m_3\alpha_3\alpha_2 + 0,5m_2\alpha_2^2 + 2m_3\alpha_3 + m_2\alpha_2 + 0,5m_1)h_1^2; \quad (19)$$

$$\frac{\omega}{h_1^2} = m_3\alpha_3^2 + 2m_3\alpha_3\alpha_2 + 0,5m_2\alpha_2^2 + 2m_3\alpha_3 + m_2\alpha_2 + 0,5m_1. \quad (20)$$

Выразив ω через относительную ширину $\beta = B_1/h_1$, имеем

$$\omega = (\beta + 0,5m_1 + 2m_3\alpha_3\alpha_2 + 0,5m_2\alpha_2^2 + m_3\alpha_3^2)h_1^2; \quad (21)$$

$$\frac{\omega}{h_1^2} = \beta + 0,5m_1 + 2m_3\alpha_3\alpha_2 + 0,5m_2\alpha_2^2 + m_3\alpha_3^2. \quad (22)$$

Приравняв между собой выражения (20) и (22), получим формулу по определению относительной ширины, соответствующей ГНС для несимметричного полигонального сечения, показанного на рис. 2, б:

$$\beta = 2m_3\alpha_3 + m_2\alpha_2. \quad (23)$$

В этой формуле, в отличие от ранее полученной для симметричного профиля, произведение $1 \cdot m_2\alpha_2$ получается с коэффициентом 1, который показывает, что в данном сечении откос с заложением m_2 имеется только один, а второй (парный) откос вертикальный с $m = 0$. Относительные глубины α_2 и α_3 определяются так же, как и для симметричного сечения.

Несимметричное полигональное сечение, показанное на рис. 2, в, представляет собой половину симметричного полигонального сечения с тремя

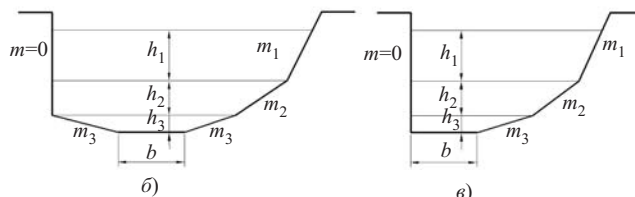
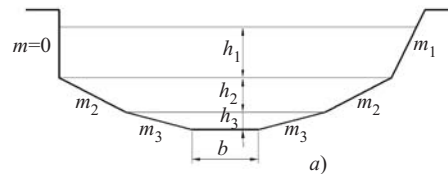


Рис. 3. Несимметричные полигональные сечения с тремя парами откосов и шириной понизу $b > 0$

парами откосов. Для этого сечения формула относительной ширины принимает вид

$$\beta = B_1/h_1 = m_3\alpha_3 + m_2\alpha_2. \quad (24)$$

Формула (24) наиболее полно характеризует данное сечение с точки зрения обеспечения наивыгоднейших гидравлических условий.

Площадь живого сечения определяется по формуле

$$\omega = (0,5m_1 + m_3\alpha_3\alpha_2 + 0,5m_2\alpha_2^2 + 0,5m_3\alpha_3^2 + m_2\alpha_2 + m_3\alpha_3)h_1^2. \quad (25)$$

С учетом β

$$\omega = (\beta + 0,5m_1 + m_3\alpha_3\alpha_2 + 0,5m_2\alpha_2^2 + 0,5m_3\alpha_3^2)h_1^2. \quad (26)$$

Смоченный периметр составляет

$$\chi = h_1(1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \alpha_3\sqrt{1 + m_3^2} + \alpha_2\sqrt{1 + m_2^2} + \sqrt{1 + m_1^2}). \quad (27)$$

Из выражений (25) и (27) имеем

$$h_1 = \frac{\chi}{1 + \alpha_2 + \alpha_3 + 3\sqrt{1 + m_1^2}} = \sqrt{\frac{\omega}{\beta + 0,5m_1 + m_3\alpha_3\alpha_2 + 0,5m_3\alpha_3^2 + 0,5m_2\alpha_2^2}}. \quad (28)$$

Относительные глубины $\alpha_2 = h_2/h_1$ и $\alpha_3 = h_3/h_1$ для сечений, показанных на рис. 2, определяют так же, как и для симметричного сечения с тремя парами откосов [5].

Результаты гидравлических расчетов рассматриваемых каналов с использованием вышеприведенных формул дают относительно близкие к ГНС характеристики, но при этом сечения каналов получаются относительно глубокими.

Для уменьшения глубины выемки канала необходимо предусмотреть ширину по основанию канала. Рассмотрим каналы несимметричного полигонального сечения с шириной понизу $b > 0$ (рис. 3). Вначале рассмотрим сечения этих каналов, близкие к ГНС, для которых

$$b = h_1 \sqrt{1 + m_1^2} = h_2 \sqrt{1 + m_2^2} = h_3 \sqrt{1 + m_3^2}. \quad (29)$$

Учитывая выражение (29) для сечения, показанного на рис. 3, а:

$$\omega = h_1^2 [m_3 \alpha_3^2 + 2m_3 \alpha_3 \alpha_2 + m_2 \alpha_2^2 + 2m_3 \alpha_3 + 2m_2 \alpha_2 + 0,5m_1 + \sqrt{1 + m_1^2} (1 + \alpha_2 + \alpha_3)]; \quad (30)$$

$$\chi = h_1 (2\alpha_3 \sqrt{1 + m_3^2} + 2\alpha_2 \sqrt{1 + m_2^2} + 1 + 2\sqrt{1 + m_1^2}). \quad (31)$$

Для сечения, показанного на рис. 3, б, гидравлические характеристики выражаются как

$$\omega = [m_3 \alpha_3^2 + 2m_3 \alpha_3 \alpha_2 + 0,5m_2 \alpha_2^2 + 2m_3 \alpha_3 + m_2 \alpha_2 + 0,5m_1 + \sqrt{1 + m_1^2} (\alpha_3 + \alpha_2 + 1)] h_1^2; \quad (32)$$

$$\frac{\omega}{h_1^2} = m_3 \alpha_3^2 + 2m_3 \alpha_3 \alpha_2 + 0,5m_2 \alpha_2^2 + 2m_3 \alpha_3 + m_2 \alpha_2 + 0,5m_1 + \sqrt{1 + m_1^2} (\alpha_2 + \alpha_3 + 1); \quad (33)$$

$$\chi = h_1 (2\alpha_3 \sqrt{1 + m_3^2} + \alpha_2 + \alpha_2 \sqrt{1 + m_2^2} + 1 + 2\sqrt{1 + m_1^2}). \quad (34)$$

Характеристики живого сечения и смоченного периметра для сечения канала, показанного на рис. 3, в, определяются по формулам

$$\omega = [0,5m_1 + m_3 \alpha_3 \alpha_2 + 0,5m_2 \alpha_2^2 + 0,5m_3 \alpha_3^2 + m_2 \alpha_2 + m_3 \alpha_2 + \sqrt{1 + m_1^2} (\alpha_3 + \alpha_2 + 1)] h_1^2; \quad (35)$$

$$\chi = h_1 (1 + \alpha_2 + \alpha_3 + \alpha_3 \sqrt{1 + m_3^2} + \alpha_2 \sqrt{1 + m_2^2} + 2\sqrt{1 + m_1^2}). \quad (36)$$

Результаты гидравлических расчетов, проведенных с использованием вышеприведенных формул, дают очень близкие к ГНС характеристики несимметричных полигональных каналов. Эти результаты отличаются от результатов расчетов симметричных каналов не более чем на 3 – 5 %.

Для каналов с высокими расходами ширину канала по основанию b , определяемую из выражения (29), можно увеличить в 2 – 5 раз и более в зависимости от экономической глубины выемки канала.

При проектировании и реконструкции энергетических каналов несимметричного полигонального профиля типы их облицовок и креплений рекомендуется принимать комбинированных конструкций с использованием новых технических решений [4, 5, 6].

Выводы

По результатам аналитических исследований получены расчетные зависимости для разных несимметричных полигональных сечений, позволяющие упростить методику гидравлического расчета энергетических каналов, проходящих в сложных геоморфологических условиях. Уточнены теоретические основы оптимизации несимметричных полигональных сечений каналов.

Список литературы

1. *Справочник проектировщика*. Гидротехнические сооружения / Под ред. В. П. Недриги. — М.: Стройиздат, 1983.
2. *Угличус А. А.* Гидравлические и технико-экономические расчеты каналов. — М.: Стройиздат, 1965.
3. *Рекомендации по гидравлическому расчету крупных каналов / ГКНТ СССР*. — М., 1988.
4. А. с. 1640271. Гидротехнический канал / Курбанов С. О., Ханов Н. В. // Бюллетень изобретений. 1991.
5. Пат. 22189420 E02B 5 / 00. Гидротехнический канал / Курбанов С. О., Курбанов К. С. // Бюллетень изобретений. 2002.
6. Пат. 2369688 E02B 5 / 00. 2009 г. Гидротехнический канал полигонального профиля из сборных железобетонных элементов / Курбанов С. О., Созаев А. А.
7. Курбанов С. О., Ханов Н. В. К гидравлическому расчету энергетических каналов полигонального профиля // Гидротехническое строительство. 2003. № 7.
8. Курбанов С. О., Ханов Н. В. Основы оптимизации полигональных сечений гидротехнических каналов // Гидротехническое строительство. 2008. № 12.
9. Румянцев И. С., Курбанов С. О. Гидравлически наивыгоднейшие сечения полигональных каналов // Сб. научн. трудов МГУП. М., 2003.

Управление пропуском рыб через высоконапорные гидроузлы

Введенский О. Г., кандидат техн. наук
(ГОУ ВПО “Марийский государственный университет”)

Рассматривается возможность с помощью водяных струй адаптировать рабоходы для пропуска рыб на значительные высоты.

Ключевые слова: рыбоходы, пропуск рыб, гидравлические струи, высоконапорные гидроузлы, напор воды на гидроузле.

Возведение на реках гидроузлов изменило характер нагульных и нерестовых перемещений как речных, так и проходных или полупроходных рыб, преградив им пути миграции. Это явилось одной из основных причин значительного сокращения рыбных запасов ценных промысловых видов [1, 2]. Сохранить видовой состав рыб, спасти виды от вымирания искусственным разведением невозможно, для этого необходимо создать условия для естественного воспроизводства. Поэтому для решения обозначенной проблемы в составе гидроузлов необходимо устраивать рыбопропускные сооружения (РПС) [3].

Существует два основных вида РПС: рыбоходы, по которым рыба движется самостоятельно, и рыбоподъемники, которые принудительно перемещают рыб в верхний бьеф гидроузла [3]. В связи с этим рыбоходы рекомендуют применять на низконапорных гидроузлах, а рыбоподъемники — на средне- и высоконапорных. В то же время высоконапорные гидроузлы возводят преимущественно на горных реках, в которых обитают реофильные виды рыб, способные самостоятельно двигаться по рыбоходам. Однако их современные конструкции [3] недостаточно обеспечивают возможность даже сильным пловцам преодолеть протяженный рыбоходный тракт высоконапорного гидроузла [2, 4].

Выход из данной ситуации можно найти в совершенствовании классических рыбоходов, как наиболее простых по конструкции и максимально приближенных к естественным условиям обитания рыб [5]. Применяемая для этих целей технология использования гидравлических струй позволила предложить новый способ управления пропуском рыб, идущих на нерест, через высоконапорные гидроузлы.

Смысл технологии использования гидравлических струй заключается в нейтрализации встречного течения во вливаемых отверстиях рыбоходного сооружения гидравлическими струями. В этом случае рыбоход для высоконапорного гидроузла выполняют в виде ступенчатого или наклонного рыбоходного тракта с вертикальными поперечными перегородками, образующими камеры рыбохода и делящими общий напор гидроузла на ряд локаль-

ных перепадов (рис. 1). В поперечных перегородках выполняют вливаемые отверстия, по периметрам которых со стороны верхнего бьефа расположены струеобразующие насадки параллельно или под некоторым углом к оси вливаемого отверстия. Гидравлические струи, истекая из струеобразующих насадков и взаимодействуя между собой, создают гидравлическое сопротивление транзитному течению по рыбоходу и образуют перед вливаемым отверстием зону “частично равных давлений”, которая обеспечивает беспрепятственный пропуск мигрантов, преодолевающих локальный перепад между смежными камерами.

Используя ранее полученное в работе [5] математическое условие образования зоны “частично равных давлений” $V_{U0} = \sqrt{gH}$ и формулу для вычисления начальной скорости противотока, являющегося результатом взаимодействия гидравлических струй:

$$V_{U0} = \varphi \frac{V_0 d_{0n}^{2/3} b_{\text{Э}}^{1/3} n}{9,514(h_{\text{Э}} - b_{\text{Э}})},$$

находим выражение для определения величины максимально возможного напора противотока H на поперечной перегородке рыбохода:

$$H = \varphi_{\text{ПТ}} \frac{V_0^2 d_{0n}^{4/3} b_{\text{Э}}^{2/3} n^2}{g(h_{\text{Э}} - b_{\text{Э}})^2} \quad (1)$$

где H — напор противотока, м; V_0 — начальная скорость истечения гидравлических струй из струеобразующих насадков, м/с; d_{0n} — диаметр струеобразующих насадков, м; $b_{\text{Э}}$ — расстояние между осями гидравлических струй, м; n — число струеобразующих насадков струй в ряду; g — ускорение свободного падения, м/с²; $h_{\text{Э}}$ — расстояние между плоскостями распространения гидравлических струй, м; $\varphi_{\text{ПТ}} = \varphi^2/90,52$ — коэффициент противотока; φ — безразмерный коэффициент, определяемый опытным путем.

Анализ выражения (1) показывает, что напор противотока H возрастает с увеличением V_0 , d_{0n} , n и с уменьшением $h_{\text{Э}}$, а также с увеличением $b_{\text{Э}}$ до значений близких к $h_{\text{Э}}$. Это подтверждают и данные экспериментальных исследований, проведенных в лабораторных условиях. Увеличение V_0 , d_{0n} и n требует увеличения расхода воды Q через струеобразующие насадки. А это, в свою очередь, напрямую связано с дополнительными затратами ресурсов, прежде всего водных, что нежелательно. Величина $h_{\text{Э}}$ определяется видовым и размерным составом проходящей через рыбоход рыбы, а следовательно, конструкцией вливного отверстия. Поэтому основным критерием эффективности варианта конструкции вливного отверстия является величина $b_{\text{Э}}$, определяющая расположение струеобразующих насадок по периметру отверстия. С целью возможности практического использования выражения (1) были вычислены значения коэффициента противотока $\varphi_{\text{ПТ}}$ для различных конфигураций расположения струеобразующих насадок, представленные в виде графических зависимостей (рис. 2).

Реализация предлагаемой технологии управления пропуском рыб, идущих на нерест, через высоконапорные гидроузлы требует подачи воды в системы струеобразующих насадок вливных отверстий рыбохода. Используя выражение (1) можно получить формулу для вычисления необходимого расхода воды Q через систему струеобразующих насадок в зависимости от требуемого напора противотока H :

$$Q = \frac{\pi \cdot H^{\frac{1}{2}} \cdot d_0^{3n} (h_{\text{Э}} - b_{\text{Э}}) g^{\frac{1}{2}}}{2\varphi_{\text{ПТ}}^{\frac{1}{2}} b_{\text{Э}}^{\frac{1}{3}}}. \quad (2)$$

Для этого питание системы струеобразующих насадок самой верхней поперечной перегородки рыбохода лучше всего организовать с помощью осевого насоса, который позволяет получать достаточно большие расходы при невысоких напорах (рис. 1). Кроме того, данное решение позволяет в значительной степени упростить управление рыбохода в условиях изменяющегося уровня бьефов гидроузла и видового состава мигрирующих рыб. Как показывают теоретические и экспериментальные исследования, в целях обеспечения безопасности мигрантов и достижения высокой экономичности технологии рыбопропуска напор противотока H не следует назначать более 1 м. При этом на участке коллектора, питающего струеобразующие насадки, распределение воды будет осуществляться непрерывно и равномерно. В этом случае потеря

напора будет в 3 раза меньше потери при подаче того же расхода транзитом [6]. При таком подходе питание всех последующих систем струеобразующих насадок уже можно будет организовать путем подачи воды непосредственно из верхнего бьефа гидроузла [7]. Получаемый напор противотока перед вливным отверстием на n -й поперечной перегородке рыбохода можно оценить из следующего выражения:

$$H_n = \sum_{k=1}^{n-1} H_k - h_{\omega_n}, \quad (3)$$

где H_n — напор противотока на n -й поперечной перегородке рыбохода, м; $\sum_{k=1}^{n-1} H_k$ — сумма напоров

противотоков на поперечных перегородках со стороны верхнего бьефа по отношению к рассматриваемой n -й перегородке, м; h_{ω_n} — потери напора в подающих трубопроводах и питающем коллекторе системы струеобразующих насадок n -й поперечной перегородки, м.

Использование формулы (3) на практике можно рассмотреть на следующем примере. Допустим, что конструкции подающих трубопроводов и питающего коллектора системы струеобразующих насадок второй со стороны верхнего бьефа поперечной перегородки рыбохода обеспечили потерю напора $h_{\omega 2} < 0,7$ м (как показывают предварительные расчеты, это вполне реально). В этом случае можно сформировать противоток напором $H_2 > 0,3$ м (при условии, что напор противотока на первой поперечной перегородке $H_1 = 1,0$ м). На третьей перегородке подобным образом можно сформировать противоток $H_3 > 0,5$ м (при потерях напора $h_{\omega 3} < 0,8$ м). На четвертой перегородке — $H_4 > 0,9$ м ($h_{\omega 4} < 0,9$ м), практически выйдя на оптимальную величину противотока. На всех последующих поперечных перегородках в аналогичном случае можно будет гарантированно формировать противотоки напором $H_{4+k} \geq 1,0$ м. При этом получаемый локальный перепад или действительный напор H_{Dn} , приходящийся на n -ю поперечную перегородку, можно оценить из следующего выражения [5]:

$$H_{Dn} = H_n + \Delta H_n, \quad (4)$$

где H_{Dn} — локальный перепад или действительный напор на n -й поперечной перегородке рыбохода, м; H_n — напор противотока на n -й поперечной перегородке, м; ΔH_n — избыточный напор на n -ю поперечную перегородку, м.

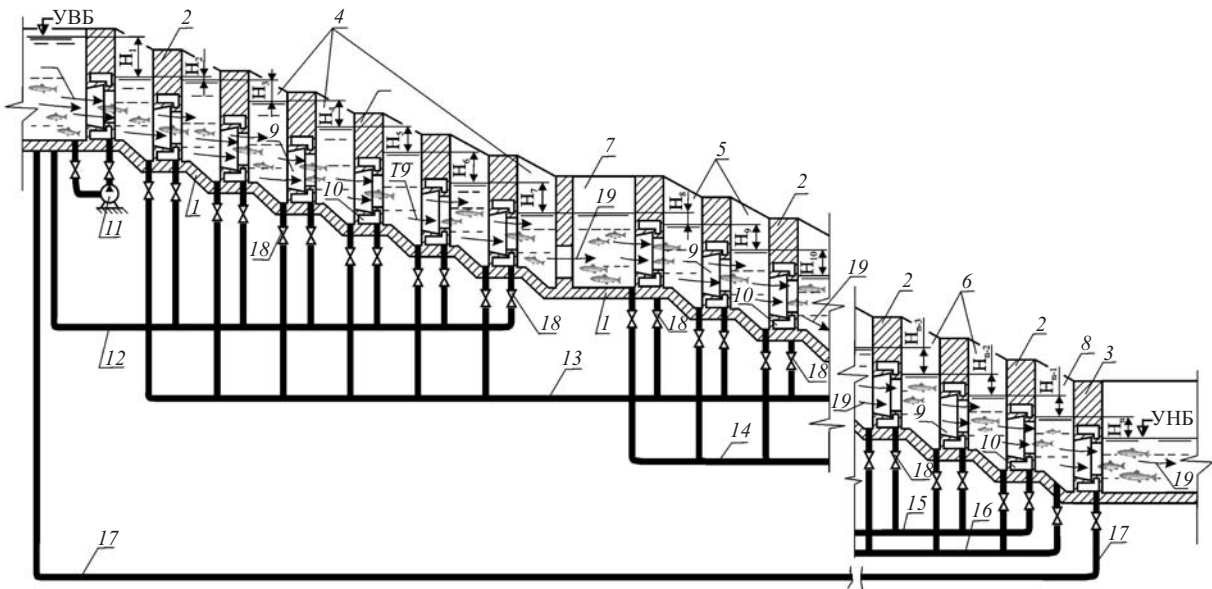


Рис. 1. Рыбоход для высоконапорного гидроузла, продольный разрез: 1 — лоток (рыбоходный тракт); 2 — вертикальные поперечные перегородки; 3 — поперечная перегородка входного оголовка; 4 — камеры верхнего яруса; 5 — камеры второго яруса; 6 — камеры нижнего яруса; 7 — камеры отдыха; 8 — входной оголовок; 9 — вливы с системами струеобразующих насадок; 10 — коллектор, питающий систему струеобразующих насадок; 11 — насос; 12 — питающий трубопровод системы струеобразующих насадок камер верхнего яруса; 13 — трубопровод, отводящий расход воды из камер верхнего яруса и питающий системы струеобразующих насадок камер второго яруса; 14 — трубопровод, отводящий расход воды из камер второго яруса и питающий системы струеобразующих насадок камер третьего яруса; 15 — трубопровод, отводящий расход воды из камер предпоследнего яруса и питающий системы струеобразующих насадок камер нижнего (последнего) яруса; 16 — трубопровод, отводящий расход воды из камер нижнего яруса и подающий дополнительный расход во входной оголовок; 17 — трубопровод, питающий системы струеобразующих насадок поперечной перегородки входного оголовка; 18 — задвижки; 19 — направление привлекающего потока

Избыточный напор ΔH_n служит для образования устойчивого привлекающего потока, необходимого для эффективной работы рыбохода [1–4]. Формирование привлекающего потока, как следует из выражения (4), одинакового по всей длине рыбоходного тракта, возможно в том случае, если напор противотока на первой поперечной перегородке H_1 будет меньше действительного напора, т.е. локального перепада на перегородку H_{D1} на величину ΔH_1 , называемую избыточным напором:

$$\Delta H_1 = H_{D1} - H_1, \quad (5)$$

где ΔH_1 — избыточный напор на первую поперечную перегородку рыбохода; H_{D1} — локальный перепад на первой поперечной перегородке; H_1 — напор противотока на первой поперечной перегородке.

Скорость привлекающего потока находят по формуле [5]

$$V_{\text{привлек}} = \varphi_{\text{п}} \sqrt{2g\Delta H}, \quad (6)$$

где $V_{\text{привлек}}$ — скорость привлекающего потока во вливных отверстиях рыбохода; $\varphi_{\text{п}}$ — безразмерный скоростной коэффициент, устанавливаемый опытным путем; g — ускорение свободного падения; ΔH — избыточный напор на поперечную перегородку рыбохода.

Экспериментальные исследования показали, что для большинства практических расчетов можно принять $\varphi_{\text{п}} = 0,5$. Величину избыточного напора ΔH_1 устанавливают на самой верхней поперечной перегородке рыбохода путём уменьшения или увеличения подачи расхода воды от насоса в струеобразующие насадки. Так как избыточный напор ΔH_n определяется разностью между действительным напором на перегородку H_{Dn} и напором противото-

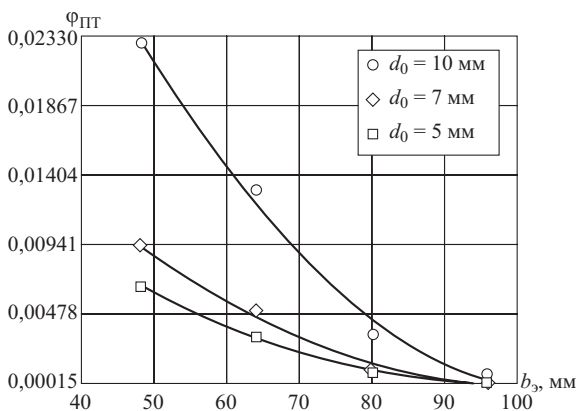


Рис. 2. График изменения коэффициента противотока $\varphi_{\text{пт}}$ в зависимости от величины расстояния между осями гидравлических струй b_z . Получено на гидравлической модели масштабом $\lambda_L = 10$ с использованием струеобразующих насадок различных диаметров d_{0n}

Значения привлекающих скоростей и избыточного напора ΔH для различных видов мигрирующих по рыбоходу рыб [2]

Вид рыб	Привлекающая скорость, м/с	Избыточный напор, м
Лососи, рыбец	0,80 – 1,00	0,13 – 0,20
Усач, хариус, голавль	0,75 – 1,00	0,12 – 0,20

ка H_n , а размеры вливных отверстий рыбохода и конфигурации расположения струеобразующих насадков одинаковы для всех камер рыбохода, то можно заключить следующее:

$$\Delta H_1 = \Delta H_2 = \Delta H_3 = \dots = \Delta H = \text{const.} \quad (7)$$

Условие (7) обуславливает равномерность привлекающего потока по всей длине рыбоходного тракта. Величину ΔH назначают в зависимости от вида рыбы, движущейся по рыбоходу. В таблице представлены оптимальные значения избыточного напора ΔH в зависимости от привлекающей скорости, пересчитанные на основе выражения (6).

В случае перемены уровней бьефов на гидроузле начнется изменение напоров в системах струеобразующих насадков, питающихся подачей воды из верхнего бьефа гидроузла. Данное обстоятельство, в свою очередь, приведет к изменению напоров противотоков H_n . Помимо этого произойдет и смена избыточного напора ΔH . По окончании стабилизации значений напоров противотоков H_n на всех внутренних поперечных перегородках рыбохода и в зависимости от сложившейся ситуации необходимо будет провести корректировку значения избыточного напора ΔH . Ее проводят на первой поперечной перегородке рыбохода путем регулирования подачи воды от насоса в систему струеобразующих насадков вливного отверстия, выполненного в данной поперечной перегородке [5, 7]. Такая корректировка позволит поддерживать нормальное функционирование рыбохода в условиях колебаний уровней бьефов гидроузла.

Кроме того, с целью обеспечения стабильной работы рыбохода необходимо достичь равенства подаваемых расходов воды Q (2) через струеобразующие насадки в соответствующие камеры рыбохода и забираемых расходов Q'' из этих же камер, тем самым сохраняя в них равновесное состояние [7]. Отсюда следует, что для успешного функционирования рыбохода предлагаемой конструкции является необходимым выполнение следующего условия для всех его секций:

$$Q_n = Q_n'', \quad (8)$$

где Q_n — расход воды через струеобразующие насадки вливного отверстия n -й поперечной перегородки рыбохода; Q_n'' — расход воды, отводимый из n -й камеры рыбохода (нумерация поперечных перегородок и камер ведется со стороны верхнего бьефа).

С целью экономии водных запасов в верхнем бьефе отводимые расходы Q_n'' из камер рыбохода целесообразно использовать вторично для питания систем струеобразующих насадков последующих, нижерасположенных камер рыбохода. Таким образом, получаем рыбоход, состоящий из секций, объединяющих несколько камер рыбохода, системы струеобразующих насадков которых питаются из одного источника. Так, верхняя секция рыбохода будет ориентировочно состоять из семи камер рыбохода с общим напором противотока $H_{\text{общ1}}$ чуть более 4,0 м. В этом случае в состав нижележащих секций рыбохода достаточно будет включить четыре камеры рыбохода, что обеспечит для данных секций общий напор противотока $H_{\text{общn}}$ также около 4,0 м (рис. 1). Для улучшения условий преодоления рыбами рыбохода [2] в его конструкцию между секциями необходимо включить камеры отдыха с благоприятным для рыб гидравлическим режимом течений.

Таким образом, общий преодолеваемый напор на гидроузле будет складываться из суммы общих напоров противотока на каждой секции рыбохода:

$$H_{\Gamma} = \sum_{k=1}^n H_{\text{общ},k}, \quad (9)$$

где H_{Γ} — общий напор на гидроузле; $H_{\text{общ},k}$ — общий напор противотока на n -й секции рыбохода.

Напор противотока H_n (3) для различных перегородок секций рыбохода будет неодинаков в силу разных напоров в их системах питания. Такая особенность технологии работы предлагаемой конструкции не должна снизить эффективность управления рыбопропуском, поскольку гидравлические условия в камерах рыбохода будут стабильными и мало отличимыми друг от друга.

Расход воды, ранее используемый для питания систем струеобразующих насадков и сбрасываемый в нижний бьеф гидроузла, целесообразно дополнительно использовать для усиления привлекающего шлейфа на входе в рыбопропускное сооружение (рис. 1). Для этой цели необходимо увеличить ширину самой нижней камеры рыбохода и по всей длине поперечной перегородки выполнить вливное отверстие, образуя входной оголовок рыбохода [8, 9]. Это позволит увеличить размеры привлекающего шлейфа и повысить тем самым эффективность привлечения рыб в рыбоход.

Поздравление Вадиму Израйловичу Бронштейну

19 января 2011 г. исполнилось 75 лет со дня рождения Вадима Израйловича Бронштейна – видного инженера-проектировщика и ученого в области гидроэнергетического строительства.

Окончив с “красным дипломом” Московский институт инженеров водного хозяйства (ныне Московский государственный университет природообустройства), трудовую деятельность начал в Киргизии. В 1962 г. поступил на работу в институт “Гидропроект” (Москва). С тех пор вся производственная и научная деятельность В. И. Бронштейна неразрывно связана с Гидропроектом, а с 1996 г. с его филиалом – Центром службы геодинамических наблюдений в энергетической отрасли (ЦСГНЭО). В Гидропроекте Вадим Израйлович прошел путь от начинающего проектировщика до главного инженера проекта, принимал участие в проектировании Ингурской, Токтогульской, Худонской, Катунской, Загорской, Рогунской, Кассеб, Мансур Эддахи, Кырджали, Капанда, Котешвар, Карун-3, Куданкулам и ряда других отечественных и зарубежных ГЭС, ГАЭС и АЭС.

В ЦСГНЭО В. И. Бронштейн в должности заместителя директора возглавляет работы по безопасности и мониторингу сооружений. В качестве руководителя и непосредственного исполнителя участвовал в совершенствовании существующих и разработке новых нормативно-методических документов и программ расчета, в проведении натурных обследований и поверочных расчетов сейсмостойкости сооружений Зейского, Чиркейского, Миатлинского, Чир-Юртского, Саяно-Шушенского, Зарамагского, Бурейского, Евфратского, Тишринского, Аль-Баас, Тери, Охинского, Сахалинского и других энергообъектов.

Наряду с проектной работой Вадим Израйлович ведет активную научную деятельность. Им впервые поставлена и решена проблема комплексного обоснования прочности арочных плотин, включая разработку рациональных конструктивных решений, создание расчетного аппарата для



описания геометрии, определение и оптимизацию напряженно-деформированного состояния, оценку, регулирование и контроль прочности с учетом всех значимых факторов на всех стадиях функционирования сооружения – от разработки проекта до мониторинга безопасности при эксплуатации.

В. И. Бронштейн является одним из ведущих специалистов в областях арочного плотностроения, математического моделирования работы сложных инженерных систем, сейсмостойкости энергетических сооружений, контроля их надежности и безопасной эксплуатации, геодинамического мониторинга. Широкую известность получил как главный инженер проекта высочайшей в мире арочной плотины Ингурской ГЭС, руководитель проектных работ по стабилизации склона напорных трубопроводов Загорской ГАЭС-1, один из лидеров новой научной школы “Геодинамическая безопасность энергетических объектов”.

В. И. Бронштейн имеет ученое звание доктора технических наук, является академиком Академии водохозяйственных наук и Академии проблем качества, членом Российского национального комитета и Международной комиссии по большим плотинам, членом Российского национального комитета по сейсмостойкому строительству и инженерной сейсмологии, членом Российской ассоциации геомехаников и Международного общества по механике скальных пород, членом редакционной коллегии журнала “Гидротехническое строительство”, удостоен званий “Почетный энергетик” и “Заслуженный энергетик СНГ”.

Результаты научных исследований и практических разработок В. И. Бронштейна отражены более чем в 130 публикациях в отечественных и зарубежных изданиях, в том числе в журнале “Гидротехническое строительство”.

Редколлегия журнала “Гидротехническое строительство”, друзья и коллеги сердечно поздравляют Вадима Израйловича Бронштейна с юбилеем и желают ему здоровья, счастья и дальнейших творческих успехов.

Таким образом, использование в рыбоходах гидравлических струй позволяет управлять пропуском рыб через средне- и высоконапорные гидроузлы, при этом чем напор больше, тем пропуск экономичнее.

Список литературы

1. *Комплексное использование и охрана водных ресурсов* / О. Л. Юшманов, В. В. Шабанов, И. Г. Галямина и др. — М.: Агропромиздат, 1985.
2. *Шкура В. Н.* Рыбопропускные сооружения. — Новочеркасск: Новочеркасская гос. мелиоративная акад., 1998.
3. *Подпорные стены, судходные шлюзы, рыбопропускные и рыбозащитные сооружения: СНиП 2.06.07 – 87.* — М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1987.
4. *Скоробогатов М. А.* Технические средства и технологии пропуска рыб через гидроузлы: Дис ... д-ра техн. наук. Тверь, 1997.
5. *Введенский О. Г.* Использование гидравлических струй для совершенствования технологии работы рыбоходных сооружений // Гидротехническое строительство. 2009. № 1.
6. *Богомолов А. И., Михайлов К. А.* Гидравлика. — М.: Строительство, 1965.
7. *Пат. 2335600 РФ, МПК8 E02B 8 / 08.* Способ привлечения и пропуска рыб из нижнего бьефа гидроузла в верхний бьеф и рыбоход его осуществляющий / О. Г. Введенский (РФ) // Бюллетень изобретений. 2008. № 28.
8. *Пат. 2342485 РФ, МПК8 E02B 8 / 08.* Способ привлечения и пропуска рыб из нижнего бьефа гидроузла в верхний бьеф / О. Г. Введенский (РФ) // Бюллетень изобретений. 2008. № 36.
9. *Пат. 2339761 РФ, МПК8 E02B 8 / 08.* Способ привлечения рыбы в рыбоход и рыбоход его осуществляющий / О. Г. Введенский (РФ) // Бюллетень изобретений. 2008. № 33.

Отзыв на ст. Лобановского Ю. И. “Автоколебания напорных систем и разрушение гидроагрегатов” *

Юркевич Б. Н., первый заместитель генерального директора, главный инженер ОАО “Ленгидропроект”, кандидат техн. наук

Представленная статья Ю. И. Лобановского является продолжением большого количества публикаций автора в интернете, на его собственном сайте. Электронные копии этих материалов разосланы Ю. И. Лобановским в различные организации и отдельным специалистам. Это позволяет рассмотреть взгляды автора несколько шире, чем представлено в исходной статье.

Своей целью автор ставит доказательство предложенной им версии причин аварии на Саяно-Шушенской ГЭС и построенной на основе этой версии теории “гидроакустической неустойчивости напорных систем”. Далее автор распространяет действие этой теории на другие существующие и строящиеся ГЭС и делает выводы о возможности возникновения на них аварий, аналогичных Саяно-Шушенской.

Для понимания причин возникновения многочисленных версий произошедшей аварии, одной из которых является версия Ю. И. Лобановского, полезно вспомнить хронологию развития событий после 17 августа 2009 г.

Немного истории

В первоначальный период, 1–2 недели после аварии на Саяно-Шушенской ГЭС, в СМИ было много противоречивых заявлений о причинах аварии. Высказывались предположения о гидроударе, электродинамических ударах различного происхождения, взрыве трансформатора и др. Это объяснялось тем, что на этом этапе расследования, действительно, не было единой версии, объясняющей произошедшее. Здание ГЭС было затоплено до уровня НБ и недоступно для осмотра. Помещение АСУ, где хранились архивы информации, серьезно пострадало от потока воды, изливающейся из здания ГЭС. Именно в этот период в СМИ появились многочисленные публикации о неких таинственных причинах катастрофы.

В этот период большинство экспертов, прибывших на место аварии, склонялись к версии гидроудара. Предполагалось, что гидроудар сопровождался сильнейшим разгоном агрегата. Вопрос был только в том, что послужило причиной этого гидроудара.

По мере осушения затопленной части здания ГЭС, разбора завалов и получения доступа к частям разрушенного гидроагрегата эксперты вынуждены были признать, что никакого гидроудара не было. Не было и разгона гидроагрегата. Об этом свидетельствовали и данные инструментального контроля, которые начали поступать после восстановления серверов системы АСУ ТП. Следы гидроудара искали очень тщательно, но не было ни одного признака, подтверждающего сверхнормативное повышение давления в проточной части. В частности, были зафиксированы следующие основные факты, свидетельствующие об отсутствии гидроудара:

ни один прибор, контролирующий давление в проточной части агрегата № 2, повышения давления в момент аварии не показал. Небольшое повышение давления в спиральной камере перед моментом аварии является обычным следствием на закрытие направляющего аппарата (НА) при снижении нагрузки;

лопатки НА, первыми принимающие гидроудар, практически не повреждены, у всех обломана только одна цапфа — верхняя. Невозможно себе представить, что гидроударом выбило одну цапфу, а вторая этот удар выдержала. На лопатках НА нет следов схлопывания, трещин и изгибных деформаций, возникающих при ударных воздействиях. Такая же ситуация и с лопастями рабочего колеса (РК);

никаких, даже малейших, повреждений в проточной части агрегата обнаружено не было. Люк лаза в спиральную камеру, облицовка водовода и другие элементы проточного тракта совершенно не повреждены. Сварные соединения элементов спиральной камеры, статора и водовода находятся в идеальном состоянии. Наружная поверхность железобетонных водоводов не получила ни малейших повреждений, несмотря на то, что еще до аварии имела многочисленные трещины бетонной облицовки, “заштукатуренные” цементным раствором;

режим гидроагрегата, в момент которого произошла авария, имел место на гидроагрегатах СШГЭС тысячи раз, причем никаких выбросов давления никогда не наблюдалось;

* Гидротехническое строительство. 2010. № 7.



Рис. 1. Гидроагрегат № 2 после аварии

сейсмостанция “Черемушки”, регистрировавшая процессы, происходившие во время развития аварии, никакого толчка в момент срыва крышки турбины не зафиксировала, несмотря на то, что основные моменты аварии — разгон гидроагрегатов, их остановка затворами водоприемника и др. — на сейсмограммах четко просматриваются.

Эти и ряд других фактов вынудили экспертов отказаться от версии гидроудара. После этого, в течение примерно одной недели, никакой однозначной версии произошедшего не было вообще. В этот период высказывались самые фантастические версии, отголоски которых мы до сих пор можем встретить в Интернете. Причем наибольший интерес и массовые обсуждения вызывают наиболее “экзотические” версии.

Только после проведения всех необходимых расследований, в том числе расшифровки и анализа записей систем контроля, тщательного осмотра и лабораторных исследований узлов и деталей гидроагрегата, появилась основная версия, изложенная впоследствии в акте Ростехнадзора. Но к ней вернемся чуть позже.

Исходные предпосылки

По словам автора, заняться разработкой новой теории, объясняющей причины аварии, его побудили сообщения в СМИ о неизвестной природе произошедшего и неубедительность доводов официального заключения Ростехнадзора. В качестве исходных предпосылок создания новой теории автором было принято следующее:

1. В результате аварии гидроагрегат был “выброшен” в машинный зал под действием силы, происхождение которой установить до него никому не удалось. В подтверждение этого приводятся высказывания в СМИ и фотографии разрушения машинного зала.

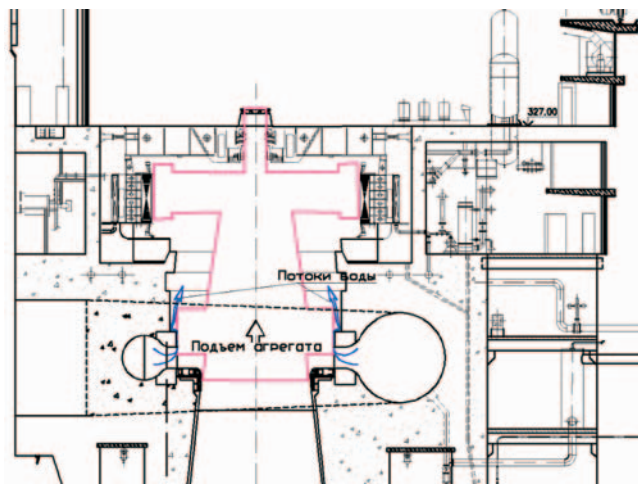


Рис. 2. Начальная фаза — подъем ротора

2. Единственной силой, способной привести к “выбросу” гидроагрегата, могло быть внезапное повышение давления в результате возникшего явления гидроакустического резонанса в напорном водоводе.

3. Гидроакустический резонанс возник как проявление автоколебательного процесса в водопроводящем тракте гидротурбины, вызванного наличием ниспадающих участков на рабочей характеристике гидротурбины. Первичным возбудителем колебаний является жгутовая частота, возникающая под рабочим колесом в некоторых режимах гидротурбины. Рассмотрим эти исходные предпосылки:

1. “Полет” гидроагрегата.

Во многих СМИ неоднократно упоминалось явление “полета” агрегата. В качестве факта преподносится якобы имевший место “вылет” гидроагрегата массой 1,5 тыс. т на высоту до 14 м. Утверждается, что в ходе “полета” гидроагрегат разрушил колонну подкрановой эстакады и другие строительные конструкции.

В действительности осмотр места аварии не подтверждает этой версии. Разрушения агрегата носят достаточно специфический характер, позволяющий судить о последовательности протекания аварии (рис. 1). Нижняя часть гидроагрегата — рабочее колесо, крышка турбины, опора подпятника и другие узлы получили минимальные разрушения. Линия вала не нарушена, и даже зеркало подпятника не имело серьезных разрушений. Спицы остова генератора скручены под действием тангенциальных сил и не имеют признаков деформации в осевом направлении. Остов ротора с оторванными полюсами отделен от спиц и в целом сохранил свою форму. Статор генератора сорван с фундамента и в виде ленты сконцентрирован со стороны верхнего бьефа (на фотографии не виден). Такого рода повреждения совершенно не характерны для тела

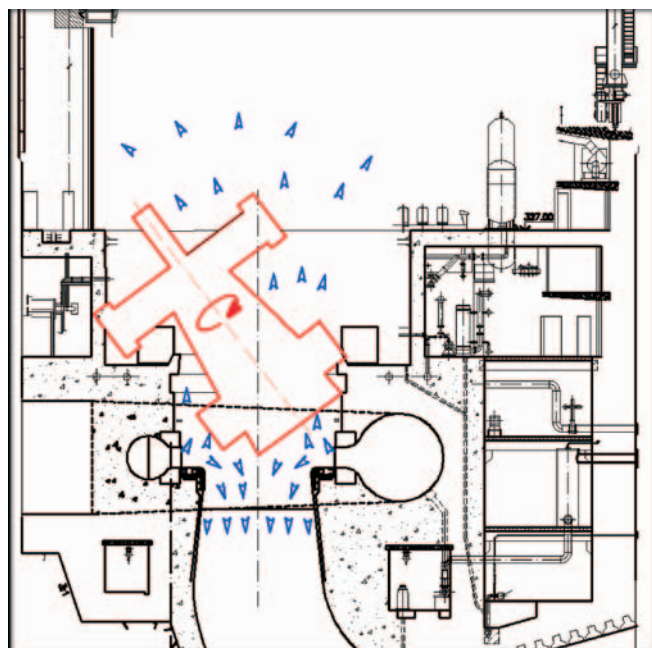


Рис. 3. Активная фаза аварии — разрушение статора и строительных конструкций

массой 1500 т, упавшего с высоты 14 м. В этом случае, безусловно, было бы полностью уничтожено рабочее колесо, смята крышка турбины и опора подпятника, искривлен вал, деформирован остов ротора генератора.

Несостоятельна и версия о соударении ротора агрегата с подкрановой колонной. В плане колонна расположена на расстоянии 3,6 м от крайней точки ротора. Для контакта с ней ротор гидроагрегата вместе с крышкой турбины должен был бы подняться на высоту не менее 9 м, наклониться примерно на 40°, «отфрезеровать» колонну, затем вернуть ось в исходное положение и плавно опуститься в кратер агрегата, не задев при этом строительных конструкций рабочим колесом или крышкой турбины. Причем этот «маневр» должен был бы выполняться под воздействием потока воды с напором 200 м, вырывающегося из кратера агрегата.

2. Гидроудар.

Другой ключевой предпосылкой автора является его утверждение о невозможности объяснить появление силы, «выбросившей» агрегат. Это также не соответствует действительности. В рабочих режимах на крышку турбины постоянно действует сила гидростатического давления, результирующая которой направлена вверх и составляет порядка 7 тыс. т. С учетом массы гидроагрегата, осевого гидравлического усилия и прочих составляющих к элементам крепления крышки постоянно приложена направленная вверх сила порядка 4 тыс. т.

Безусловным фактом является наличие в шпильках крепления крышки турбины усталост-

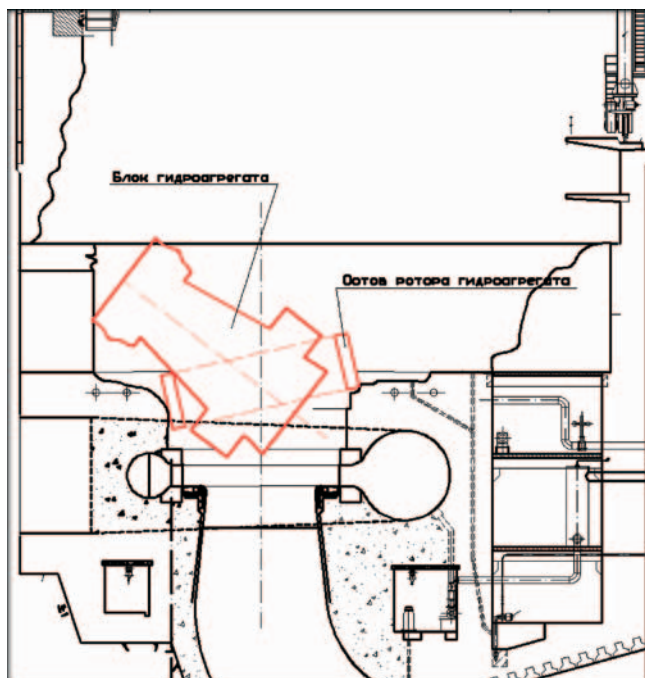


Рис. 4. Положение после окончания активной фазы аварии

ных разрушений, достигающих в некоторых из них 90 % сечения. Процесс развивался длительное время, но когда несущая способность элементов крепления снизилась до величины приложенной нагрузки, произошел подъем крышки турбины вместе с опертыми на нее узлами гидрогенератора. Для этого величина силы гидростатического давления вполне достаточна без гидроудара и иных динамических составляющих.

3. Гидроакустический резонанс.

Значительная часть работ автора посвящена математическому описанию автоколебательных процессов в водоводе, приводящих к катастрофическому росту давления в проточном тракте. Необходимым условием возникновения автоколебаний автор совершенно справедливо считает наличие ниспадающих участков на рабочей характеристике гидротурбины $Q = f(H)$ (автор почему-то называет ее «стационарной»).

Для иллюстрации наличия характеристики нужной формы автор приводит график зависимости $\Delta p/p = f(q)$, заимствованный из статьи В. Л. Окулова и И. М. Пылева «Неустойчивость напорных систем». В действительности к зависимости $Q = f(H)$ этот график не имеет никакого отношения. На настоящих рабочих характеристиках $Q = f(H)$ ниспадающих участков (участков с отрицательной производной) нет ни у одной турбины во всем диапазоне расходов и открытий НА. Они всегда монотонно возрастающие. Тем не менее, принимая как данность наличие «горбов» и ниспадающих участков, автор пытается решить дифференци-

альные волновые уравнения и делает далеко идущие выводы. Но поскольку они основаны на ложных предпосылках, то и достоверными признамы быть не могут.

В последнее время Ю. И. Лобановский начал утверждать, что ниспадающие участки появляются в процессе изменения открытия НА. Это утверждение лишено физического смысла, поскольку открытие НА жестко задается управляющим сигналом и не является прямой функцией Q или H . Так как при любом открытии НА участки с отрицательной производной отсутствуют, то и в процессе его изменения условия для возникновения автоколебаний не создаются. В широко используемых автором радиотехнических аналогиях открытие НА — это переменный резистор в колебательном контуре. Если в этом контуре нет элементов с ниспадающим участком вольтамперной характеристики, то поступательное перемещение движка переменного резистора возбудить автоколебания не может.

Таким образом, все исходные предпосылки, заложенные автором в разрабатываемую им теорию, несостоятельны.

Считая свою теорию абсолютно верной, автор пытается распространить ее на другие ГЭС, используя при этом достаточно своеобразные методологические приемы оперирования данными. Один из них в пошаговом изложении:

1. Предлагается некий эмпирический коэффициент σ , который назван “индексом устойчивости гидроакустической системы”. Априори утверждается, что при значении σ , близком к критическому, создаются условия возникновения гидроакустического резонанса.

2. Далее приводятся сведения о нескольких ГЭС, у которых были проблемы с повышенной вибрацией гидроагрегатов или имели место аварии. Несмотря на отсутствие у автора информации о причинах проблем, делается вывод о несомненном проявлении гидроакустического резонанса, поскольку для этих ГЭС значение σ близко к критическому. (Необходимо отметить, что повышенная вибрация гидроагрегатов достаточно распространенное и, как правило, вполне объяснимое явление.)

3. На основании первых двух пунктов делается вывод: “теория достаточно адекватно отражает реальные процессы”. Таким образом, эмпирическое предположение подтверждается непроверенными фактами. В итоге считаются доказанными и справедливость применения показателя σ , и распространенность “гидроакустического резонанса” на ГЭС, и, как следствие, вся теория в целом.

Можно привести еще много примеров некорректного обращения автора с фактическим материалом. Так, например, автор много внимания уде-

ляет жгутовым явлениям под рабочим колесом. Но при этом он игнорирует (или не знает?) тот факт, что пульсации давления потока со жгутовой частотой локализованы главным образом в камере рабочего колеса и конусе отсасывающей трубы. А в турбинных водоводах жгутовые частоты вообще не фиксируются. В спиральной камере, как правило, преобладают другие частотные составляющие — оборотная, лопастная и др. В средне- и низконапорных ГЭС эти частоты близки и могут совпадать с собственными частотами водоподводящего тракта. Почему автор там не ищет предвестников будущих катастроф?

Вообще резонансное усиление как результат совпадения возмущающих сил и собственных частот в гидроагрегатах (как и других сложных механизмах) — явление рядовое и достаточно изученное. Так, например, та же “любимая” автором жгутовая частота в зависимости от режима турбины может меняться иногда в 2 и более раз, неизбежно попадая в какой-нибудь резонансный пик. При пуске и остановке гидроагрегата частота вращения изменяется от нуля до номинальной, проходя при этом все пики собственных частот гидравлического тракта. Но к катастрофам это не приводит. Именно постоянное взаимодействие многочисленных частот спектра возмущающих сил — механических, гидравлических и электрических — с собственными частотами агрегата (той же природы) формирует вибрационный фон агрегата. При конструировании гидроагрегата учитывается необходимость “разнесения” основных видов возмущающих сил и главных форм собственных колебаний. Но рассчитать теоретически все многообразие этих процессов невозможно. Поэтому наиболее достоверным способом определения вибрационного состояния гидроагрегата является проведение натуральных испытаний. На основании этих испытаний определяются границы допустимых режимов работы, выявляются и устраняются источники повышенных вибраций, определяется ресурс отдельных узлов и агрегата в целом. Организация систематического проведения таких испытаний в объеме, позволяющем решить или приблизиться к решению указанных задач, позволит существенно снизить вероятность возникновения аварий, подобных Саяно-Шушенской.

В заключение хочется пожелать автору — В. И. Лобановскому успехов в решении сложных технических проблем. К сожалению, предпринятый им анализ причин возникновения аварии Саяно-Шушенской ГЭС основан на неверных предпосылках и не может претендовать на истинность трактовки произошедшего. Отчасти это вызвано отсутствием у автора фактических данных обследования места аварии, результатов экспертиз и ис-

следований. Также хотелось бы пожелать автору глубже ознакомиться с основами современной гидроэнергетики и гидромашиностроения, поскольку из его работ создается впечатление о недостаточной его подготовленности в этих вопросах.

В качестве приложения приводим хронологию развития аварии на Саяно-Шушенской ГЭС, в основном соответствующую акту Ростехнадзора.

Хронология развития аварии на ГА № 2 СШГЭС 17 августа 2009 г.

Переменные напряжения, вызываемые вибрацией в элементах крепления, главным образом в шпильках, привели к развитию усталостных трещин. Процесс этот продолжался постепенно. 17 августа 2009 г. на ГА № 2 произошло “снижение несущей способности ниже уровня нагрузок”. Далее события развивались следующим образом:

Последним толчком к обрыву ослабленных усталостными трещинами шпилек послужило динамическое воздействие от вибрации, возросшей в результате вхождения в nereкомендованную зону. Сначала оборвались наиболее слабые шпильки; под крышкой турбины образовалась щель, через которую вода под напором стала поступать в шахту турбины. Вибрация агрегата в этот момент резко возросла. Возможно, эту вибрацию и зарегистрировала сейсмостанция “Черемушки” до момента аварии.

Ножевыми потоками воды из-под крышки турбины сорвало воздухоразделительный щит, и вода попала на обмотки генератора, вызвав короткое замыкание (к.з.). Электродинамический удар от к.з. послужил толчком к обрыву остальных шпилек. Сигнал на сброс аварийно-ремонтных затворов на водоприемнике не прошел, так как частота вращения до момента к.з. была синхронной.

Гидроагрегат начал медленно (учитывая инерцию масс) подниматься. В этот момент баланс гидравлических сил, действующих на крышку, составлял около 4000 т с направлением вверх. Подъем происходил вместе с лопатками НА, “аккуратно” вынутыми из нижних подшипников, поэтому нижние цапфы на всех лопатках остались целы. Впоследствии лопатки были выломаны из верхних подшипников в результате соударений и под действием потока воды. Никакого “выброса” гидроагрегата не было. Подъем скорее носил характер движения поршня в гидроцилиндре, где роль поршня выполняла крышка турбины, а внутренней поверхностью цилиндра была шахта турбины.

После подъема на 1,5 – 2 м верхняя крестовина генератора вышла из зацепления с опорными домкратами. Этому способствовал и поток воды, проходящий сквозь ротор генератора. На верхней крестовине закреплен верхний подшипник гидроагрегата. Перекос корпуса подшипника привел к его заклиниванию, в результате чего на крестовину стал передаваться вращающий момент от вала и она начала вращаться. Потеря верхней опоры привела к прецессии оси гидроагрегата и выбросу вращающейся верхней крестовины вместе с элементами подшипника, возбудителя и др. общей массой до 100 т в машинный зал. Там она вступила в контакт с колонной подкрановой эстакады, перерубив рабочую арматуру, “отрикошетила” и “успокоилась” в блоке соседнего агрегата № 1.

После потери верхней радиальной опоры ротор генератора вступил в зацепление со статором и в течение нескольких секунд уничтожил не только обмотки, но и активное железо, кожух генератора, железобетонную “бочку” и окружающие строительные конструкции. Ротор вращался с нарастающей прецессией верхнего конца оси. Увеличение углов наклона вала привело к резкому увеличению площади зазоров между крышкой турбины и облицовкой шахты турбины. Произошла разгрузка гидростатического давления, и движение ротора на подъем прекратилось (рис. 3). Во время всего процесса РК с крышкой не выходило за пределы шахты турбины, чем и объясняется их хорошая сохранность. Обод ротора под воздействием тангенциально направленных сил соударения скрутил спицы и, отделившись от них, упал в кратер (рис. 4).

Практически вся энергия, запасенная во вращающихся частях, ушла на разрушение строительных конструкций. Все описанное выше происходило одновременно с истечением из кратера агрегата потока воды с напором 50 – 100 м. Часть напора была “разгружена” отсасывающей трубой, но насколько — определить уже невозможно. “Фонтан” воды диаметром 10 м разрушил шатер машзала в блоках агрегатов 1 – 4 и захлестнул трансформаторную площадку. Возможно, он и довершил разрушение колонны, оставшейся без арматуры. Все системы защит и автоматики ГА № 2 были уничтожены потоком воды в течение примерно одной секунды.

Вода, хлынувшая в машзал, за считанные секунды распространилась до агрегата № 10, вызвав короткие замыкания и мгновенно уничтожив все оборудование. Дальнейшее описано в акте Ростехнадзора и к причинам аварии отношения не имеет.

Профессор Николай Дмитриевич Холин



Николай Дмитриевич Холин родился в Санкт-Петербурге 14 декабря 1900 г. Окончил Ленинградский институт инженеров путей сообщения, получив специальность инженера гидромеханика.

Первой успешной работой Н. Д. Холина по разработке и использованию способа гидромеханизации была добыча озокерита на о. Челекен в Каспийском море в 1929–1931 гг.

Им был использован размыв грунтов насосно-гидромоторной установкой и впервые в России осуществлен напорный гидротранспорт грунта с помощью грунтового насоса на значительное расстояние.

До февраля 1935 г. Н. Д. Холин работал инженером в тресте “Союзэкскавация” в отделе гидромеханизации (термин “гидромеханизация” был внесен им же). Затем он был переведен на строительство канала Москва — Волга, где в Управлении экскаваторных работ организовал и возглавил отдел гидромеханизации. Оборудование гидромеханизации, технологию разработки и намыва грунта, в том числе в сооружение ответственных земляных плотин, приходилось создавать заново, поскольку отечественных аналогов не было. Особенности трудности были с комплектованием кадров для этого нового способа земляных работ. Н. Д. Холину удалось привлечь молодых талантливых инженеров, которые впоследствии стали руководителями крупных подразделений гидромеханизации: Б. М. Шкундина, А. А. Мороза, П. В. Шелухина, М. А. Горина, Б. К. Липгарта, А. Н. Потапова, Н. И. Зайцева, Б. В. Беренцвейга и др. Большую помощь в становлении гидромеханизации оказал главный инженер строительства канала Москва — Волга академик АН СССР С. Я. Жук.

При строительстве канала Москва — Волга впервые в условиях крупной стройки всего за два года были созданы, внедрены и освоены новое оборудование и технология гидромеханизации для разработки, транспортировки и укладки (намыва) грунта в гидротехнические сооружения. Впервые было осуществлено возведение земляного напорного гидротехнического сооружения — Ивановской плотины на р. Волге и напорных дамб.

Гидромеханизация на строительстве канала Москва — Волга была школой подготовки кадров для широкого использования этого способа. Председатель Совета Министров СССР В. М. Молотов поддержал внедрение гидромеханизации в народное хозяйство, подписав специальное постановление.

За создание и применение гидромеханизации на строительстве канала Москва — Волга Н. Д. Холин был награжден орденом Ленина и ему присвоили звание профессора.

После окончания строительства канала Москва — Волга в 1937 г. Н. Д. Холина переводят на строительство Куйбышевской ГЭС на Волге. Затем он работал в Московском горном институте (МГУ), где основал кафедру гидромеханизации и лабораторию, занимался подготовкой инженеров и аспирантов. В частности, у него в аспирантуре учились Г. А. Нурок, ставший профессором МГУ, известным ученым в среде гидромеханизаторов; И. М. Ялтенец, профессор, руководитель отдела гидромеханизации в МГГУ.

В июле 1941 г. Н. Д. Холина направляют в Министерство угольной промышленности, где он успешно занимается широким внедрением гидромеханизации для производства вскрышных работ на угольных разрезах Урала.

По окончании войны в 1945 г. начинается строительство гидроэлектростанций на Волге и Днестре. Наличие песчаных грунтов позволяет проектировать и строить крупные земляные плотины способом гидромеханизации. Для подготовки инженерных кадров в 1948 г. в Московском торфяном, Московском и Куйбышевском строительных институтах открывают отделения гидромеханизации. Профессор Н. Д. Холин организует в МИСИ на кафедре гидравлики отделение и лабораторию гидромеханизации. Он преподает в МИСИ и Торфяном институте, ведет научно-исследовательские работы по созданию глинистого экрана на земляной плотине путем инъекции глинистого раствора.

В 1953 г. на строительстве Куйбышевской ГЭС, где гидромеханизация широко использовалась, Николай Дмитриевич выполнял по договору с Куйбышевгидростроем научно-исследовательские работы.

В 1956 г. в Москве по инициативе Николая Дмитриевича был открыт проектный институт “Проектгидромеханизация” Министерства строительных материалов СССР, директором института был назначен Н. Д. Холин. В задачи института входило комплексное проектирование предприятий по добыче и обогащению строительного песка и гравия в обводненных карьерах.

В послевоенный период гидромеханизация широко применялась в гидротехническом, энергетическом, транспортном строительстве и для добычи стройматериалов, в чем не малая заслуга Н. Д. Холина. С 1990 г. гидромеханизация используется на намыве дорог, площадей для добычи нефти и газа в Западной Сибири, без чего их освоение невозможно ввиду большой обводненности и заболоченности территорий.

Николай Дмитриевич Холин по праву считается основателем прогрессивного и перспективного способа земляных работ в СССР — гидромеханизации. Имея богатые знания и большой практический опыт, он был крупнейшим специалистом в этой области.

Кожевников Н. Н., ветеран гидромеханизации, почетный гидроэнергетик РАО “ЕЭС России”

Академик Цотне Евгеньевич Мирцхулава

Исполнилось 90 лет со дня рождения академика ВАСХНИЛ и АН Грузии Цотне Евгеньевича Мирцхулавы.

Выпускник Грузинского политехнического института Ц. Е. Мирцхулава отдал 55 лет решению инженерных и научных задач гидротехнического и мелиоративного строительства. С 1968 г. и до последних дней своей жизни он руководил ГрузНИИГиМ (ныне Институт водного хозяйства и инженерной экологии).

Круг научных интересов Ц. Е. Мирцхулавы был весьма широк. Он являлся основоположником ряда научных направлений в области природных катастроф и мер борьбы с ними, надежности гидротехнических и гидромелиоративных сооружений и систем, инженерной экологии и т. д.

Ц. Е. Мирцхулава внес большой вклад в изучение и разработку основ инженерной теории процессов размыва. Им разработаны оригинальная методика экспериментальных и полевых исследований, методика моделирования размывов; созданы специальная лаборатория и установки для определения допускаемых (неразмывающих) скоростей водного потока для различных грунтов и облицовок. Предложенные им зависимости, основанные на принципе расчета сооружений по предельным состояниям, отражают физику явления и учитывают основные влияющие на него факторы.

Под руководством Ц. Е. Мирцхулавы были испытаны на размыв и установлены допускаемые неразмывающие скорости для грунтов Верхне-Алазанской водохозяйственной системы, Каневской ГЭС, Кочердыкского гидроузла, деривационного канала Переволокской ГЭС, Камской ГЭС, трассы нефтепровода Батуми — Самгори, канала гидроузла Хадита в Ираке и др.

По результатам выполненных под его руководством исследований им были составлены Указания, изданные в 1965 г. в качестве ведомственных норм для проектирования мелиоративных каналов, а в 1967 г. включенные в СНиП II-Н-362: в 1985 г. изданы Пособие и СНиП 2.06.03-85 “Определение допускаемых неразмывающих скоростей водного потока для различных грунтов при расчете каналов”.

Трудно переоценить значение работ Ц. Е. Мирцхулавы по вопросам водной эрозии почв и по методам борьбы с ней. Им предложены методы прогноза и оценки различных видов эрозии — дождевой, ирригационной, склоновой и т. д., что позволяет выбирать наиболее рациональные меры сохранения и использования почв, а также намечать наиболее рациональные и экономичные мероприятия.

Он является автором 21 монографии и более чем 350 публикаций. Изданные Ц. Е. Мирцхулавой монографии “Размыв русел и методика оценки их устойчивости”, “Инженерные методы расчета и прогноза водной эрозии”, “Основы физики и механики эрозии русел”, “Экологические нарушения” и др., обобщающие результаты обширных многолетних исследований автора, являются



ценным пособием для научных работников и проектировщиков, работающих в области гидротехники, мелиорации, водного хозяйства и инженерной экологии. 50 научных статей опубликовано Ц. Е. Мирцхулавой в зарубежных изданиях, а известная монография “Надежность гидромелиоративных сооружений” издана на английском языке.

Созданная Ц. Е. Мирцхулавой теория надежности гидротехнических и гидромелиоративных систем и сооружений охватывает широкий спектр вопросов. Им исследована проблема повышения надежности гидромелиоративных объектов в условиях су-

рового климата, разработаны принципы расчета показателей надежности и долговечности почвенного покрова.

Своим огромным опытом исследователя и эрудицией академик Ц. Е. Мирцхулава делился со своими учениками и последователями. Под его руководством подготовлено более 40 кандидатских и 5 докторских диссертаций.

Академик Ц. Е. Мирцхулава являлся крупным организатором науки. Под его руководством был проведен ряд международных совещаний, конференций и семинаров. Его научные заслуги получили международное признание. В 1967 и 1978 гг. он был приглашен в Польшу для чтения лекций по вопросам надежности гидромелиоративных систем и сооружений, а в 1973 г. в качестве эксперта ООН по противопаводковым мероприятиям. В последующие годы Ц. Е. Мирцхулава принимал участие в работе международных конгрессов, симпозиумов и семинаров в Швейцарии, Индии, Италии, Англии и других странах. Являясь членом МАГИ и МКИД, он активно участвовал в работе международных организаций.

В последние годы, вплоть до своей кончины в 2009 г., Ц. Е. Мирцхулава активно работал над проблемой надежности и безопасности гидротехнических сооружений и прогноза их “старения”. Опубликованные им работы и замечательная лекция, прочитанная в 2002 г. на симпозиуме МАГИ в Санкт-Петербурге, в которой была дана оценка современного состояния разработок в этой области и определены приоритетные направления будущих разработок, в очередной раз подтвердили высочайшее положение Цотне Евгеньевича в современной гидротехнической науке.

Выступления Ц. Е. Мирцхулавы на совещаниях, конференциях, симпозиумах неизменно вызвали огромный интерес. Многие из нас с ностальгией вспоминают совещания, проводившиеся под эгидой координационных комиссий ГКНТ, гидротехнической секции ВАСХНИЛ, СНК МАГИ, где мы могли общаться с ним в обстановке научной и человеческой доброжелательности. Простота в общении, широчайшая эрудиция и глубокое понимание сути предмета обсуждения, тонкий юмор, удивительная скромность и обаяние — все это вызывало неизменную симпатию к Ц. Е. Мирцхулаве у тех, кому посчастливилось быть с ним лично знакомыми.

Асарин А. Е., Векслер А. Б., Румянцев И. С.

Николай Арчилович Картвелишвили

26 декабря 2010 г. исполнилось 95 лет со дня рождения Николая Арчиловича Картвелишвили (1915 – 1985) — одного из крупнейших специалистов в области гидродинамики, гидравлики, гидроэнергетики, гидрологии, водного хозяйства.

Н. А. Картвелишвили родился в г. Санкт-Петербурге. Трудовую деятельность начал в 16 лет. В 1940 г. с отличием окончил вечернее отделение Грузинского индустриального института (теперь Грузинский государственный технический университет) и сразу был призван в армию, где через год его застала война. В действующей армии Николай Арчилович находился до полной победы над Германией, а затем — над Японией, пройдя путь от рядового до помощника начальника штаба штурмовой бригады. Награжден тремя орденами и многими медалями.

К мирной жизни Николай Арчилович вернулся только осенью 1945 г. и уже в следующем году защитил кандидатскую диссертацию, а еще через четыре года — докторскую, посвященную переходным процессам в силовых узлах гидроэлектростанций. В 1952 г. Н. А. Картвелишвили было присвоено ученое звание профессора, его перевели из Тбилиси в Москву, где он плодотворно работал в научно-исследовательских учреждениях и вузах.

Научная деятельность Н. А. Картвелишвили была активной и многогранной. Это был яркий, самобытный ученый, добившийся выдающихся успехов. Глубочайшие знания, широкий кругозор, огромный талант часто позволяли ему, отказавшись



от устоявшихся положений, находить оригинальные, неожиданные пути решения проблем. Им создано и развито несколько научных направлений. Он является автором более 150 научных работ, в том числе целого ряда монографий, таких как “Неустановившиеся открытые потоки”, “Регулирование речного стока”, “Потоки в недеформируемых руслах”, “Стохастическая гидрология”, “Идеализация сложных динамических систем”, “Динамика напорных трубопроводов”, “Нетрадиционные задачи гидравлики”, “Теория вероятностных процессов в гидрологии и регулировании речного стока” и др., широко известных у нас в стране и за ее пределами. Н. А. Картвелишвили являлся постоянным автором журнала “Гидротехническое строительство”.

Многие годы Николай Арчилович наряду с научной занимался и педагогической деятельностью: готовил аспирантов и соискателей, преподавал в МГУ им. М. В. Ломоносова, МАДИ, на Международных гидрологических курсах. Его приглашали читать лекции и делать доклады за рубеж — в Болгарию, Польшу, Югославию, США. В разное время он являлся директором Международных гидрологических курсов, членом Советского национального комитета МАГИ, Экспертного совета ВАК, нескольких диссертационных советов. Многие его ученики, в том числе из-за рубежа, стали ведущими специалистами, руководителями различных подразделений и организаций.

Сдано в набор 23.12.2010. Подписано в печать 21.01.2011. Формат 60×84 1/8.

Печать офсетная. Печ. л. 7,0. Цена свободная

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

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

Отпечатано в типографии издательства “Фолиум”

ПОДПИСЫВАЙТЕСЬ

на журнал «Гидротехническое строительство»

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

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

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

В России подписку можно оформить в любом почтовом отделении связи.

Условия подписки можно найти в Объединенном каталоге

«Пресса России. Подписка-2011»

(Том 1. Российские и зарубежные газеты и журналы)

70224 — индекс журнала «ГИДРОТЕХНИЧЕСКОЕ СТРОИТЕЛЬСТВО»

*Уважаемые коллеги, дорогие читатели, авторы и друзья
журнала «Гидротехническое строительство»!*

Поздравляем Вас с Новым 2011 годом!

*Желаем всем доброго здоровья, счастья и творческих успехов
в благородном деле развития энергетики на благо России.*

*Пусть наступающий год станет для Вас годом новых
свершений, ярких побед и исполнения желаний!*

Редакционная коллегия:

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

Адрес редакции:

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

Почтовый адрес редакции:

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

ЗАО НТФ «Энергопрогресс»

Тел./факс: (495) 741-49-81

E-mail: gts1930@yandex.ru

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