



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.

№ 4

апрель

2010

Содержание

Строительство и эксплуатация

Векслер А. Б., Дрейзина Л. Ю., Просветова Н. Н. Местные размывы и состояние крепления русла в нижнем бьефе Камской ГЭС. 2

Липский И. В. Развитие гидромеханизации земляных работ и ее применение в современной России. 13

Урисман Я. Я. Земснаряды с регулируемым напором грунтовых насосов. 18

Безопасность гидротехнических сооружений

Каганов Г. М., Волков В. И., Секисова И. А. Приближенная оценка глубины затопления территории в нижнем бьефе при прорыве напорного фронта низконапорных гидроузлов. 22

Расчеты, исследования, эксперименты

Зубарев Н. И. Определение КПД турбины при натуральных испытаниях индексным методом. 27

Жиркевич А. Н., Асарин А. Е. Вероятный максимальный паводок (РМФ): основные сведения и проблемы применения методики его расчета в России. 30

Кузьмин Г. П. Особенности проектирования морских гидротехнических сооружений. 37

Дискуссии

Коваленко В. В. Оценка гидрологической надежности гидротехнических сооружений при неустановившемся климате. 41

Поздравление В. Б. Судакову. 45

Коган Ф. Л. Анормальные режимы работы и надежность современных гидроагрегатов. 46

Бухарцев В. Н., Лукашевич А. А. Решение задачи о взаимодействии водобойной плиты крепления с основанием при пульсации давления в сбрасываемом потоке. 52

Памяти Ю. И. Фриштера. 58

На обложке – Камская ГЭС

Местные размывы и состояние крепления русла в нижнем бьефе Камской ГЭС

Векслер А. Б., Дрейзина Л. Ю. (ОАО «ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева»),
Просветова Н. Н. (филиал ОАО «РусГидро» — Камская ГЭС), инженеры

Камский гидроузел на р. Каме, возведенный в 1950-х годах для целей энергетики и судоходства, расположен в среднем течении реки в черте г. Перми, в 13 км выше центральной части города.

Водопускными сооружениями Камского гидроузла (рис. 1) являются совмещенное с поверхностными водосбросами здание ГЭС и шлюз. В здании ГЭС (рис. 2) установлено 23* гидроагрегата общей мощностью 483 МВт и пропускной способностью турбин 3950 м³/с при расчетном напоре 15 м. Начиная с апреля 1997 г. на ГЭС производится постепенная замена первоначально установленных турбин ПЛ 510-ВБ-500 на новые ПЛ 20/3253. К началу 2009 г. на ГЭС работало 12 модернизированных гидроагрегатов. После завершения установки новых турбин установленная мощность станции возрастает до 552 МВт.

Водосливные пролеты шириной 12 м расположены поверх перекрытия агрегатного помещения и приагрегатного зала ГЭС. Суммарная пропускная способность 23 пролетов при НПУ равна 17 020 м³/с и почти полностью удовлетворяет требованию пропуска максимальных расчетных (обеспеченностью 0,01 и 0,1 %) зарегулированных расходов 17 500 м³/с. Длина напорного фронта совмещенного здания ГЭС между устоями составляет 386 м.

Наполнение Камского водохранилища началось после перекрытия русла реки 12 октября 1953 г. С этого времени транспортируемые речным потоком наносы начали задерживаться в верхнем бьефе гидроузла, в нижний бьеф стал поступать осветленный сток Камы, степень зарегулирования которого увеличилась по мере возведения сооружений, подъема уровня воды в водохранилище и ввода в эксплуатацию агрегатов гидроэлектростанции. Последовательный ввод гидроагрегатов начался 18 сентября 1954 г. при напоре 12 – 13 м и был завершен 26 декабря 1956 г. Опытный горизонтальный агрегат был введен в эксплуатацию 18 июня 1958 г.

Пропуск расходов воды через сооружения Камской ГЭС сразу после перекрытия реки производился через 11 отверстий гребенки (пролеты № 7 – 17) при перепаде уровней верхнего и нижнего бьефов около 0,5 м [1]. Первый паводок через незавершенное строительство здание ГЭС был пропущен весной 1954 г. через часть отверстий гребенки при повышенном до 10 м перепаде уровней, что было необходимо для создания напора при подготовке к пуску первых шести агрегатов. Последующие паводки 1955 и 1956 гг. также пропускались по временной схеме через строящееся сооружение. Начиная с паводка 1957 г. станция смогла пропускать расходы р. Камы практически полным фронтом (кроме левобережного 24-го блока с горизонтальной турбиной).

В табл. 1 приведены данные гидрологической службы Камской ГЭС о пропуске через нее максимальных расходов. Наибольшие расходы воды в нижнем бьефе (обеспеченностью менее 5 %) наблюдались в 1957, 1965 и 1979 гг. Значение их за все годы эксплуатации гидроузла лишь один раз (1957 г.) незначительно превысили 11000 м³/с (обеспеченность 4 %). Наибольшая продолжительность холостого сброса отмечалась в 1955 – 1956 гг., когда монтаж гидроагрегатов не был завершен. После завершения монтажа и пуска 23 агрегатов наиболее продолжительный сброс (61 сутки) производился в том же 1957 г, когда сбрасывали самый большой расход, а также в 1990 г. (58 суток, $Q_{\max} = 9890$ м³/с), 1992, 1993, 1994, 1999, 2001 и 2002 гг. (47 – 50 суток).

Крепление нижнего бьефа Камской ГЭС выполнено в виде водобоя длиной по направлению течения 100 м (рис. 2). Начальная часть водобоя, прилегающая к днищу отсасывающих труб, выполнена из двух монолитных плит длиной по 20 м и расположена между раздельных стен, делящих здание ГЭС на четыре секции, содержащие по шесть агрегатных блоков с шестью водосливами. Ниже по течению водобой представляет собой единое по всему фронту здания ГЭС покрытие из армированных железобетонных плит толщиной 3 м и отметкой поверхности 82,06 м на начальных 20 м и плит толщиной 2 м и отметкой поверхности 81,56 м на следующем 40-метровом участке, завершающемся глубоким вертикальным зубом. Зуб прорезает всю толщу аргиллитов (вапнов) с прослойками известняка и песчаника и заглубляется на 0,5 – 1,0 м в

* По проекту на ГЭС было установлено 24 гидроагрегата: 23 вертикальных агрегата с поворотно-лопастными турбинами ПЛ 510-ВБ 500 и один опытный образец горизонтального агрегата ПЛ 548-Г-450, который к настоящему времени демонтирован. Не используется при холостых сбросах и расположенный в одном блоке с ним 24-й водосливной пролет, который наглухо закрыт.

плотные плитчатые известняки (мергель). Глубина погружения зуба зависит от положения поверхности мергеля и составляет от 11,8 м (до отм. 69,7 м вблизи левого бережного устья) до 14,2 м (до отм. 67,2 м в створе раздельной стены I – II секций).

Зуб продолжается вдоль лицевой грани фундамента правобережного сопрягающего устья и далее по контуру начального 40-метрового участка крепления правого берега. Ниже по течению берег на длине 425 м (до устья р. Гайвы) крепится бетонными армированными плитами толщиной 35 см на щебеночной подготовке, уложенными с заложением 1:2,5. В сопряжении с дном реки плиты, согласно проекту Мосгидэпа (1956 г.), должны опираться на каменную наброску ($d_{ср} > 15$ см), заглубленную в продольную трапецидальную траншею с дном на отм. 84 м.

В период пропуска строительных расходов в паводок 1955 г. произошел размыв аргиллитов и известняков за зубом водобоя II и III секций с обнажением низовой грани зуба на 5–7 м за пролетами 9–10. Поэтому к паводку 1956 г. был разработан проект и осуществлено крепление за секциями II–III отсыпкой с барж бетонных кубов (бетонитов) размером $0,95 \times 0,95 \times 0,95$ м, прикрывающих низовую грань зуба до отм. 80 м. Всего было сброшено 3760 кубов. При водолазном осмотре в октябре 1957 г. был зафиксирован значительный разброс бетонитов, уложенных в 1956 г., по верховому откосу ямы размыва на расстояние до 40 м от зуба. Крупный обломочный материал известняка и песчаника, вынесенный из ямы размыва, образовал против II и III секций в 200–300 м ниже зуба гряду с отметками гребня 86,5 м — на 5 м выше отметки поверхности водобоя.

Крепление правого берега бетонными плитами выполнялось после оползания берегового склона, которое произошло вследствие размыва дна в его основании в паводок и летом 1957 г.

Усиление крепления за зубом водобоя бетонными кубами было продолжено в 1963 г.: после про-

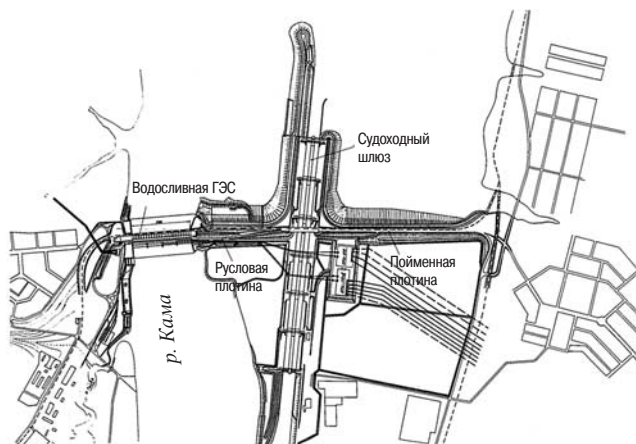


Рис. 1. План основных сооружений Камского гидроузла

хождения паводка за I секцией было отсыпано 1510, за IV — 1066 кубов. Размер кубов был принят равным $1,2 \times 1,2 \times 1,2$ м. Водолазным осмотром было установлено, что в основном кубы легли непосредственно за зубом, прикрывая его оголившуюся низовую грань; незначительная часть кубов оказалась на поверхности водобоя в 1–3 м от вертикальной грани зуба. Всего по проекту, разработанному в 1962 г. персоналом Камской ГЭС и согласованному с Гидропроектом, намечалось сбросить в I секции 1592, в III — 1592 и в IV — 1431 кубов, однако был ли в полной мере реализован этот проект выяснить не удалось. Имеется лишь упоминание в [2], что “в 1956 и 1963 гг. за зуб водобоя отсыпали около 8,5 тыс. м³ бетонных кубов”.

Период завершения строительства гидроузла и постепенного введения в проектный режим эксплуатации его водопропускных сооружений является, как показывает опыт [3], наиболее ответственным в возникновении и развитии местных размывов русла в нижнем бьефе. Именно в этот период процесс развития размывов может принимать достаточно опасную направленность как для сооружений самого гидроузла, так и для объектов, находящихся в его

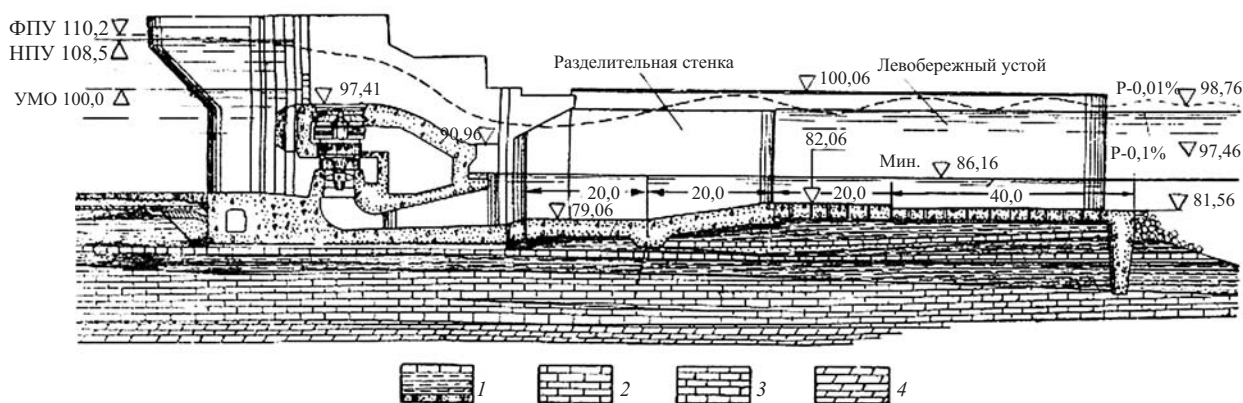


Рис. 2. Поперечный разрез по зданию ГЭС и водобою:

1 — аргиллиты (вапны) с прослоями известняков и песчаников; 2 — известняки плитчатые; 3 — доломиты серые; 4 — мергели известняковые

Данные о паводках, пропущенных через Камский гидроузел

Год	Максимальный расход притока в водохранилище, м ³ /с	Максимальные (пиковые) расходы воды в нижнем бьефе		Продолжительность холостого сброса, сут	Год	Максимальный расход притока в водохранилище, м ³ /с	Максимальные (пиковые) расходы воды в нижнем бьефе		Продолжительность холостого сброса, сут
		сумм., м ³ /с	холостого сброса, м ³ /с				сумм., м ³ /с	холостого сброса, м ³ /с	
1955	8190	8100	7460	163	1983	8360	4070	–	–
1956	8960	7920	5140	44	1984	10070	4430	–	–
1957	15000	11010	7280	61	1985	12500	7660	3110	34
1958	12470	8370	4100	47	1986	11600	5080	1000	5
1959	8330	8080	3750	5	1987	13900	9000	4260	18
1960	7800	7620	3520	6	1988	7140	4040	–	–
1961	11900	8180	4000	24	1989	12000	8870	4300	24
1962	8370	6000 *	2160 *	12 *	1990	15000	9890	5410	58
1963	9000	6310	1870	8	1991	16500	10260	6160	32
1964	9980	7530	3010	14	1992	15700	10320	5680	50
1965	13240	10460	5940	30	1993	12000	8330	4170	48
1966	10180	8550	4140	22	1994	11340	6760	2570	49
1967	5740	3620	–	–	1995	10900	7540	3560	34
1968	11160	8040	3500	21	1996	12500	4630	1070	15
1969	7540	4540	–	–	1997	12700	10260	5910	41
1970	8050	7580	2890	11	1998	13800	9180	5010	36
1971	9180	6260	1520	10	1999	14500	8890	5080	47
1972	7960	7640	3000	16	2000	13500	7760	3950	37
1973	7120	4520	–	–	2001	16000	10030	6170	48
1974	12420	9000	4560	32	2002	15900	10080	6700	47
1975	7480	4010	–	–	2003	11600	6980	3330	35
1976	9310	7290	2950	10	2004	13100	7785	4150	21
1977	8500	3800	–	–	2005	10500	5648	2255	34
1978	8260	8040	3490	22	2006	9000	5773	2522	30
1979	18310	10510	6200	29	2007	11500	9165	5637	43
1980	9790	4285	–	–	2008	7110	5240	2142	26
1981	14990	9540	4960	34	2009	12300	7628	4299	23
1982	10390	7420	2950	10					

* Холостой сброс в 1962 г. осуществляется только во время осеннего паводка (6 – 17 сентября). Максимальные расходы в нижний бьеф поступали 8 сентября.

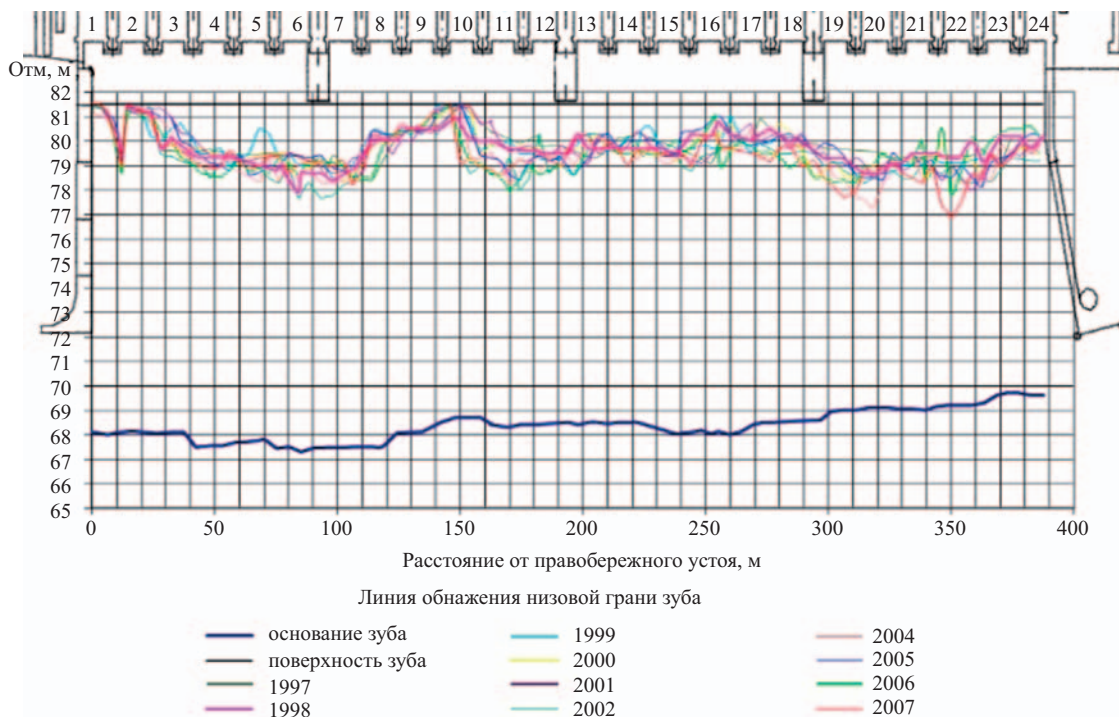


Рис. 3. Обнажение низовой грани зуба (по результатам водолазного обследования 1997 – 2007 гг.)

нижнем бьефе. Основными причинами этого являются:

незавершенность строительных работ на отдельных участках водопропускных сооружений, не позволяющая осуществлять равномерное распределение сбрасываемых расходов воды по фронту сооружения;

незавершенность работ по монтажу и наладке механического оборудования водосбросов и турбинных трактов, препятствующая оперативному их маневрированию с целью создания оптимального гидравлического режима в нижнем бьефе;

незавершенность работ по разборке остатков строительных перемычек, съездов в котлован, по креплению берегов и т.п., обуславливающая сбойность потока, сосредоточение его на ограниченной ширине реки в нижнем бьефе.

Эти причины в той или иной мере нашли отражение в процессах, наблюдавшихся в период завершения строительства сооружений Камской ГЭС (начиная с октября 1954 г. — перекрытия русла) и в первые годы ее эксплуатации полной мощностью (кроме опытного агрегата № 24). Подробное описание условий, при которых происходил пропуск расходов воды через сооружения гидроузла, и анализ обстоятельств, приведших к размыву русла, содержатся в отчетах организаций, принимавших участие в наблюдениях гидравлического режима в этот период, — Мосгидэпа, Ленгидропроекта и ВНИИГа. Анализ и обобщение результатов этой работы отражены в отчетах 1956 – 1959 гг. ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева — организации, проводившей лабораторные гидравлические исследования для обо-

снования проекта Камского гидроузла и проверявшей на гидравлических моделях ситуации, реально складывающиеся на объекте в эти годы. В обобщенном виде достаточно полный анализ причин размыва, произошедшего в пусконаладочный период работы Камской ГЭС, дан в рекомендациях [1].

В материалах ПИИ “Самарагидропроект”, изучавшего результаты проводившихся до 1990 г. на-

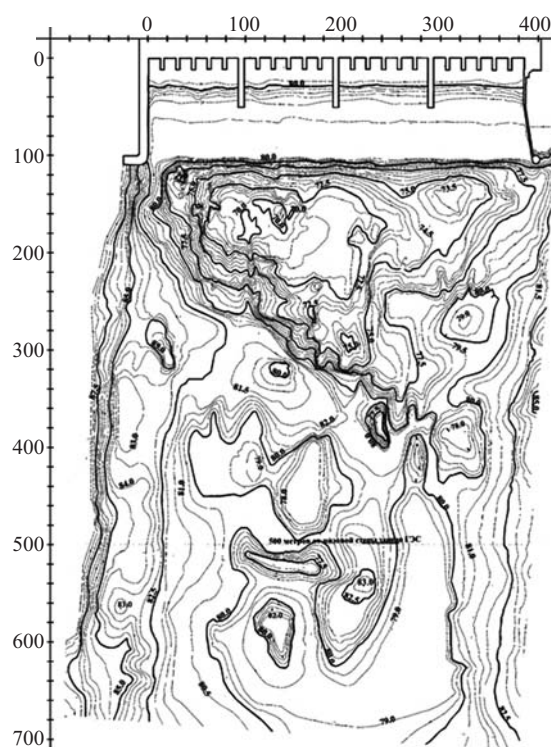


Рис. 4. Съемка 2008 г. нижнего бьефа Камской ГЭС

Сравнительные характеристики развития местного размыва в нижнем бьефе Камской ГЭС

Год и месяц съемки	Наибольшее удаление низовой границы ямы (на отм. 81,5 м) от кромки зуба		Фокусы размыва		
	расстояние, м	местоположение в плане (номера пролетов)	наинизшая отметка, м	удаление от кромки зуба, м	местоположение в плане (номера пролетов)
1957, июль	210	13 – 15	69,5	60	7
			70,5	70	10 – 11
1960, сентябрь	230	13 – 14	70,0	50 – 65	6 – 7
			71,0	30 – 80	9 – 10
			73,0	22 – 70	17 – 18
1970, август	225	13 – 15	70,0	30 – 45	7
			70,0	30 – 65	9 – 10
			72,5	30 – 60	15 – 18
1972	225	13 – 15	68,1	30	6 – 7
			70,0	30 – 45	9 – 10
			72,2	50	15 – 19
1990, август	230	14 – 18	71,0	30 – 80	5 – 13
			68,0	35 – 60	6 – 7
			72,0 – 73,0	12 – 70	19 – 21
1998, июль (до за- крепления ямы тет- раздрами)	230	14 – 18	69,5 – 70,0	40 – 55	6 – 9
2003, август	230	14 – 18	70,0	25 – 55	5 – 9
			71,5	43 – 60	10 (левая часть)
			73,0	20 – 40	19 – 20
2008	270 – 300	14 – 20	72,0	35 – 120	5 – 15
			71,0	50 – 70 (внутри боль- шой ямы)	9
			73,5	25 – 50	19 – 20

блюдений за развитием местного размыва русла, отмечается, что с “вводом в нормальную эксплуатацию всех водопропускных сооружений при сравнительно равномерных по фронту сбросах половодья интенсивность местных размывов значительно снизилась”.

Увеличения глубины в фокусе размыва ниже отм. 69,0 – 70,0 м за период с 1957 по 1991 гг. не произошло, однако происходило расширение ямы размыва к берегам и в сторону зуба водобоя. Наибольшее обнажение зуба водобоя достигло 5 м и было зафиксировано в 1987 г. против агрегатов 3 – 4 и 11 – 12. После сброса половодий 1990 и

1991 гг., отличавшихся от предыдущих лет значительными расходами (более 9890 и 10260 м³/с) и продолжительностью (58 дней в 1990 г.), при водолазном обследовании было отмечено обнажение зуба на 6,5 м в створе бычка между агрегатами 10 и 11. Отметим, что эхолотный промер также показал в этом месте увеличение обнажения зуба, но только на 5 м. Обнажения зуба, близкие к 5 м, были зафиксированы эхолотом также напротив агрегатов 6, 17 – 19 и 22. Обращает на себя внимание то, что при водолазном обследовании такого значительного обнажения зуба в этих местах не отмечалось. Несовпадение этих оценок, по-видимому, объясня-

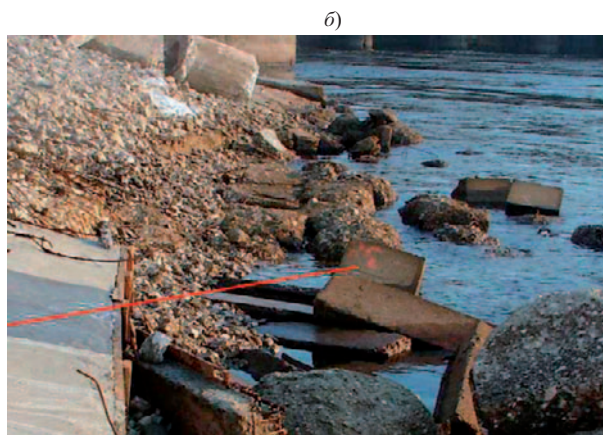
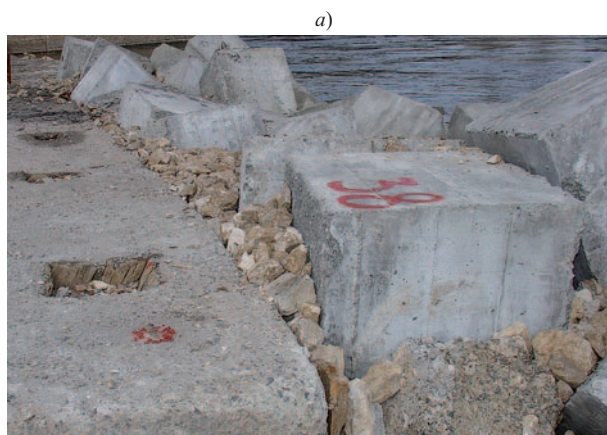


Рис. 5. Перемещение бетонного куба № 38 $0,75 \times 0,75 \times 0,75$ м:
 а — положение куба у подошвы плиты № 1 (апрель 2006 г.); б — положение куба у подошвы плиты № 5 (апрель 2008 г.)

ется тем, что промеры, выполняемые однолучевым эхолотом, могут давать значительные искажения истинной картины при обследовании акваторий, дно которых сложено угловатым крупнообломочным материалом. В нижнем бьефе КамГЭС таким материалом являются обломки песчаника и известняка, а также бетонные кубы (бетониты). В такой ситуации с большим доверием можно относиться к результатам водолазного обследования, несмотря на возможные значительные погрешности в определении плановых координат места осмотра и его высотного положения, а также на субъективность оценки ситуации.

Как показали более поздние (2008 – 2009 гг.) исследования ОАО “ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева”, к этому времени в нижнем бьефе Камской ГЭС произошло понижение уровней воды, составившее при среднемноголетнем расходе $1710 \text{ м}^3/\text{с}$ около 1 м и явившееся следствием трансформации русла р. Камы ниже гидроузла. Понижение уровней не могло не привести к увеличению скоростей течения и, как следствие, к снижению устойчивости материала крепления. Значительное оголение низовой грани зуба после паводка 1990 г. обусловило решение руководства станции о проведении дополнительных мероприятий по усилению крепления нижнего бьефа. В 1992 г. в нижнем бьефе была произведена срезка до отм. 83,0 м верхней части гряды отложений, образовавшейся из продуктов местного размыва в первые годы работы ГЭС ниже II и III секций. Грунт, снятый с гребня гряды (40000 м^3), был уложен на верховой откос ямы размыва в месте его примыкания к зубу водобоя. Туда же с плавучей самоходной баржи было уложено 107 бетонных тетраэдров с длиной ребра 3,3 м и весом 11 т. Как показали эхолотная съемка и водолазное обследование, выполненные после достаточно продолжительного (см. табл. 1) паводка 1993 г., некоторая часть грунта была смыта, произошло его перераспределение и разравнивание, но в результате обнажение низовой грани зуба существенно уменьшилось.

В полном объеме решение 1990 г. об усилении крепления было реализовано только в межень 1998 г. Паводок этого года был несколько слабее паводка предыдущего 1997 г. (см. табл. 1), однако водолазный осмотр свидетельствовал об увеличении на 1,25 м обнажения зуба на участке пролетов № 4 – 7. Наибольшие обнажения были зафиксированы против пролета № 6 – 3,75 м, а также на береговых участках — до 5,5 м. Работы по креплению выполнялись в сентябре — октябре 1998 г. по проекту Самарагидропроекта, разработанному еще в 1991 г. Вдоль низовой грани зуба было уложено 202 тетраэдра весом 11 т.

Безопасность эксплуатации водосливного здания Камской ГЭС в значительной мере зависит от недопущения подмыва крепления ее нижнего бьефа при приближении ямы размыва к концевому зубу. Происходящее при этом оползание отдельных слоев песчаника и известняка, слои которых перерезаны зубом и залегают в верховом откосе ямы размыва, приводит к оголению низовой грани зуба. Согласно проекту, устойчивость здания ГЭС гарантированно обеспечивается в тех случаях, когда обнажение зуба не превышает половины его высоты. Иными словами, обнажение зуба не должно превышать 6,0 – 6,5 м. Работы 1992 и 1998 гг., направленные на защиту низовой грани зуба, были, таким образом, необходимыми для снижения риска опасного развития процесса.

Проводящиеся ежегодно водолазные обследования низовой грани зуба позволяют дать оценку состоянию крепления после пропуска очередного паводка. Обследования, проведенные после укрепления тетраэдрами верхового откоса ямы размыва в 1998 г., дают, кроме того, оценку эффективности этого мероприятия. На рис. 3 показаны границы поверхности наброски в месте ее контакта с низовой гранью зуба. Очевидно, что остроконечная форма тетраэдров, как правило, не обеспечивает их плотного примыкания к поверхности низовой грани зуба. Поэтому очертания границы его оголения до

закрепления тетраэдрами (1997 г.) и после закрепления на большей части длины зуба меняются весьма незначительно — в пределах погрешности производимых водолазами измерений. Можно также предполагать, что в пределах крупных и практически малоподвижных в поперечном потоку направлении элементов наброски изменение границы оголения зуба происходит главным образом за счет перераспределения мелких обломков песчаника и известняка. Отмечавшееся в 2002 г. в районе пролетов № 6 – 8 углубление поверхности наброски до отм. 77,6 м в последующие годы не наблюдалось.

Обращает на себя внимание тот факт, что наибольшее оголение зуба в 2002 г. произошло за пролетами № 7 и 8, которые при пропуске паводка этого года были открыты вместе с пролетами № 9, 11 – 14 и 16 – 18 сначала (8 мая) на 4,5 м, а затем (11 мая) по мере увеличения расходов притока на 5,5 м вслед за пролетами № 9, 11 и 12, затворы которых были подняты до 5,5 м практически сразу же 8 мая. Уменьшение открытия этих пролетов (№ 7 и 8) до 2,5 м было произведено 13 мая, т.е. в течение трех суток они работали с открытием 4,5 м и двух суток — с открытием 5,5 м. Ни в 1999 – 2001 гг. (после укрепления тетраэдрами), ни после 2002 г. таких значительных открытий при пропуске паводков не было, не считая кратковременных полных поднятий затворов для сброса мусора.

Расходы через открытые на 4,5 и 5,5 м пролеты составляли соответственно 351 и 444 м³/с. С учетом работавших в это время гидроагрегатов, пропускавших по 197 м³/с, удельные расходы воды на водобое были равны соответственно 34 и 40 м³/с, а средние скорости — 2,8 и 3,3 м/с**. Очевидно, что такие же расходы и скорости воды были и за рядом расположенными пролетами № 9, 11 и 12, которые с открытием 5,5 м работали все пять суток сброса пиковых расходов.

Однако лишь в левой части пролета № 11 оголение зуба достигло в 2002 г. 3,5 м (до отм. 78,0 м). За пролетом № 9 оно составило около 1 м. Тот факт, что оголение зуба за пролетами № 6 – 8 в 2004 г. (в 2003 г. водолазный осмотр не проводился) было на 1 м меньше, чем в 2002 г, дает основание предположить, что отмеченные ежегодными водолазными осмотрами колебания глубины обнажения зуба являются следствием весьма невысокой точности производимых при этом измерений. Дополнительным подтверждением правомочности такого предположения является то, что наложенные друг на друга границы оголения зуба, зафиксированные в разные годы, хотя и дают разброс в пределах 1 – 1,5 м (в отдельных местах до 2 м), в целом име-

ют схожие очертания (рис. 3). Еще одним подтверждением правомочности этого предположения является то, что оголение зуба до отм. 77,2 м, отмечавшееся в 2004 г. за пролетом № 20, в последующие годы не фиксировалось.

В 2007 г. за пролетом № 22 было зафиксировано оголение зуба до отм. 77 м, т.е. на 4,6 м. При пропуске паводка этого года из всех пролетов IV секции с открытием затвора на 3,5 м в течение трех суток (с 14 по 17 мая) работал пролет № 23, остальные пролеты этой секции (кроме № 20, который в пропуске паводка не участвовал) были открыты на 2,5 м. Поэтому можно полагать, что причиной оголения на 1,25 м по сравнению с 2006 г., является, как отмечено в акте водолазного осмотра от 31 июля 2007 г., размыв отложений. Отметим, что за пролетами № 10 (II секция), 13, 15 – 17 (III секция, № 14 не открывался), также работавших в это же время с открытием 3,5 м, размыв отложений не был отмечен. Зафиксированное оголение на 4,6 м за пролетом № 22 не представляет опасности (оно составляет 37 % от глубины заложения зуба 12,4 м).

Однако если допустить, что такой размыв действительно имел место, то это является свидетельством того, насколько важно соблюдать предписанный график маневрирования затворами, согласно которому открытию 3,5 м должно предшествовать открытие 2,5 м. В 2007 г. все открытые на 3,5 м затворы (кроме № 10) перед этим работали с открытием 2 м. Случаи нарушения графика маневрирования затворами имели место при пропуске паводков и в другие годы: нарушалась рекомендованная последовательность открытия-закрытия затворов; нарушался шаг, с которым производилось изменение открытия.

Уже отмечалось, что яма местного размыва за креплением нижнего бьефа здания КамГЭС начала формироваться в период пропуска строительных расходов. Существенную роль в зарождении ямы сыграло то, что к паводку 1955 г. — первому паводку, пропущенному через сооружения, — сброс мог осуществляться только через шесть практически готовых пролетов и агрегатов I секции и восемь пролетов гребенки во II и III секциях. IV секция в это время находилась в стадии строительства и была отгорожена перемычками II очереди. При этом некоторые отверстия гребенки (№ 12, 13 и 14) продолжительное время работали при очень большом или даже при полном открытии. После паводка 1956 г. и первого в истории гидроузла значительного паводка 1957 г. (см. табл. 1), пропускавших хотя и при разобранных перемычках II очереди, но со значительными нарушениями рекомендованной схемы маневрирования затворами, сформировался рельеф ямы размыва [1], характерные особенности которого в общих чертах сохранились до настоящего времени. Развитие размыва за прошедшие 50 лет происходило за счет незначительного углубления фокуса размыва, увеличения площади ямы в шири-

** Для сравнения: в 1957 г., когда произошли наиболее опасные размывы пусконаладочного периода удельные расходы составляли (по оценке [1]) в среднем 60 м³/с; с учетом бокового сжатия транзитной струи удельные расходы могли достигать до 76 м³/с, а скорости — до 5,7 м/с.

ну (к берегам) и некоторого приближения ее к зубу крепления. В табл. 2 приведены результаты анализа и сравнения русловых съемок участка местного размыва, выполненных в разные годы. Эхолотная съемка 2008 г., отражающая современное состояние русла р. Камы вблизи сооружений КамГЭС, воспроизведена на рис. 4.

Гряды отложений, образовавшаяся в 200 м ниже зуба после пропуска половодий 1955 – 1957 гг. за пролетами № 5 – 9 с седловиной против раздельного быка I – II секций (пролетов № 6 – 7), способствовала концентрации потока против пролетов № 10 – 11 и № 6 – 7, что и явилось причиной образования за ними ям размыва, фокус которых достиг поверхности кровли мощного слоя известняка на отм. 69,0 – 70,0 м. Съемка 1960 г. подтвердила существование этих углублений рельефа в опасной близости к зубу крепления. Последующие съемки не вносили существенных уточнений в очертание сформировавшейся за пролетами 6 – 10 ямы с фокусами в районе бычков № 6 – 7 и № 9 – 10. До 1972 г. все изменения, отмечавшиеся в этом месте, были в пределах точности съемки. Однако в 1972 г. было зафиксировано понижение отметки в фокусе размыва напротив бычка № 6 – 7 до 68,1 м. Вплоть до 1990 г. проводившиеся наблюдения подтверждали существование этого понижения с колебаниями наинизшей отметки в диапазоне от 67,0 (1998 г.) до 69,0 м. После того как в 1992 г. была произведена отсыпка на верховой откос ямы размыва материалов срезки гряды отложений, поверхность откоса сместилась вниз по течению, фокус ямы удалился от кромки зуба на 50 м, а наинизшая отметка повысилась до 70 м. Ко времени закрепления верхового откоса ямы местного размыва произошли частичный смыв отсыпанного на него материала и углубление ямы до отм. 69,5 – 70,0 м против пролетов № 6 – 9.

К настоящему времени, как показывает съемка 2008 г., в фокусе размыва, расположенном за пролетом № 9, отметки дна везде выше 71,0 м; фокус расположен внутри ямы со средней отметкой около 72,0 м, простирающейся вдоль фронта здания ГЭС на половине его длины: от пролета № 5 до пролета № 15. Заложение верхового откоса ямы в самом крутом месте (против пролета № 7) составляет 1:8, что обеспечивает ему достаточную устойчивость.

Другая яма размыва в нижнем бьефе Камской ГЭС стала развиваться в его левобережной части после пропуска паводков 1959 и 1960 гг. В 1959 г. фокус с отм. 72,9 м находился в створе бычка между пролетами № 16 – 17. В 1960 г. он сместился влево — к бычку между пролетами № 17 – 18. Возникновение размыва в этом месте скорее всего вызвано концентрацией потока, обусловленной остатками продольной перемычки II очереди, четко просматривающимися на съемках 1957 – 1959 гг. за пролетом № 18. После смыва этих остатков размыв распространился влево, и к середине 1970-х гг. са-

мая глубокая его часть с отм. 72,2 – 72,5 м устойчиво располагалась за пролетами № 15 – 19. К настоящему времени (после всех работ по укреплению верхового откоса) левобережная яма располагается самой глубокой своей частью против пролетов № 19 и 20. Наибольшая крутизна откоса, как и в правобережной части, не превышает 1:8.

За пределами зоны местных размывов, длина которой к настоящему времени составляет 300 м (см. табл. 2), переформирования русла после срезки в 1992 г. верха гряды отложений материала, вынесенного из ямы размыва, происходили за счет незначительных плановых смещений оставшейся части этой гряды. Съемка 2008 г. показала (рис. 4) практически полный смыв и некоторое смещение этих отложений вниз по течению. Остатки их в виде двух возвышенностей с отметками верха 83,0 и 82,0 м прослеживаются соответственно в 450 и 500 м ниже кромки крепления. Остальная поверхность русла в районе съемок сохраняется в прежнем диапазоне отметок.

Крепление откоса правого берега армированными бетонными плитами в период пуска ГЭС в эксплуатацию было выполнено только на начальном 40-метровом участке, в пределах которого сопряжение плит с руслом осуществляется концевым зубом, представляющим собой, как уже отмечалось, единую конструкцию с концевым зубом водобоя. Размывы неукрепленной части берега произошли еще при пропуске паводка 1956 г. В рекомендациях [1] указывается, что “у правого берега почти во все время паводка существовал небольшой, но интенсивный водоворот. Наличие этого вальца с довольно быстрым обратным течением, а также волн в нижнем бьефе привело к заметному размыву неукрепленного участка берега между правобережным устоем здания ГЭС и устьем р. Гайвы”. В результате пропуска паводка 1957 г. произошло “дальнейшее расширение зоны размыва и началось оползание берегового склона”, оставшегося неукрепленным. Оползень на участке длиной около 100 м, считая от существовавшего к тому времени крепления, “распространился в глубь берега местами на 40 – 50 м, считая от уреза воды, в пределах отметок 97 – 102 м. Комиссия, обследовавшая оползень, установила, что он произошел по 2 причинам:

1) вследствие сброса на откос воды из компрессорной станции;

2) вследствие размыва и подмыва правого берега”.

В Заключении строительного-гидротехнической секции Комиссии по приемке ГЭС в эксплуатацию (1964 г.) указывалось, что “неорганизованный сброс промышленных вод на откос берега, сложенного суглинками, имеющими по исследованиям 1962 г. высокую естественную влажность, близкую к пределу текучести, способствовал дальнейшему насыщению водой этих суглинков и понижению их устойчивости. В результате первых подвижек и обрушения берега создавался суглинистый барьер,

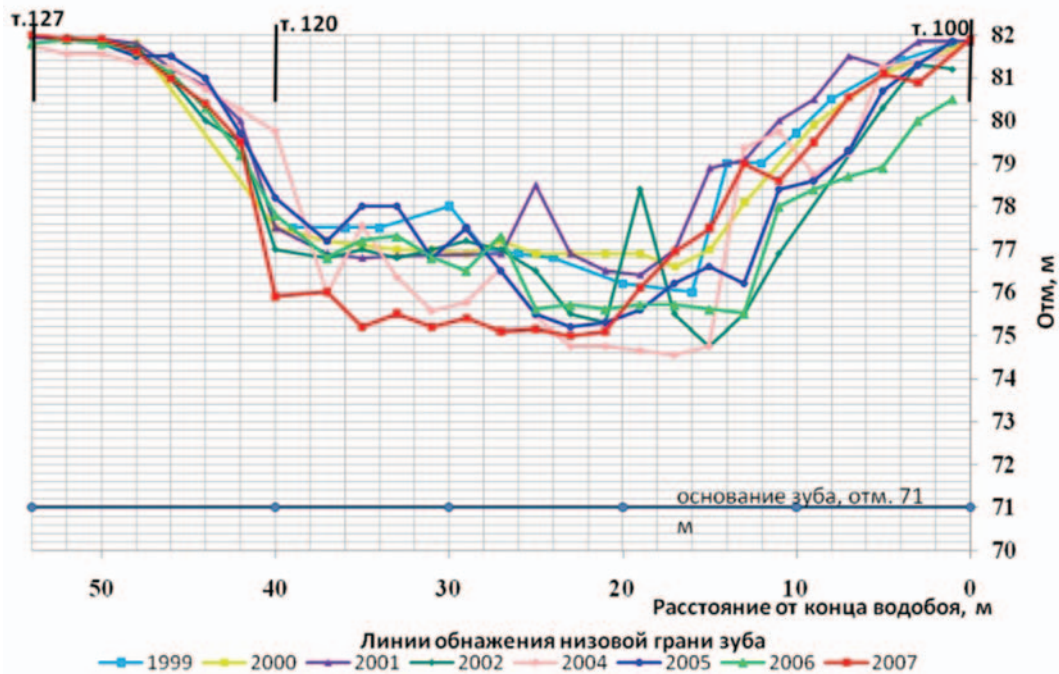


Рис. 6. Обнажение нижней грани поперечного зуба фундамента крепления начального участка правобережного откоса в 1999 – 2007 гг. (г. 100 — г. 120 — вдоль берега; г. 120 — г. 127 — вглубь берега)

следствием чего явился подпор грунтовых вод, обусловивший дополнительное обводнение пород склона.

Интенсивный же размыв правого берега и русла во время пропусков паводков в 1956 – 1957 гг. уничтожил естественный упор откоса”.

Работы по закреплению правого берега после произошедших размывов и оползней производились, как указано в том же Заключении, в две очереди:

1) “укрепление бетонитами подмытого зуба ранее выполненного 40-метрового бетонного крепления”, являющегося продолжением фундаментной плиты правобережного сопрягающего устоя;

2) уборка после пропуска паводка 1958 г. экскаватором материалов оползня и укладка на их место песчано-гравийной массы.

Крепление откоса на всем его протяжении производилось бетонными плитами на щебеночной подготовке. Нижний конец плит был защищен от подмыва наброской из бетонитов.

Укрепление зуба, заглубленного до отм. $\approx 71,0$ м, на 40-метровом начальном участке крепления откоса было выполнено наброской бетонитов ($0,95 \times 0,95 \times 0,95$ м) слоем 3,8 – 6,4 м от поверхности нижней (упорной) плиты (отм. $\approx 82,0$ м) до сопряжения с дном размывтого русла. Откос наброски имел заложение около 1:1,5. Всего на этом участке было уложено более 1,5 тыс. бетонных кубов.

В процессе эксплуатации гидроузла состояние крепления правого берега является постоянной причиной беспокойства эксплуатационного персонала. В актах обследований гидротехнических со-

ружений, регулярно проводимых комиссиями Минэнерго и энергогенерирующих компаний, каждый раз (1994, 1998, 2002, 2006 гг.) отмечалось неблагоприятное состояние крепления правого берега: его подмыв, выкрашивание бетона и обнажение арматуры, пустоты под плитами в зоне швов. Для поддержания крепления в работоспособном состоянии персонал ГЭС производит замыв пустот и ремонт откосов; для устранения подмыва нижнего яруса плит вдоль их подошвы производится укладка железобетонных негабаритов, бетонных кубов, отсыпка бутового камня.

Группой наблюдения Камской ГЭС было замечено, что один из бетонных кубов $0,75 \times 0,75 \times 0,75$ м (специально помеченных краской), находившийся в апреле 2006 г. у подошвы плит карты № 1 (≈ 45 м от конца водобоя ГЭС), в апреле 2008 г. оказался в районе карты № 5 (рис. 5), т.е. был перенесен на расстояние около 35 м. Судя по тому, что на начальном 160-метровом участке откоса у подошвы сохранилось лишь несколько кубов, можно полагать, что остальные кубы были снесены потоком еще дальше. Устойчивое положение сохранилось у кубов, лежащих в подошве плит нижерасположенного участка крепления откоса. Перемещение потоком кубов такой крупности на начальном участке вдольбереговой полосы возможно при скорости течения более 7,5 м/с. Такие скорости могут возникнуть только в условиях сброса в нижний бьеф максимального расчетного паводка. Паводки же 2006 и 2007 гг. имели расходы существенно меньше (см. табл. 1) и пропускались при открытии затворов, не превышавшем 2,5 м в правобережной и центральных секциях (I – III) здания ГЭС

(2007 г.). В такой ситуации наиболее вероятной причиной перемещения кубов является влияние волнения, возникающего при работе водосбросов. Наличие волнения при работе водосбросов отмечалось [1] еще при анализе причин размыва, произошедшего в 1956 – 1957 гг. Однако специальных исследований волнения (условий возникновения, основных параметров, зоны распространения) ни тогда, ни в последующие годы, насколько нам известно, на ГЭС не проводилось.

Регулярно проводимые водолазные обследования состояния низовой грани продольного зуба в основании начального участка правобережного крепления показывают не прекращающийся со временем процесс ее обнажения (рис. 6). В 1989 – 99 гг. была выполнена укладка бетонитов вдоль зуба. Обследование 2000 г. показало, что произошло перераспределение бетонитов: повышение в среднем на 1 м поверхности защитной наброски на участке, удаленном на 15 – 25 м от конца водобоя, и почти такое же снижение ее на участке, удаленном на 28 – 40 м. Такое перераспределение материала дает основание полагать, что помимо волнения, возникающего при работе водосливов, на этом (начальном) участке крепления правого берега перенос материала наброски вверх по течению является результатом воздействия обратной ветви развивающегося здесь водоворота.

В последующие годы (кроме 2003 г., когда водолазное обследование не проводилось) в актах обследования практически ежегодно отмечается, что в том или ином месте произошло дополнительное обнажение поверхности наружной грани зуба. Наибольшее годовое увеличение обнажения почти везде на участке длиной 26 м, примыкающем к концу водобоя, было отмечено в 2002 г. — “рекордным” по расходу, сброшенному в нижний бьеф. Максимальное абсолютное обнажение низовой грани составило 6,7 м в месте, удаленном от конца водобоя на 21 м. Еще большее оголение зуба — до 7,4 м — было отмечено в 2004 г. в 17 м от конца водобоя. В 2005 – 2007 гг. поверхность наброски на участке 15 – 23 м от конца водобоя повысилась на 1,0 – 2,5 м. При этом произошло ее понижение на участке 25 – 40 м от конца водобоя, что подтверждает сделанное выше предположение о влиянии на перенос отдельностей наброски течения в обратной ветви водоворота. После прохождения паводка 2007 г. поверхность продольного зуба на участке, удаленном на 20 – 40 м от конца водобоя, оказалась оголенной в среднем на 6,5 м с наибольшим значением 7 м в 23 м от конца водобоя. В акте обследования 2007 г. отмечается также на этом участке размыв грунта в основании наброски. Есть основания полагать, что размыв грунта под наброской происходил и ранее. В частности, в 2001 и 2004 гг. обнажение низовой грани зуба было ниже проектного дна реки, показанного на исполнительном чертеже Мосгидэпа 1958 г.

Размыв защитной наброски вдоль зуба основания начальной части правобережного крепления привел к оголению поверхности зуба на 64 %, что превышает значения, допустимые по проекту сооружения. Такое состояние требовало незамедлительного принятия мер по восстановлению слоя защитной наброски в основании крепления до отметки не ниже 78,0 м как первоочередного мероприятия, которое позволит выиграть время для разработки эффективных мер по борьбе с подмывом крепления правого берега не только в начальной его части, но и на всем его протяжении.

Такая работа была выполнена в августе — сентябре 2009 г. На начальном 40-метровом участке правобережного крепления было уложено двумя слоями около 100 штук 11-тонных бетонных тетраэдров с длиной ребер 3,3 м, защищающих от дальнейшего оголения наружную грань упорного зуба. Ниже по течению вдоль подошвы нижнего яруса плит крепления правобережного откоса была произведена отсыпка из бутового камня и бетонных кубов со стороной 0,75 м и весом 1 т, в дальней части откоса (устье р. Гайвы) пригруженная бетонным ломом. Всего для крепления откоса было использовано 330 кубов и 670 т бутового камня. Одновременно была осуществлена укладка тетраэдров (также около 100 штук двумя слоями) вдоль наружной грани фронтального зуба водобоя I секции здания ГЭС против агрегатов № 2 – 6. В планах на ближайшее время — укладка тетраэдров, защищающих фронтальный зуб III и IV секций, оголение которого (особенно за IV секцией) дает повод для беспокойства.

Представляется, что в условиях изменившегося гидравлического режима нижнего бьефа осуществление дальнейших мероприятий по усилению крепления без выполнения специальных гидравлических исследований может привести к тому, что устойчивый положительный эффект от их реализации, как и в предыдущих случаях, не будет получен или будет сопряжен с неоправданно высокими затратами.

Размыв на участке, где правобережный зуб направлен в глубь коренного берега, не превосходит 4 м. Оголение зуба здесь не превышает допустимого значения и не представляет опасности для сооружения.

Выводы

1. Развитие ямы местного размыва за водобоем здания ГЭС происходило под влиянием холостых сбросов. Основные фокусы размыва сформировались в период пропуска строительных расходов через недостроенное здание ГЭС, состояние которого ограничивало возможность равномерного распределения сбросных расходов по фронту сооружения. Существенную роль при этом сыграли гряды отложений продуктов размыва и остатки перемычек,

обтекание которых способствовало концентрации и сбойности сбросного потока.

Развитие местного размыва в последующие 50 лет происходило главным образом за счет увеличения его в ширину (к берегам). Распространение вниз по течению зоны пониженных отметок (ниже отметки водобоя 81,5 м) особенно интенсивно происходило после 2003 г. в левобережной части отводящего русла. Возможной причиной этого процесса является повышение скоростей течения при понижении уровней нижнего бьефа, достигшем к 2000-м годам около 1,25 м при среднемноголетнем расходе воды 1710 м³/с и наиболее полно проявляющемся при предпаводковой сработке Воткинского водохранилища.

2. Приближение размыва к зубу водобоя зависит от состояния защитного крепления верхового откоса ямы, периодически усиливаемого кубами (бетонитами) и тетраэдрами, укладываемыми в местах наибольшего оголения низовой грани зуба. В самых крутых местах откос достаточно устойчив и имеет заложение 1:8.

3. В местах наибольшего размыва отметка дна нигде и никогда не была ниже 68,0 м. Заглубление в толщу трудноразмываемой подстилающей породы — известняковых мергелей если и происходило, то было незначительным. В настоящее время (по съемке 2008 г.) наименьшая отметка 71,0 м на 3 м выше ранее (1990 г.) наблюдавшейся, а это дает основание предполагать, что в наиболее глубоких местах дно ямы размыва покрыто отложившимся там материалом, в том числе, возможно, и бетонными изделиями (кубы, тетраэдры), использовавшимися для защиты зуба водобоя и закрепления верхового откоса ямы.

4. Оголение низовой грани зуба водобоя после закрепления в 1998 г. верхового откоса ямы размыва тетраэдрами в настоящее время не превышает 4,6 м, т.е. находится в пределах допустимого (не более половины высоты зуба). Увеличение обнажения низовой грани зуба происходило, как правило, за пролетами, открывавшимися с нарушением предписанных правилами пропуска паводка схем маневрирования затворами. Это свидетельствует о необходимости строгого соблюдения графиков открытия-закрытия затворов, составленных в 1956 г. ВНИИГом и откорректированных в 1993 г. для ремонтных ситуаций Санкт-Петербургским государственным политехническим университетом. Имеются основания полагать, что малообъяснимые ежегодные колебания поверхности наброски, прикрывающей низовую грань зуба, являются следствием невысокой точности производимых при водозлазном обследовании измерений.

5. Состояние крепления правого берега требует постоянного контроля. Размыв защитной наброски бетонного зуба на ближайшем к ГЭС участке до проведения в августе — сентябре 2009 г. работ по

укладке тетраэдров превышал допустимые значения. Постоянно подмывается наброска в подошве нижнего яруса защищающих откос бетонных плит; происходит вымыв материала из-под плит, вызывая их проседание и растрескивание. Возможными причинами этих процессов являются волнение, возникающее при работе водосбросов, и развитие водоворотных зон, особенно интенсивных в начальной части откоса. Другой возможной причиной может быть обводнение тела откоса за счет недостаточного отвода дренажных вод. В условиях понижения уровня нижнего бьефа, произошедшего за годы эксплуатации гидроузла, влияние этих факторов может интенсифицироваться.

6. Пропущенные через Камскую ГЭС максимальные паводковые расходы воды лишь однажды (1957 г.) незначительно превысили расход 10 500 м³/с обеспеченностью 5 %. Происходившие размывы в зоне примыкания к зубу защитной наброски дают основание для беспокойства при необходимости сброса в нижний бьеф более значительных расходов.

В целях обеспечения надежной и безопасной эксплуатации гидротехнических сооружений Камской ГЭС необходимо разработать мероприятия по обеспечению устойчивости защитного крепления, прикрывающего фронтальный зуб водобоя и правобережный откос при пропуске расчетных паводков обеспеченностью 0,1 и 0,01 % с максимальными расходами 17 500 м³/с. Разработка этих мероприятий должна базироваться на результатах исследований, направленных на изучение параметров гидравлического режима и их воздействие на элементы крепления в нижнем бьефе. При этом необходимо оценить:

условия возникновения волнения и его параметры при разных режимах сброса паводка через поверхностные водосбросы;

влияние понижения уровня нижнего бьефа на развитие волнения и образование водоворотных зон;

фильтрационный режим в теле правобережного откоса и условия отвода дренирующих вод.

Исследования должны выполняться в натуральных условиях и на гидравлических моделях (физических и математических).

Список литературы

1. Гунько Ф. Г. Некоторые рекомендации по борьбе с местными размывами в нижних бьефах гидроузлов (по данным натурных наблюдений): Техническая информация / ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева. — М.-Л.: Госэнергоиздат, 1961.
2. Боряев Ф. И., Голубниченко П. Г., Южанов В. С. Из опыта эксплуатации сооружений Камской ГЭС // Гидротехническое строительство. 1970. № 11.
3. Векслер А. Б., Доненберг В. М. Переформирования русла в нижних бьефах крупных гидроэлектростанций. — М.: Энергоатомиздат, 1983.

Развитие гидромеханизации земляных работ и ее применение в современной России

Липский И. В., кандидат техн. наук,
зам. генерального директора ООО «СПК Гират»

Гидравлический способ разработки россыпных месторождений известен с древних времен. В России упоминания о нем относятся к началу XIX в. Тогда он применялся в основном на золотоносных приисках при наличии естественного напора воды и естественных уклонов для самотечного (безнапорного) гидравлического транспорта грунта. Так, в 30-х годах XIX в. на Урале проводились примитивные работы на гидравлическом размыве песка для извлечения золота.

В 1852 г. в Калифорнии Э. Маттисон применил для разработки золотосодержащих россыпей напорную струю воды (рис. 1, 2, 3).

В 1915 г. русский инженер Р. Э. Классон предложил гидравлический способ разработки торфяных месторождений, который заключался в следующем: торфяную залежь размывали мощной водяной струей и образующуюся смесь воды с торфом с помощью созданных торфонасосов перекачивали на поля для сушки с концентрацией 1:1 (отношение объема торфа естественного сложения к подаче воды).

В 1929 – 1931 гг. на строительстве Днепрогэса часть земляных работ впервые была выполнена с помощью гидромеханизации. В 1933 – 1936 гг. гидромеханизированный способ был применен на строительстве заводов «Азовсталь» и Туломской электростанции вблизи г. Мурманска.



Рис. 1. Разработка карьера золотоносного песка с помощью гидромониторов (США, Калифорния, 1880 г.)

В 1934 – 1937 гг. на строительстве канала им. Москвы (рис. 4) по инициативе Н. Д. Холина способ гидромеханизации был внедрен в гидротехническом строительстве: впервые в СССР был осуществлен намыв напорных земляных сооружений. В лаборатории гидромеханизации был разработан первый отечественный землесос ЗГМ-1 и спроектирован современный земснаряд 300 – 40 для строительства Куйбышевской ГЭС. Применение гидромеханизации на строительстве канала Москва – Волга стало школой кадров, отработки технологии и новой техники.

В 1936 – 1941 гг. на строительстве Верхневолжских гидроузлов (Рыбинского и Угличского) около 20 % всех земляных работ было выполнено способом гидромеханизации: намывы железнодорожные насыпи высотой до 20 м, разработан широкий отводной канал от гидроэлектростанции на р. Шекне, добыты и обогащены песок и гравий.

Использование гидромеханизации позволило выполнять земляные работы как комплексный механизированный непрерывный процесс. Это обусловило применение гидромеханизации при выполнении больших объемов земляных работ: при возведении земляных плотин, на строительстве тепловых и гидроэлектростанций, водохранилищ для водоснабжения промышленных предприятий, при намыве площадок под промышленное и жилищное строительство, при углублении русел рек и водоемов, на строительстве каналов.

Широкое применение гидромеханизация нашла в горной промышленности при добыче угля, железной руды, руд редких металлов и нерудных материалов. С помощью этого способа удаляют вскрышные породы, покрывающие полезные ископаемые,



Рис. 2. Размыв карьера песков с помощью гидромонитора (США, Калифорния, 1901 г.)



Рис. 3. Гидровашгерт для отмыва золотосодержащих песков



Рис. 4. Разработка выемки канала Москва — Волга с помощью гидромониторов (Пестовский бугор, зима 1934 г.)

производят добычу сырья и его обогащение, а также складировать отходы горных предприятий.

Большое распространение гидромеханизированного способа производства работ объясняется еще и тем, что он дает возможность выполнять земляные работы там, где применение другой землеройной техники невозможно или крайне неэффективно. Кроме того, при использовании этого способа производительность труда одного рабочего в несколько раз выше, чем при использовании соответствующего по производительности комплекса оборудования сухой машин [1]. Основными преимуществами оборудования гидромеханизации по сравнению с сухой техникой — экскаваторами и автосамосвалами, транспортирующими грунт, — являются: простота изготовления и обслуживания; возможность более качественной укладки грунта в сооружения; возможность автоматизации всего процесса земляных работ, что особенно важно для повышения производительности труда.

После Великой Отечественной войны способ гидромеханизации получил бурное развитие в гидротехническом строительстве на Дону, Волге, Днепре. До 70 % от общего объема земляных работ было выполнено способом гидромеханизации на строительстве Волжских, Камской, Днепровских ГЭС, комплекса гидротехнических сооружений Волго-Донского судоходного канала. На строительстве гидроэлектростанций на Волге — им. В. И. Ленина (рис. 5) и им. XXII съезда КПСС — были достигнуты рекордные в мировой строительной практике показатели интенсивности земляных работ способом гидромеханизации: 35 млн. м³ в год, 5,5 млн. м³ в месяц и 310 тыс. м³ в сутки.

В 1960-х гг. гидромеханизация использовалась на строительстве 20 гидроэлектростанций: Мингечаурской, Верхнесвирской, Кайракумской, Новосибирской, трех Волжских и двух Камских, Саратовской, Нижнекамской, Каховской, Кременчугской, Днепродзержинской, Киевской; на вскрышных ра-

ботах в Марьевском и Грушевском карьерах, Лебединском руднике комбината «КМАруда» и карьере Зырянского свинцового комбината. В 70-х гг. гидромеханизация активно применялась на строительстве Красноярской, Кременчугской, Днепродзержинской, Каневской, Саратовской, Чебоксарской, Нижнекамской ГЭС, комплекса инженерной защиты г. Сызрани и др.

Гидромеханизированные работы выполнялись в ирригационном и водохозяйственном строительстве. Были разработаны канал Днепр — Кривой Рог длиной более 60 км, крупнейший оросительный канал — Центральный Голодностепский коллектор и Южный Голодностепский канал, проложен Большой Каршинский магистральный канал, намыта плотина Чардаринского гидроузла на р. Сырдарье длиной 5,3 км. Из выполненных в 80-х гг. с применением гидромеханизации объектов водохозяйственного строительства наиболее значительным стал участок канала Днепр — Донбасс длиной 108 км.

В 1980-х гг. выполнялись большие объемы земляных работ по намыву ограждающих, струенанправляющих и водоподъемных дамб и плотин водохранилищ-охладителей атомных электростанций. В течение 20 лет были построены или почти завершены плотины и каналы 12 крупнейших водохранилищ АЭС: Калининской, Курской, Чернобыльской, Крымской, Костромской, Татарской, Башкирской, Смоленской и т.д.

Специфика работ на каждом объекте вносила много нового как в саму технологию, так и в развитие оборудования гидромеханизации. Так, например, для участков плотин на слабом основании проводилось предварительное обжатие основания намывом подушки грунта, была максимально уменьшена стоимость производства дренажных устройств за счет прокладки вдоль плотин дренажных каналов-карьеров.



Рис. 5. Самый мощный земснаряд 1000 – 80 производит выемку канала № 34 (строительство Куйбышевской ГЭС, зима 1953 г.)

В мелиоративном строительстве гидромеханизация применялась для расчистки водоемов и русел больших и малых рек во всех регионах России.

В 1970 – 80 гг. гидромеханизация широко использовалась при инженерной подготовке территорий под промышленное и гражданское строительство, при намыве земляных плотин и дамб, подходов к мостам, при дноуглубительных работах, при добыче песчано-гравийных материалов, в горной промышленности, в гидротехническом и ирригационном строительстве, при устройстве противопожарных водоемов.

Большой опыт использования гидромеханизации в гидротехническом строительстве в СССР получил международное признание, и в 1959 г. был заключен контракт на строительство уникальной Высотной Асуанской плотины в Египте. Выполненные работы гидромеханизации по возведению плотины получили высокую международную оценку. Это позволило внедрить отечественную гидромеханизацию на строительстве многих ГЭС за рубежом.

Опыт намыва территорий в отечественной и зарубежной практике подтверждает рациональность применения способа гидромеханизации при инженерной подготовке территорий под жилое и гражданское строительство. Гидромеханизированный намыв при наличии необходимых водных ресурсов является одним из самых экономичных и эффективных способов выполнения земляных работ. Он позволяет объединить разработку, транспортировку и укладку грунта. Освоение намывных территорий помогает:

- ликвидации угрозы наводнений и подтоплений застраиваемых территорий;

- использованию значительного территориально-го резерва “бросовых” земель, не занятых сельскохозяйственными угодьями;

- формированию рациональной и компактной планировочной структуры застройки, размещенной на берегах морей, озер, рек;

преобразованию прибрежной, зачастую неустроенной полосы и использованию участков с лучшими микроклиматическими условиями;

воплощению современной градостроительной идеи выхода центра города к берегу моря или реки для улучшения архитектурно-художественного облика города и экологической обстановки.

Актуальность освоения прибрежных территорий особенно очевидна в связи с тем, что более 300 крупных городов России, подтопленные территории которых составляют в среднем 18 % общей площади города, находятся под угрозой систематических наводнений.

В нашей стране накоплен большой опыт строительства гражданских и промышленных объектов на намывных территориях. Особенно перспективно такое строительство для городов, значительная часть которых расположена в поймах рек, а также на подтапливаемых участках водохранилищ. По масштабам освоения “бросовых” земель ведущее место в практике градостроительства занимают города, где застройка произведена на намывных грунтах: Санкт-Петербург, Нижний Новгород, Самара, Сызрань, Волгоград, Сургут, Омск, Томск, Новосибирск и др.

Особый вопрос в практике освоения территорий — замыв оврагов с целью создания новых городских площадей. Например, в Волгограде объем грунта, уложенного в овраги, достигает более 30 млн. м³. Глубина оврагов на отдельных участках достигала 30 – 40 м при ширине 200 – 600 м. Замыв оврагов дал возможность разместить жилую застройку и транспортные магистрали, обеспечив надежную связь прежде расчлененных районов города. Так, замыв оврага Долгого создал единую территорию площадью 200 га.

Гидромеханизация становится перспективным направлением в горнорудной промышленности. Гидравлический способ по сравнению с другими видами разработок имеет следующие преимущества: поточность технологического процесса; высокую производительность труда; простоту, малую стоимость, незначительный вес и размеры основного оборудования. С помощью гидромеханизации разрабатываются россыпные месторождения золота и олова, песчано-гравийные месторождения, а также вскрышные породы в угольных карьерах Урала, Кузбасса, Восточной Сибири, Приморского края. Вскрышные работы способом гидромеханизации проводятся также на месторождениях нерудных материалов, огнеупорных глин, в рудных карьерах, на алмазных месторождениях и др. Гидромеханизация значительно упростила технологические процессы добычи песка и гравия для строительной промышленности, позволив попутно обогащать и классифицировать сырье. При рыхлых осадочных

породах, когда месторождение сильно обводнено и необходимо обрабатывать подводный забой, гидромеханизация является единственно возможным способом ведения работ.

Сегодня, в период все возрастающего антропогенного воздействия на водные объекты, большую актуальность приобретает охрана водных объектов, особенно в регионах с высокой плотностью населения [2], где неудовлетворительное качество воды в водоемах, в связи с высокими нагрузками на территории их водосборов, вызывает тревогу у специалистов-экологов и широких слоев населения.

Гидрогеологический режим водоемов в значительной степени зависит от местных факторов. На качество воды в них существенное влияние оказывают ландшафтно-структурные особенности территории и хозяйственное освоение водосбора. Водные источники в ряде регионов РФ находятся в удручающем состоянии. Так, в сложном положении оказались водоохранные зоны водохранилищ и прилегающие к ним территории и реки Мытищинского, Пушкинского, Истринского районов Подмосковья. Основная угроза питьевым источникам исходит от расположенных рядом животноводческих ферм. Количество стекающих навозных масс настолько велико, что некоторые мелкие речки, впадающие в водохранилища, уже утратили способность к самоочищению. Кроме того, чистоте водных объектов угрожает незаконное строительство дачных и коттеджных поселков, проводимое на прибрежной полосе и в запретной зоне. Природоохранные службы России зарегистрировали множество случаев экстремально высокого загрязнения поверхностных вод веществами 1-го и 2-го классов опасности. Наиболее часто это происходит в бассейнах рек Волга, Ока, Кама, Обь, Дон, Енисей. Самыми распространенными загрязняющими веществами являются ионы марганца, меди, азота нитратного, аммонийного, ионов цинка. Р. Волга и ее притоки постоянно подвергаются загрязнению сточными и поверхностными водами на территориях Самарской, Тульской, Московской областей, Республики Башкортостан и др., где качество воды большинства рыбохозяйственных водоемов признано не соответствующим нормативным требованиям. Проведенные исследования состояния водных объектов свидетельствуют о неотложности разработки и проведения комплекса природоохранных мероприятий по оздоровлению рек и водоемов.

Гидромеханизированный способ производства работ с успехом применяется при проведении природоохранных мероприятий. Способом гидромеханизации производятся углубление и спрямление русел рек, очистка водных объектов от загрязнения и избыточной массы высшей водной растительности, создаются условия проточности [4, 3]. Расчи-

стка и углубление русел рек ведут к улучшению и активизации всех внутриводоемных процессов, увеличивают водообмен и насыщение воды кислородом, что оказывает существенное благоприятное влияние на обитании всех видов рыб в водоеме. В лучшую сторону изменяются гидрологический и гидрохимический режимы рек и водоемов. Территория, прилегающая к водоемам (при благоприятном качестве воды), может обустроиваться для создания зон отдыха.

Еще одно направление применения гидромеханизации — устройство противопожарных водоемов. Данная технология позволяет оперативно и с минимальными затратами создать гарантированные запасы воды для обеспечения пожарной безопасности территорий, что особенно актуально в зонах с повышенной пожароопасностью (например, в Шатурском районе Московской области).

До перехода на рыночные отношения гидромеханизация применялась в основном на строительстве крупных государственных объектов с длительными сроками строительства и большими капитальными вложениями. В связи с прекращением бюджетного финансирования прекратилось строительство крупных предприятий энергетики и промышленности, из-за чего сократилась или ликвидировалась деятельность многих предприятий гидромеханизации. Так, если до 1992 г. численность земснарядов всех организаций гидромеханизации составляла более 600 машин, то на сегодня в России действует не более 100 земснарядов, которые в основном работают на объектах Сибири и Севера России на подготовке заболоченных территорий для добычи нефти и газа, прокладки дорог и трубопроводов.

Какие же еще сферы деятельности для эффективного использования гидромеханизации можно предложить в современных условиях? Прежде всего это жилищное строительство, которое, включая строительство дач и загородных коттеджей, мало сократилось от уровня 1990 г. Для него необходимы инертные материалы: качественный песок и гравий. В большинстве случаев качество этих материалов не соответствует современным требованиям. “Хорошим” песком сегодня считают промытый речной песок, в то время как для качественного бетона необходимо 3 – 4 фракции песка и несколько фракций гравия. Технология получения качественного песка и гравия сортировочными устройствами известна, но на сегодня в лучшем случае используют простейшие конические грохоты, с которых получают засоренный гравием песок и запесоченный гравий. Ранее трест “Энергогидромеханизация” для производства гидротехнического бетона строил, при необходимости, сортировочный цех и обеспечивал бетонные заводы качественными заполните-

лями нескольких фракций. Очевидно, крупным строительным компаниям нужно переходить на качественные заполнители бетона и заказывать эти заполнители подразделениям гидромеханизации.

Сегодня в крупных городах России не хватает селитебной площади для строительства. Стоимость земельного участка для застройки составляет до 30 % и более от стоимости здания. В то же время даже в центральных районах городов могут быть овраги, заросшие бурьяном, или затопляемые в паводок территории (например, в Москве в районе Орехово-Борисово или Нагатино).

Организациям гидромеханизации следует инициативно выходить с предложениями по замыву пуствующих неудобий к местным властям.

При застройке дачных и коттеджных поселков возникают такие же проблемы. Здесь нужно теснее работать с дачными кооперативами и изыскивать варианты замыва и планировки оврагов, карьеров, заболоченных пойм.

В перспективных планах развития энергетики России взят курс на строительство АЭС. Во многих случаях здесь уместно применение гидромеханизации на строительстве водоемов охлаждения, при планировке площадок и выемке котлованов.

В ближайшие годы строительство ГЭС в районах рек с аллювиальными отложениями не намечается, поэтому нельзя ожидать применения гидромеханизации в этом случае. Однако на ряде давно действующих ГЭС произошло заиление водохранилищ выше “мертвого объема”, в связи с чем применение гидромеханизации на этих объектах перспективно. Это относится и к расчистке рек и водоемов, без которой не может быть судоходства.

Не исключено применение гидромеханизации на строительстве зарубежных ГЭС и АЭС в контакте с генподрядными организациями.

За рубежом в последнее время интенсивно развивается растениеводство на органическом удобрении. Россия богата сапропелем, который является одним из лучших органических удобрений. Добыча и переработка сапропеля до международных стандартов с поставкой его за рубеж могут быть перспективной [5] областью применения гидромеханизации.

В ближайшем будущем в России ожидается развитие дорожного строительства. Здесь тоже огромная перспектива для применения гидромеханизации.

Все вышеперечисленные варианты применения гидромеханизации, конечно, не являются исчерпывающими, но они указывают на то, что со временем этот способ возродится.

В заключение необходимо подчеркнуть, что гидромеханизованный способ производства земляных работ — это важное направление строительной деятельности, перед которым стоят большие народнохозяйственные задачи. Несомненно, этот способ будет развиваться по мере развития России.

Список литературы

1. Егоров В. К., Каменецкий В. Л., Харченко С. Л., Штин С. М. Научные и практические достижения в области гидромеханизации. — М.: МГГУ, 2001.
2. Алтунина Г. С. Экология водного хозяйства (краткая энциклопедия). — М.: АОПО “Совинтерперевод”, 1994.
3. Григорьева И. Л., Ланцова И. В. Современное экологическое состояние малых притоков Ивановского водохранилища // Гидротехническое строительство. 1999. № 7.
4. Подьяков Г. М., Кожевников Н. Н. Исследование гидромеханизации на расчистке малых рек // Гидротехническое строительство. 1998. № 6.
5. Штин С. М. Озерные сапропели и их комплексное освоение. — М.: МГГУ, 2005.

Земснаряды с регулируемым напором грунтовых насосов

Урисман Я. Я., главный инженер ОАО “Промгидромеханизация”

Существенным недостатком грунтовых насосов с электроприводом является их

пологая расходно-напорная характеристика $Q-H$, которая приводит к тому, что при изменении длины пульпопровода, неизбежного при безэстакадном намыве, изменении высоты намыва плотины или увеличении гидравлического сопротивления при повышении плотности гидросмеси происходит значительное изменение подачи, даже при небольшом изменении напора. При этом оператор земснаряда вынужден снижать плотность гидросмеси, что, в свою очередь, приводит к необоснованному перерасходу электроэнергии, снижению производительности земснаряда и увеличению затратной части намывных работ. Другого способа регулирования у оператора нет, поскольку электрический привод грунтового насоса имеет постоянную частоту вращения.

Известно, что изменение характеристики насоса при изменении частоты вращения его рабочего колеса определяется выражениями:

$$Q_1 = Q_n n_n / n_1;$$

$$H_1 = H_n (n_n / n_1)^2;$$

$$N_1 = N_n (n_n / n_1)^3,$$

где Q_n , H_n , N_n , n_n — номинальные параметры расхода, напора, мощности и частоты вращения; Q_1 , H_1 , N_1 — величина зависит от n_1 .

Только в середине прошлого века на самом мощном земснаряде типа 1000-80, который в настоящее время не выпускается, был установлен уникальный трехскоростной электропривод грунтового насоса. При этом электроэнергия, необходимая для регулирования, гасилась крупногабаритным реостатом с огромным выделением тепла.

На зарубежных земснарядах нередко последовательно устанавливаются два грунтовых насоса. Это позволяет избавиться от бустерной станции и сосредоточить управление комплексом на земснаряде. Упрощается его обслуживание, снижаются эксплуатационные затраты за счет сокращения персонала и уменьшения износа грунтового насоса.

За последние годы ОАО “Промгидромеханизация” освоила выпуск многих типов разборных, модульных, мобильных электрических и дизель-электрических земснарядов с погружным грунтовым насосом. Вся продукция сертифицирована и имеет разрешение Ростехнадзора РФ на ее применение. Производительность земснарядов по пульпе составляет от 400 до 1400 м³/ч с напором от 20 до 87 м вод. ст. (табл. 1, 2). Земснаряды, выпускаемые ОАО “Промгидромеханизация”, выполнены по единой, оправдавшей себя на практике конструктивной схеме:

погружной грунтовой насос с экологически чистым приводом на базе стандартного, расположенного над горизонтом воды электродвигателя общепромышленного исполнения;

катамаранный корпус;



Рис. 1. Земснаряд ЗЭК 1400/40+23 с погружным и палубным грунтовыми насосами



Рис. 2. Земснаряд ЗЭК 800/40 с частотным регулятором электропривода погружного грунтового насоса на монтажной площадке ОАО “Промгидромеханизация”

машинный зал отсутствует;
все модули сборно-разборные, без применения сварки;

высокая степень заводской готовности.

Т а б л и ц а 1

Характеристики земснарядов	Базовые модели		
	ЗЭК 400/20	ЗЭК 800/40	ЗЭК 1400/40
Производительность, м ³ /ч:			
по пульпе	400	800 – 100	1400 – 200
по грунту 1 – 2 гр.	60		
Глубина разработки, м:			
минимальная	1	1,5	2,0
максимальная с фрезой	8	8 – 12	–
максимальная с гидрорыхлителем	10	–	16
Дальность транспортирования по горизонтали, м	600	1200	1200
Водоизмещение, т	17	46	75
Осадка средняя, м	0,54	0,86	0,9
Установленная мощность, кВт	90	235	420
Погружной грунтовой насос:			
типоразмер	ГрАУ 400/20	ГрУ800/40	ГрУТ1400/40
подача воды, м ³ /ч	400	800	1400
напор, м вод. ст.	20	40	40
частота вращения, об/мин	965	735	740
мощность приводного электродвигателя, кВт	55	160	315
наибольшая крупность включений, пропускаемых насосом, мм	105	140	150
заглубление оси грунтового насоса под воду при наклоне рамы к горизонту 60°	3,0	3,3	3,3

Погружные грунтовые насосы позволяют не только увеличить глубину разработки и консистенцию пульпы но и:

уменьшить потери рабочего времени за счет отсутствия необходимости набора вакуума эжектором;

уменьшить износ деталей проточной части грунтового насоса, поскольку устраняется его кавитационная составляющая;

улучшить эргономику.

Для работы в несвязных грунтах земснаряды оснащены гидрорыхлителем, а особо малые (типа ЗЭК 400/20) и малые (типа ЗЭК 800/40) могут быть оборудованы фрезерным рыхлителем и работать в связных грунтах.

Заглубление грунтового насоса под горизонт воды до 3 м потенциально обеспечивает глубину разработки до 20 м, что очень просто реализуется на земснарядах с гидрорыхлителем.

Земснаряды типа ЗЭК 400/20 и ЗЭК 800/40 конструктивно выпускаются с глубиной разработки лишь до 12 м. Оснащение этих земснарядов грунтозаборным устройством для работы на больших глубинах приводит к их утяжелению и удорожанию. Однако уже имеется техническое решение, реализованное в 2008 г. на одном из объектов Подмосковья, где эксплуатируется земснаряд ЗЭК 400/20 с удлиненной рамой, с тем же корпусом и при той же системе подвески. При этом глубина разработки достигла 16 м.

Суть этого технического решения заключается в применении водоизмещающей рамы, т.е. грунтозаборное устройство (ГЗУ) оснащается удлиненной вставкой с дополнительной плавучестью (понтон) под ней. Этот понтон жестко связан с рамой ГЗУ и постоянно находится в воде. Понтон компенсирует дополнительные нагрузки на корпус и на подвеску ГЗУ, вызванные удлинением рамы. Для предотвращения перегруза земснаряда от ГЗУ и во избежание аварийной ситуации в конструкции предусмотрен ограничитель грузоподъемности, который отключает рамоподъемную лебедку при выходе рамы из воды. Наличие дополнительной плавучести неизбежно приводит к увеличению минимальной глубины разработки, в данном случае до 4 м, поэтому удлинять раму вставкой с дополнительной плавучестью необходимо только после достижения глубины разработки, превышающей указанную выше.

В табл. 1 приведены основные параметры выпускаемых ОАО “Промгидромеханизация” разборных катамаранных земснарядов с погружными грунтовыми насосами.

Детальный анализ потребностей рынка в земснарядах выявил определенный интерес заказчиков к тандемным земснарядам, т.е. к земснарядам с по-

следовательно расположенными на нем грунтовыми насосами. Такое техническое решение снижает потребность в рабочей силе и уменьшает затраты, связанные с эксплуатацией береговой перекачивающей станции, монтируемой на магистральном пульпопроводе [1, 2].

Тандемные схемы земснарядов появились еще в 80-е годы XX в. в тресте “Энергогидромеханизация” на базе земснаряда 350 – 50Л, когда начали внедряться погружные грунтовые насосы. Установ-

Т а б л и ц а 2

Характеристики земснарядов	Модели земснарядов	
	ЗЭК400/20+67	ЗЭК1400/40+23
Производительность, м ³ /ч:		
по пульпе	400	1400
по грунту	60	200
Глубина разработки, м:		
минимальная	1	2
максимальная с гидрорыхлителем	10	16
Дальность транспортирования по горизонтали, м	2400	1800
Водоизмещение, т	25	75
Осадка средняя, м	0,6	0,88
Энергоснабжение от внешней сети, кВ	0,4	6,0
Установленная мощность, кВт	290	616
Погружной грунтовой насос:		
типоразмер	ГрАУ 400/20	ГрУТ 1400/40
подача по воде, м ³ /ч	400	1400
напор, м вод. ст.	20	40
частота вращения, об/мин	965	740
мощность приводного электродвигателя, кВт	55	315
наибольшая крупность включений, пропускаемых насосом, мм	105	150
заглубление оси грунтового насоса под воду при наклоне рамы к горизонту 60°	3,0	3,3
Палубный грунтовой насос:		
типоразмер	ГрАТ 450/67	ГрУТ 1400/40
частота вращения, об/мин	965	590
напор, м вод. ст.	67	23
мощность приводного электродвигателя, кВт	200	200
наибольшая крупность включений, пропускаемых насосом, мм	76	150

ка на эксплуатируемом земснаряде погружного насоса на раме ГЗУ в дополнение к трюмному грунтовому насосу превращала его в двухступенчатый [1].

Отечественные заводы, выпускающие земснаряды, по прежнему изготавливают земснаряды с трюмными грунтовыми насосами.

В 2007 г. ОАО “Промгидромеханизация” впервые в России выпустило земснаряд, изначально оборудованный двумя последовательно расположенными грунтовыми насосами: погружным на раме грунтозаборного устройства (ГЗУ) и палубным. Данный земснаряд, а именно ЗЭК 1400/40+23 (рис. 1), успешно отработал сезон 2008/09 г. в ОАО “Сургутнефтегаз” треста “Сургутнефтегестрой”. На этом земснаряде, в отличие от общепринятых решений, напор первой ступени, т.е. погружного грунтового насоса ($H = 40$ м), больше напора насоса второй ступени ($H = 23$ м). Такое техническое решение позволяет в большинстве случаев обойтись лишь первой ступенью, а вторая ступень подключается лишь при необходимости увеличения напора. Переход на работу только первой ступенью обеспечивается монтажом байпасного пульпопровода, т.е. в обход второй ступени; при переходе на совместную работу обеих ступеней грунтовых насосов байпасный пульпопровод демонтируется. В обеих ступенях земснаряда применен грунтовой насос ГрУТ 1400/40, но привод погружного грунтового насоса осуществлен от электродвигателя с $n = 740$ об/мин ($N = 315$ кВт), а привод второй ступени — от электродвигателя с $n = 590$ об/мин ($N = 200$ кВт).

В 2008 г. ОАО “Промгидромеханизация” разработало и изготовило для ОАО “КМАруда” двухступенчатый земснаряд меньшего типоразмера с общим напором 87 м.

В табл. 2 приведены основные параметры выпускаемых ОАО “Промгидромеханизация” разборных катамаранных электрических земснарядов с гидрорыхлителями, погружными и палубными грунтовыми насосами.

Актуальной проблемой гидромеханизации всегда являлся вопрос оптимизации режима работы грунтового насоса, т.е. обеспечения его работы в оптимальной зоне расходно-напорной характеристики. Оптимальным решением указанного вопроса является регулирование частоты вращения грунтового насоса. Н. Н. Кожевников, изучая этот вопрос, пришел к выводу, что “промышленно выпускаемое отечественное и зарубежное оборудование для частотного регулирования электропривода можно использовать на земснарядах для регулирования грунтового насоса” [3].

В 2008 г. идея частотного регулирования грунтового насоса была практически реализована на земснаряде ЗЭК 800/40, поставленном ОАО “Промгидромеханизация” для ОАО “Калугатрансмост”. На погружном грунтовом насосе ГрУ 800/40 с приводом от асинхронного короткозамкнутого электродвигателя мощностью 160 кВт при $n = 735$ об/мин, $U = 380$ В было применено частотное регулирование электродвигателя. В связи с недостаточным противодействием (короткий пульпопровод и незначительная высота подъема) грунтовой насос работал в правой части своей расходно-напорной характеристики, что, естественно, приводило к перегрузке электродвигателя. Уменьшение частоты вращения до 600 об/мин снизило нагрузку электродвигателя до номинальной. Однако, в связи с тем что в приводе был использован обычный асинхронный электродвигатель, а не специального исполнения для частотного регулирования, обмотки статора перегревались из-за недостаточного охлаждения самовентиляцией (так как уменьшалась частота вращения вентилятора). Потребовалось увеличить время на естественное охлаждение электродвигателя.

Выводы

1. Весьма перспективным направлением в развитии оборудования гидромеханизации является создание земснарядов с двумя ступенями грунтовых насосов, погружным и палубным, позволяющих грубо регулировать напор и подачу земснаряда и в ряде случаев заменять дополнительную станцию перекачки.

2. Впервые в России начата промышленная эксплуатация земснаряда с частотным регулированием грунтового насоса. Это позволяет оптимизировать работу грунтового насоса в зависимости от дальности подачи и плотности гидросмеси, существенно уменьшив расход электроэнергии.

3. Водоизмещающая рама грунтозаборного устройства является наиболее экономичным решением для увеличения глубины разработки грунта земснарядом с погружным грунтовым насосом.

Список литературы

1. Кожевников Н. Н. Из практики работы последовательно соединенных грунтовых насосов на земснарядах и станциях перекачки // Гидротехническое строительство. 2008. № 12.
2. Ухин Б. В. Исследования работы насосов при их последовательном соединении // Гидротехническое строительство. 2009. № 5.
3. Кожевников Н. Н. Перспективы частотного регулирования грунтового насоса земснаряда // Гидротехническое строительство. 2006. № 10.

Приближенная оценка глубины затопления территории в нижнем бьефе при прорыве напорного фронта низконапорных гидроузлов

Каганов Г. М., доктор техн. наук, Волков В. И.,

Секисова И. А., кандидаты техн. наук

(Московский государственный университет природообустройства)

На территории Российской Федерации существует значительное количество (20 – 30 тыс.) низконапорных гидроузлов IV класса. Состояние и уровень безопасности таких гидроузлов в силу ряда обстоятельств, сложившихся в последние 15 – 20 лет, вызывают серьезные опасения. Фактически указанные гидроузлы оказались вне Закона “О безопасности гидротехнических сооружений” в связи с тем, что одни из них (10 – 15 %) оказались бесхозными, а другие (более 40 %) принадлежат неплатежеспособным юридическим лицам (бывшим колхозам, совхозам и т.п.). В различных субъектах федерации число гидроузлов, имеющих уровень безопасности неудовлетворительный и опасный, достигает 20 – 50 % и более. Соответственно именно низконапорные гидроузлы дают основной процент аварий, а в силу их многочисленности прорыв напорного фронта наносит громадный ущерб — материальный, социальный, экологический.

Обеспечение безопасности многочисленных низконапорных гидроузлов превратилось в серьезную государственную проблему, решение которой требует выполнения комплекса мероприятий, в том числе связанных со значительными объемами финансирования, необходимого для реализации ремонтных работ.

В настоящее время степень опасности гидроузлов IV класса для территорий нижнего бьефа оценивается практически экспертно, без выполнения

каких-либо расчетов по оценке ущерба, связанного с затоплением (при прорыве напорного фронта) этих территорий. Такая оценка степени опасности должна производиться на основе расчета возможного ущерба при затоплении. Ущерб может быть подсчитан лишь при определении параметров волны прорыва. Имеющиеся методы расчета трудоемки (расчет вместе с подготовкой исходных данных и анализом результатов занимает 2 – 3 месяца, над составлением отчета работает обычно группа инженеров во главе с разработчиком программы) и дорогостоящи (от 200 до 600 тыс. руб. и более за один объект). При столь значительном количестве низконапорных гидроузлов IV класса для определения параметров волны прорыва известными численными методами потребуются большое количество высококвалифицированных специалистов, значительный объем финансирования и много времени, что практически не позволит выполнить ранжирование гидроузлов по степени опасности для территорий нижнего бьефа, а следовательно, эффективно использовать средства для выполнения превентивных ремонтных работ.

Исходя из вышеизложенного, крайне важно разработать достаточно простую зависимость, которая позволяла бы для оперативных экспертных оценок с приемлемой точностью получать параметры волны прорыва, в первую очередь, максимальную глубину затопления.

В настоящее время существуют методы исследования хода прорывных паводков, базирующиеся на решении одномерных или двумерных уравнений Сен-Венана, численно реализуемых при помощи конечно-разностных схем. Созданию численных методов решения уравнений Сен-Венана в нашей стране дали начало такие известные гидравлики, как С. А. Христианович, О. Ф. Васильев, М. Т. Гладышев; практическое решение нашло отражение в работах Б. Л. Историка, А. Н. Милитеева, С. Я. Школьникова, В. В. Беликова и др. Эти методы позволяют получить достаточно точные и достоверные результаты и были апробированы при решении задач, связанных с прорывом напорного фронта ряда крупнейших гидроузлов.

Т а б л и ц а 1

Факторы и их уровни изменения

Факторы	Кодовое обозначение факторов	Уровни факторов		
		Верхний (+1)	Основной (0)	Нижний (-1)
$W_{\text{вод}}, \text{м}^3$	x_j	5 000 000	2 525 000	50 000
$H_0, \text{м}$	x_2	20	10,5	1
$Q_0, \text{м}^3/\text{с}$	x_3	100	50,5	1
n_0	x_4	0,2	0,11	0,02
$x, \text{м}$	x_5	50 000	25 250	500

Помимо точных численных методов, достаточно трудоемких и дорогостоящих, существуют упрощенные аналитические методы расчета параметров волны прорыва, среди которых можно выделить графоаналитическую методику Б. Л. Историка и методику оперативного прогнозирования последствий прорыва гидроузлов, разработанную ВНИИ ГОЧС.

Для разработки приближенной методики расчета параметров волны прорыва, которая могла бы использоваться для оперативных оценок затопления территории нижнего бьефа, представлялось необходимым сравнить отдельные, наиболее часто применяемые в настоящее время численные методы расчета с вышеназванными приближенными методами. Такое сравнение для определения граничных условий приведено в работе [1], в которой показано достаточно хорошее совпадение методики Б. Л. Историка с численными методами В. В. Беликова, С. Я. Школьникова, Mike 11, нашедшими широкое применение. С учетом этого в дальнейших разработках для приближенных расчетов использовалась методика Б. Л. Историка.

В соответствии со стандартом [2] при определении размеров ущерба от аварий гидроузлов исполь-

зуются три основных параметра волны прорыва: максимальная глубина затопления (наносимая также на топографическую основу при определении границ зоны затопления, площади земель, перечня населенных пунктов и объектов народного хозяйства, подвергшихся воздействию воды), максимальная скорость движения волны прорыва и продолжительность затопления. В соответствии со значениями найденных параметров зона затопления разбивается на зоны сильного, среднего и слабого разрушения, в зависимости от чего принимаются соответствующие коэффициенты.

Изучение прогнозируемых параметров волны прорыва, полученных при расчете ущерба от наводнения в случае аварии ряда реальных средненизконапорных гидроузлов, позволило сделать вывод о том, что чаще всего основным параметром волны прорыва, определяющим значения коэффициентов зон воздействия, является максимальная глубина затопления h_{\max} , так как:

максимальные скорости движения волны прорыва наблюдаются в основном в русле реки, а на пойме и выше, где и располагаются объекты народного хозяйства, их значения соответствуют средней и слабой зонам разрушения (в то время как значе-

Т а б л и ц а 2

Матрица планирования

Номер опыта	x_0	x_1	x_2	x_3	x_4	x_5	x_1x_2	x_1x_3	x_1x_4	x_1x_5	x_2x_3	x_2x_4	x_2x_5	x_3x_4	x_3x_5	x_4x_5	Yh_{\max}
1	+	-	-	-	-	+	+	+	+	-	+	+	-	+	-	-	0,63
2	+	+	-	-	-	-	-	-	-	-	+	+	+	+	+	+	1,17
3	+	-	+	-	-	-	-	+	+	+	-	-	-	+	+	+	11,36
4	+	+	+	-	-	+	+	-	-	+	-	-	+	+	-	-	4,22
5	+	-	-	+	-	-	+	-	+	+	-	+	+	-	-	+	1,17
6	+	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	+	-	-	+	-	0,63
7	+	-	+	+	-	+	-	-	+	-	+	-	+	-	+	-	9,22
8	+	+	+	+	-	-	+	+	-	-	+	-	-	-	-	+	11,36
9	+	-	-	-	+	-	+	+	-	+	+	-	+	-	+	-	1,26
10	+	+	-	-	+	+	-	-	+	+	+	-	-	-	-	+	0,40
11	+	-	+	-	+	+	-	+	-	-	-	+	+	-	-	+	6,40
12	+	+	+	-	+	-	+	-	+	-	-	+	-	-	+	-	12,23
13	+	-	-	+	+	+	+	-	-	-	-	-	-	+	+	+	1,13
14	+	+	-	+	+	-	-	+	+	-	-	-	+	+	-	-	1,26
15	+	-	+	+	+	-	-	-	-	+	+	+	-	+	-	-	11,60
16	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	+	6,40

ния глубин соответствуют сильной зоне разрушения);

продолжительность затопления земель должна достигать не менее 48 ч (даже для самых неустойчивых зданий и сооружений; для более устойчивых — до 240 ч), чтобы определить зону воздействия как сильную, что встречается крайне редко при расчете параметров волны прорыва низконапорных гидроузлов в случае отсутствия подпора со стороны расположенных в нижнем бьефе гидротехнических сооружений.

Несмотря на то, что из всех перечисленных выше методов упрощенная графоаналитическая методика Б. Л. Историка является наиболее достоверной, недорогой и доступной в использовании, работа с безразмерными графиками и определение осредненного поперечного сечения рассматриваемого створа являются сравнительно сложными и трудоемкими. Поэтому была поставлена задача, взяв за основу методику Б. Л. Историка, разработать методику для предварительных экспертных оценок глубины затопления в нижнем бьефе низконапорных гидроузлов (в случае прорыва их напорного фронта) путем использования основных принципов теории планирования эксперимента [3].

В процессе предварительных исследований, проведенных для низконапорных гидроузлов, установлено, что наиболее существенно на значения h_{\max} влияют следующие параметры гидроузла и условия распространения волны прорыва в нижнем бьефе: объем водохранилища до начала аварии $W_{\text{вод}}$, длина водохранилища до начала аварии $L_{\text{вод}}$, глубина водохранилища у плотины до начала аварии H_0 , шероховатость русла верхнего бьефа n_0 ,

раскрытие прорана $B_{\text{пр}}$, расход воды в нижнем бьефе гидроузла до начала аварии Q_0 , расстояние от створа плотины до створа наблюдения x . Соответственно предложены некоторые приближенные зависимости максимальной глубины затопления от основных параметров гидроузла и условий распространения волны прорыва в нижнем бьефе: $h_{\max} = f_1(W_{\text{вод}})$; $h_{\max} = f_2(L_{\text{вод}})$; $h_{\max} = f_3(H_0)$; $h_{\max} = f_4(n_0)$; $h_{\max} = f_5(B_{\text{пр}})$; $h_{\max} = f_6(Q_0)$; $h_{\max} = f_4(x)$. Каждая из зависимостей, являясь функцией одной переменной, получена при определенных условиях распространения волны прорыва и фиксации на принятых уровнях всех влияющих факторов, кроме одного.

Приняты следующие допущения:

не рассматривалась зависимость глубины затопления от величины раскрытия прорана (расчеты проводились с некоторым запасом при условии максимально возможного разрушения плотины);

Т а б л и ц а 4

К расчету коэффициента детерминации и критерия Фишера

y	\tilde{y}	$y - \tilde{y}$	$y - \bar{y}$	$(y - \tilde{y})^2$	$(y - \bar{y})^2$
0,63	0,65	-0,02	-4,39	0,0005	19,27
1,17	0,94	0,23	-3,85	0,0512	14,82
11,36	11,35	0,01	6,34	0,0002	40,20
4,22	4,95	-0,73	-0,80	0,5376	0,64
1,17	1,50	-0,33	-3,85	0,1062	14,82
0,63	0,65	-0,02	-4,39	0,0005	19,27
9,22	7,85	1,37	4,20	1,8759	17,64
11,36	11,35	0,01	6,34	0,0002	40,20
1,26	1,24	0,02	-3,76	0,0002	14,14
0,40	0,54	-0,14	-4,62	0,0205	21,34
6,40	6,53	-0,13	1,38	0,0168	1,90
12,23	9,44	2,79	7,21	7,7942	51,98
1,13	0,86	0,27	-3,89	0,0725	15,13
1,26	1,24	0,02	-3,76	0,0002	14,14
11,60	14,96	-3,36	6,58	11,2798	43,30
6,40	6,53	-0,13	1,38	0,0168	1,90
			$\bar{y} = 5,03$	1,36	20,67

Примечание. y — значения, полученные в результате расчета по формуле Б. Л. Историка; \tilde{y} — значения, рассчитанные по формуле (8), $\bar{y} = (\sum_i^N y) / 16$.

Т а б л и ц а 3

t-критерий Стьюдента

Коэффициент	$\frac{2}{s_y}$	b	t_p	t_m [2]
x_4x_5	47,58	0,100	0,0140	2,12
x_3x_5	47,43	0,400	0,0580	2,12
x_3x_4	46,88	0,310	0,0450	2,12
x_2x_5	46,29	1,140	0,1670	2,12
x_2x_4	47,59	0,001	0,0001	2,12
x_2x_3	47,54	0,230	0,0333	2,12
x_1x_5	47,43	0,400	0,0581	2,12
x_1x_4	47,49	0,310	0,0450	2,12
x_1x_3	47,58	0,120	0,0173	2,12
x_1x_2	47,54	0,230	0,0334	2,12

анализ результатов обследования более 1400 низконапорных гидроузлов Московской и Орловской областей показал, что длина водохранилищ таких объектов колеблется от 0,8 до 2 км (что представляется справедливым и для других низконапорных гидроузлов, расположенных во многих регионах Российской Федерации). Варьирование длины водохранилища не повлияет существенным образом на результаты расчетов глубины затопления в нижнем бьефе, в связи с чем, для всех расчетных случаев было принято $L_{\text{вод}} \approx 1,5$ км;

расчеты проводились в предположении, что в нижних бьефах гидроузлов отсутствует подпор от нижележащих водохранилищ (в соответствии с областью применения графоаналитической методики Б. Л. Историка);

при проведении расчетов не учитывались разветвления (притоки) и сооружения на водотоке (перезды, мосты и т.п.).

Таким образом, зависимость максимальной глубины затопления от основных влияющих факторов можно представить выражением

$$h_{\text{max}} = f_1(W_{\text{вод}} H_0, n_0, Q_0, x). \quad (1)$$

Зависимость (1) можно с достаточной точностью аппроксимировать уравнением регрессии степенного вида

$$h_{\text{max}} = c W_{\text{вод}}^{a_1} H_0^{a_2} n_0^{a_3} Q_0^{a_4} x^{a_5}. \quad (2)$$

После логарифмирования уравнение (2) линеаризуется

$$\lg h_{\text{max}} = \lg c + a_1 \lg W_{\text{вод}} + a_2 \lg H_0 + a_3 \lg n_0 + a_4 \lg Q_0 + a_5 \lg x. \quad (3)$$

Возможность аппроксимации зависимости (1) уравнением (3) устанавливается проверкой гипотезы адекватности линейной модели при выражении результата эксперимента полиномом (4)

$$y = b_0 + b_1 x_1 + b_2 x_2 + b_3 x_3 + b_4 x_4 + b_5 x_5 + b_{12} x_1 x_2 + b_{13} x_1 x_3 + b_{14} x_1 x_4 + b_{15} x_1 x_5 + b_{23} x_2 x_3 + b_{24} x_2 x_4 + b_{25} x_2 x_5 + b_{34} x_3 x_4 + b_{35} x_3 x_5 + b_{45} x_4 x_5, \quad (4)$$

где y — $\lg h_{\text{max}}$; x_1, \dots, x_5 — кодированные значения факторов.

Для оценки коэффициентов полинома с использованием полуреплики от полного факторного эксперимента 2^5 рассмотрено 16 расчетных случаев. Принятые уровни факторов приведены в табл. 1.

Кодированные значения факторов определялись по выражению

$$x_i = \frac{2(\lg \tilde{x}_i - \lg \tilde{x}_i^{\text{B}})}{\lg \tilde{x}_i^{\text{B}} - \lg \tilde{x}_i^{\text{H}}} + 1, \quad (5)$$

где x_i — кодированное значение i -го фактора; \tilde{x}_i — натуральное значение i -го фактора; \tilde{x}_i^{B} — натуральное значение верхнего уровня i -го фактора; \tilde{x}_i^{H} — натуральное значение нижнего уровня i -го фактора.

Было выполнено исследование, заключающееся в поиске значений глубин затопления в нижнем бьефе при различном сочетании влияющих факторов. Условия выполнения каждого из 16 предусмотренных планом расчетных случаев определялись матрицей планирования (табл. 2).

После математической обработки экспериментальных данных получено уравнение регрессии для yh_{max}

$$yh_{\text{max}} = 5,03 - 0,32x_1 + 4,07x_2 + 0,32x_3 + 0,051x_4 - 1,4x_5 - 0,23x_1x_2 - 0,12x_1x_3 + 0,31x_1x_4 - 0,4x_1x_5 + 0,23x_2x_3 + 0,001x_2x_4 - 1,14x_2x_5 - 0,31x_3x_4 + 0,4x_3x_5 - 0,1x_4x_5. \quad (6)$$

Проверка значимости коэффициентов полинома произведена при помощи t -критерия Стьюдента по зависимости

$$t_p = \frac{\frac{1}{N} \sum_{j=1}^N x_{ij} \bar{y}_j}{\frac{\sqrt{1}}{N} s^2 y} > t_m, \quad (7)$$

где t_m — табличное значение t -критерия Стьюдента [2]; N — число опытов (16); x_{ij} — кодированные значения факторов (i — номер фактора); j — номер опыта; y_j — среднее арифметическое значение параметра оптимизации; s_y^2 — дисперсия коэффициентов регрессии.

Когда условие (7) выполняется, коэффициенты регрессии значимы, в противном случае — незначимы. В табл. 3 приведены расчетные и табличные значения t -критерия Стьюдента.

Осуществлен переход от кодированных значений факторов к натуральным с помощью зависимостей вида

$$b_i = \frac{\bar{YX}_i - \bar{Y} \cdot \bar{X}_i}{\bar{X}_i^2 - \bar{X}_i^2},$$

$$\text{где } \bar{Y} = \sum_{i=1}^N \log y; \quad \bar{X}_i = \sum_{i=1}^N \log x_i;$$

$$b_0 = \bar{Y} - b_1 \bar{X}_1 - b_2 \bar{X}_2 - b_3 \bar{X}_3 - b_4 \bar{X}_4 - b_5 \bar{X}_5.$$

В результате перехода от кодированных значений факторов к натуральным получено

$$lgh_{\max} = 0,4 - 0,05l gW_{\text{вод}} + 0,98l gH_0 + 0,05l gQ_0 + 0,02l gn_0 - 0,13l gx.$$

После потенцирования имеем степенную зависимость

$$h_{\max} = 2,5W_{\text{вод}}^{-0,05} H_0^{0,98} n_0^{0,02} Q_0^{0,05} x^{-0,33}. \quad (8)$$

С помощью табл. 4 определен коэффициент детерминации и критерий Фишера для зависимости (8).

Определен индекс корреляции

$$\rho_{yx} = \sqrt{1 - \frac{\sum(y - \tilde{y})^2}{\sum(y - \bar{y})^2}} = 0,9644.$$

Связь между показателем y и факторами x_1, x_2, x_3, x_4, x_5 можно считать достаточно сильной.

Коэффициент детерминации $R^2 = \rho_{yx}^2 = 0,93$.

Вариация результата y на 93 % объясняется вариацией факторов x_1, x_2, x_3, x_4, x_5 .

Рассчитан критерий Фишера

$$F = \frac{R^2}{1 - R^2} n = \frac{0,93}{1 - 0,93} \cdot 16 = 212,57.$$

где n — число единиц совокупности.

$F > F_{\text{табл}} = 2,4$ для $\alpha = 0,05$.

Уравнение в целом статистически значимое с вероятностью 0,95, так как $F > F_{\text{табл}}$.

Средняя относительная ошибка аппроксимации:

$$\bar{E}_{\text{отн}} = \frac{1}{N} \sum \left| \frac{y_i - \tilde{y}_i}{y_i} \right| \cdot 100\%,$$

$$\bar{E}_{\text{отн}} = 12,8 \%.$$

Выводы

1. Получена формула для определения максимальной глубины затопления в нижнем бьефе низконапорных гидроузлов при прорыве напорного фронта, позволяющая с приемлемой для предварительных оценок точностью оперативно определять зону затопления и возможный ущерб, связанный с разрушением гидроузла, что позволит выполнить

ранжирование сооружений по степени опасности и эффективно использовать средства на проведение превентивных мероприятий, связанных с ремонтом сооружений.

2. Использование полученной зависимости для многочисленных низконапорных гидроузлов IV класса позволит отказаться от покупки дорогостоящих программ и от привлечения высококвалифицированных специалистов, резко сократить финансирование соответствующих расчетов, которые могут выполняться непосредственно муниципальными собственниками. Использование полученной зависимости не исключает возможности проведения, при необходимости, уточненных расчетов.

3. Для низконапорных гидроузлов основным параметром волны прорыва при расчете ущербов от наводнения и определении границ зоны затопления чаще всего оказывается максимальная глубина затопления в нижнем бьефе. Для этого параметра получена зависимость, применение которой позволяет оперативно выполнять предварительные экспертные оценки в случае прорыва напорного фронта низконапорных гидроузлов. Указанная зависимость применима к низконапорным гидроузлам, объем водохранилища которых колеблется от 50 до 5000 тыс. м³, глубина воды в верхнем бьефе у плотины — от 2 до 20 м, расстояние от створа плотины до створа наблюдения — от 0,5 до 50 км, длина водохранилища — от 0,8 до 2 км при условии отсутствия подпора со стороны нижерасположенных гидротехнических сооружений. При получении зависимости не учитывались притоки в нижнем бьефе, мосты, проезды и т.п. Средняя относительная ошибка аппроксимации составляет 12,8 %.

Представляется целесообразным продолжить исследования по разработке аналогичных упрощенных зависимостей, позволяющих с приемлемой точностью учитывать такие факторы, как подпор от нижележащих гидроузлов, наличие притоков, мостов и т.п.

Список литературы

1. Казанов Г. М., Волков В. И., Секисова И. А. Сравнение параметров волны прорыва, определенных различными методами // Гидротехническое строительство. 2010. № 1.
2. Методика определения размера вреда, который может быть причинен жизни, здоровью физических лиц, имуществу физических и юридических лиц в результате аварий гидротехнических сооружений предприятий топливно-энергетического комплекса: Стандарт предприятия (Приказ МЧС России и Минэнерго России от 29.12.2003 № 776 / 508). — М.: НИИЭС, 2004.
3. Адлер Ю. П., Маркова Е. В., Грановский Ю. В. Планирование эксперимента при поиске оптимальных условий: программное введение в планирование эксперимента / Под общ. ред. А. Н. Захарова. — М.: Наука, 1971.

Определение КПД турбины при натуральных испытаниях индексным методом

Зубарев Н. И., кандидат техн. наук (ОАО “НПО ЦКТИ им. И. И. Ползунова”)

При поставках гидротурбин заказчики нередко требуют подтвердить гарантии по КПД, выданные заводом-изготовителем, стремясь сузить полосу погрешности определения КПД.

При натуральных испытаниях по определению КПД частоту вращения турбины с синхронным генератором измерять нет необходимости. Она не входит в формулу для вычисления КПД и используется только для вычисления:

$$n'_1 = \frac{nD}{\sqrt{H}}.$$

Точность измерения мощности натурной гидротурбины довольно высока. Погрешность этого измерения складывается из погрешности измерения мощности генератора на ГЭС и погрешности определения КПД генератора заводом-изготовителем.

Современные приборы для измерения мощности, а также трансформаторы тока и напряжения, к которым присоединяются эти приборы, имеют класс точности 0,2. Следовательно, среднеквадратическая погрешность измерения активной мощности генератора δ_p составит

$$\delta_p = \sqrt{\delta_w^2 + \delta_i^2 + \delta_v^2},$$

где δ_w — класс точности прибора, включенного по схеме двух или трех ваттметров; δ_i — класс точности трансформатора (или трансформаторов) тока; δ_v — класс точности трансформатора (или трансформаторов) напряжения.

При классе точности всех этих элементов, равном 0,2, погрешность измерения активной мощности генератора составит 0,346 %.

Значения КПД генератора выдаются заводами-изготовителями с точностью до 0,1 %.

Напор турбины, определяемый как разность

$$\left(\frac{p_1}{\rho g} + Z_1 + \frac{V_1^2}{2g} \right) - \left(\frac{p_2}{\rho g} + Z_2 + \frac{V_2^2}{2g} \right),$$

где индекс 1 соответствует входному сечению спиральной камеры, 2 — выходному сечению отсасывающей трубы, вычисляется по показаниям датчи-

ка перепада давления, измеряющего потенциальную составляющую

$$H_p = \left(\frac{p_1}{\rho g} + Z_1 \right) - \left(\frac{p_2}{\rho g} + Z_2 \right),$$

и по данным измерения расхода, которые необходимы для нахождения кинетической составляющей

$$H_k = \frac{V_1^2}{2g} - \frac{V_2^2}{2g}.$$

На долю кинетической составляющей в турбинах средней быстроходности приходится 3 – 4 % от полного напора, поэтому для ее вычисления можно воспользоваться ожидаемой величиной расхода, получаемой последовательными приближениями по формуле

$$Q = \frac{P_T}{\rho g H \eta}.$$

В первом приближении в нее следует подставлять напор брутто, определяемый по разности отметок верхнего и нижнего бьефов, а КПД на соответствующем режиме взять с универсальной характеристики модельной турбины с поправкой на масштабный эффект.

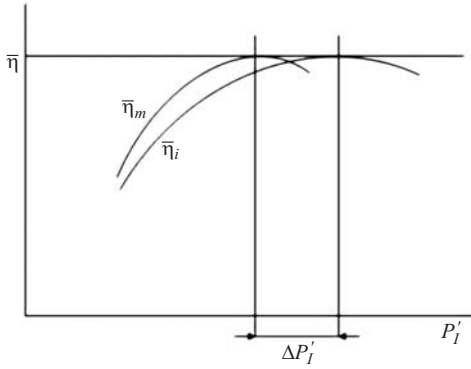
Погрешность оценки КПД не превысит 2 %, измерения напора брутто — 0,1 %. Погрешность определения мощности турбины δ_p с учетом погрешности определения КПД генератора не превысит 0,4 %, тогда погрешность оценки расхода

$$\delta_Q = \sqrt{\delta_p^2 + \delta_\eta^2 + \delta_H^2} = 2,04\%.$$

Во втором приближении в формулу $Q = \frac{P_T}{\rho g H \eta}$

следует подставить значение напора нетто, прибавив к измеренной потенциальной составляющей рассчитанную кинетическую составляющую.

Если воспользоваться таким комбинированным способом вычисления напора, то погрешность определения кинетической составляющей напора, отнесенная к полному напору составит



Зависимость $\bar{\eta}(P'_I)$ от $\bar{\eta}$

$$\frac{H_k}{H} \cdot 2\delta_Q = 0,143\%.$$

Погрешность измерения потенциальной составляющей напора определяется классом точности применяемого датчика перепада давлений. Если установить датчик с классом точности 0,1, то погрешность нахождения напора нетто составит 0,174 %.

В этом рассуждении предполагается, что размеры сечений, в которых измеряются скоростные напоры, определены с достаточной точностью (порядка 0,1 %), и вкладом погрешностей этого измерения в относительную погрешность напора можно пренебречь.

Из всех величин, входящих в формулу для определения КПД, расход является наиболее трудоемким, дорогостоящим и наименее точным измерением. Ни один из применяемых ныне методов не обеспечивает погрешности менее 1 % даже при самых благоприятных условиях, когда измерительный створ расположен в прямом участке напорного трубопровода на удалении от местных сопротивлений выше и ниже створа, которое требуется стандартами IEC 60041 и ISO 3354.

От непосредственного измерения расхода через натурную турбину можно отказаться, если в ее спиральной камере оборудован створ для замера перепада давлений, т.е. имеется возможность провести индексные испытания методом Винтера-Кеннеди, и если оперировать величиной приведенной мощности

$$P'_I = \frac{P_T}{D_1^2 H^{3/2}}.$$

Измерив в ходе натуральных испытаний активную мощность генератора, определив напор нетто, как указано выше, и перепад давления в створе Винте-

ра-Кеннеди, можно получить зависимость индексного КПД η_i от приведенной мощности.

Напор брутто при таких испытаниях остается практически постоянным, а напор нетто будет уменьшаться с увеличением расхода. Однако поскольку кинетическая составляющая скоростного напора относительно невелика,

$$n'_I = \frac{nD}{\sqrt{H}},$$

то различие между значениями n'_I на режимах, представляющих интерес (от 60 до 100 % номинальной мощности), будет незначительным, и можно считать, что испытания проведены при постоянном значении n'_I .

Имея универсальную характеристику модельной турбины, следует провести на ней разрез $n'_I = n'_{I\text{нат}} = \text{const}$ и построить зависимости КПД модельной турбины от Q'_I и P'_I . Приведенная мощность в данном случае вычисляется по формуле

$$P'_{I\text{мод}} = \rho_M g_M \eta_M Q'_{IM},$$

где ρ_M и g_M — плотность воды во время модельных испытаний и ускорение земного притяжения в месте нахождения испытательной лаборатории.

Для удобства дальнейших выкладок индексный и модельный КПД можно представить в относительном виде:

$$\bar{\eta}_i = \frac{\eta_i}{\eta_{i\text{opt}}} \quad \text{и} \quad \bar{\eta}_M = \frac{\eta_M}{\eta_{M\text{opt}}}.$$

Если нанести обе зависимости $\bar{\eta}(P'_I)$ на один график (см. рис.), то может оказаться, что оптимумы КПД будут смещены один относительно другого на величину $\Delta P'_I$. Следовательно, они будут сдвинуты и по приведенному расходу на величину $\Delta Q'_I$. Такой сдвиг обычно наблюдается и является следствием масштабного эффекта. Доля пересчитываемых, т.е. зависящих от числа Re, гидравлических потерь составляет у РО-турбин 70 % [1]. Эти потери можно выразить формулой $h_\lambda = kQ^2$, где коэффициент k прямо пропорционален коэффициенту гидравлического трения λ , а последний, как известно, уменьшается с возрастанием числа Re. Следовательно, коэффициент k у натурной турбины будет меньше, чем у модельной.

Непересчитываемые потери зависят в основном от углов атаки при обтекании лопастных систем. Эти углы возрастают по абсолютной величине при движении от оптимума как в сторону уменьшения, так и в сторону увеличения расхода; следовательно,

функция $h_\alpha(Q)$ имеет минимум. Оптимум КПД соответствует минимуму суммы гидравлических потерь, т.е.

$$\frac{d(h_\lambda + h_\alpha)}{dQ} = 0.$$

Очевидно, $\frac{dh_\lambda}{dQ}$ всегда положительна и у натурной турбины $\frac{dh_\lambda}{dQ}$ меньше, чем у модельной. Оптимум КПД достигается, когда $\frac{dh_\alpha}{dQ}$, будучи отрицательной, сравняется по абсолютной величине с производной $\frac{dh_\lambda}{dQ}$. У натурной турбины это равенство установится ближе к минимуму непересчитываемых потерь, т.е. при большем расходе, чем у модельной турбины. $\Delta Q'_I$ можно в первом приближении определить по формуле

$$\Delta Q'_I = \frac{\Delta P'_I}{\rho_m g_m \eta_m}.$$

Теперь можно в первом приближении определить абсолютное значение оптимального КПД натурной турбины:

$$\eta_{\text{нат}} = \frac{P'_{I_{\text{нат}}}}{\rho_{\text{нат}} g_{\text{нат}} (Q'_{I_m} + \Delta Q'_I)}.$$

Знак смещения $\Delta Q'_I$ положителен, если в оптимуме $P'_{I_{\text{нат}}} > P'_{I_{\text{мод}}}$.

Во втором приближении в выражение для $\Delta Q'_I$ можно подставить значения ρ , g и η для натурной турбины. Уточнение окажется весьма незначительным: различия в ρ и g составляют около 0,3 %, КПД — до 3 %. Если $\Delta Q'_I$ в первом приближении, например, 0,03 м³/с, то во втором приближении $\Delta Q'_I$ будет отличаться на 0,0012 м³/с, т.е. будет либо 0,0288, либо 0,0312 м³/с.

После того как определено значение оптимального КПД натурной турбины, по имеющейся зави-

симости $\bar{\eta}_i(P'_I)$ легко построить зависимость $\eta_{\text{нат}}(P'_I)$, поскольку

$$\eta = \bar{\eta}_i \cdot \eta_{\text{опт}}.$$

При определении КПД турбины таким способом вместо погрешности измерения абсолютного расхода появляется существенно меньшая погрешность определения $\Delta P'_I$. Она может быть уменьшена с помощью увеличения числа опытных точек при снятии модельных и индексных характеристик и применения математических методов сглаживания экспериментальных кривых. Дифференцированием сглаженных зависимостей находят значения приведенных мощностей, при которых

$$\frac{d\eta}{dP'_I} = 0.$$

Увеличение погрешности определения P'_I из-за того, что погрешность измерения напора нужно умножать на 3/2, незначительно по сравнению с уменьшением погрешности вследствие исключения измерения расхода.

Если по каким-либо причинам сдвиг мощности P'_I не обнаруживается, то КПД натурной турбины можно вычислить, построив зависимости приведенной мощности обеих турбин от открытия направляющего аппарата a_0 ; величину открытия следует привести к диаметру $D_1 = 1$ м. Тогда, если сохранено геометрическое подобие обеих турбин, КПД можно вычислить по формуле

$$\eta_{\text{нат}} = \eta_{\text{мод}} \frac{P'_{I_{\text{нат}}}}{P'_{I_{\text{мод}}}}.$$

Таким образом, пользуясь предложенной методикой, при натуральных испытаниях гидротурбин можно найти зависимость КПД турбины от мощности, не прибегая к измерению расхода абсолютным способом.

Литература

1. *Hydraulic turbines, storage pumps and pump-turbines — model acceptance tests.* International Standard IEC 60193. 1999.

Вероятный максимальный паводок (РМФ): основные сведения и проблемы применения методики его расчета в России

Жиркевич А. Н. начальник ОВХиООС,

Асарин А. Е., доктор техн. наук (ОАО "Институт Гидропроект")

Наблюдаемое в последние десятилетия увеличение числа экстремально высоких паводков и половодий, а также масштаба ущербов от речных наводнений привлекает все большее внимание инженеров и ученых к проблеме надежной оценки параметров максимального стока. Такая оценка особенно нужна при проектировании новых гидроузлов и проверке уровня гидрологической безопасности существующих гидротехнических сооружений и людей, живущих на пойменных землях в нижних бьефах плотин.

В России при определении параметров максимального стока предпочтение отдается вероятностным методам. Класс ответственности сооружений (в первую очередь высота плотины и объем водохранилища) определяет расчетную вероятность превышения максимального расхода (объема) воды половодья (паводка).

В США и в ряде других стран с 1960-х годов применяется иной, не вероятностный, расчетный подход. Ответственные сооружения рассчитывают на условия прохождения так называемого вероятного (возможного) максимального паводка — probable maximum flood (PMF), который может образоваться при сочетании самых неблагоприятных или предельно возможных факторов: метеорологических (жидкие или твердые осадки, температура и влажность воздуха) и стокоформирующих (состояние поверхности и почво-грунтов водосбора, определяющее наибольший коэффициент стока).

В российских (действующих в настоящее время) нормативных документах [1] впервые появилась рекомендация: "... при проектировании речных гидротехнических сооружений, особенно размещаемых в районах активной циклонической деятельности, в качестве расхода поверочного расчетного случая принимать расход, определенный по методике вероятного максимального паводка". К сожалению, этой рекомендацией практически невозможно воспользоваться, так как в России не разработаны ни методические указания (пособия) по определению параметров (максимального расхода, объема, гидрографа) РМФ, ни нормативы его применения. Так, в основополагающем, действующем в России нормативном документе по определению расчетных гидрологических характеристик [2] нет даже упоминания о такой гидрологической характеристике. В последние годы на необходимость определения РМФ указывается также в проектах

документов, предлагаемых к введению взамен СНиП: технических регламентов и отраслевых стандартов. Тем не менее это не вносит ясности в вопросы, возникающие у проектировщиков: как и в каких случаях следует определять РМФ; какой методикой расчета РМФ пользоваться для водотоков России и где ее можно получить; как определять РМФ для паводков смешанного происхождения, например снего-дождевых, ледниково-снеговых; надо ли вообще (и как) определять вероятный максимальный расход воды снегового половодья и т.д.

Кроме того, применение этого подхода зачастую является обязательным при разработке отечественными проектными организациями проектов гидроузлов на реках в зарубежных странах или при выполнении проектных работ по зарубежным заказам.

В то же время очевидно, что применительно к природным условиям значительной части территории России необходимо разрабатывать собственные, оригинальные подходы к методу РМФ, который разработан и применялся за рубежом преимущественно в проектах гидроузлов на реках, где паводки имеют ливневое происхождение.

Принципиальные основы метода определения РМФ и опыт его применения в практике строительного проектирования

Инженеры-проектировщики и ученые, работающие в области безопасности гидротехнических сооружений, издавна стремились к сверхнадежности подпорных сооружений для обеспечения абсолютной безопасности населения и отраслей хозяйства в долинах рек в нижних бьефах плотин. В начале 1930-х годов гидрологи США поставили задачу установить предельно возможные значения максимальных расходов воды конкретных рек в конкретных створах. Однако выяснилось, что обоснованных критериев для назначения предельных максимумов нет.

В это же время возникла идея, что предельный расход дождевого паводка, а подавляющая часть плотин США рассчитана на пропуск дождевых максимумов, зависит от предельно возможного количества жидких осадков, которые могут сформироваться над водосбором, и от предельной интенсивности их выпадения за периоды различной продолжительности. Появилось понятие вероятных (возможных) максимальных осадков (PMP — probable maximum precipitations), и была разработана методология их определения. Первые серьезные публикации по методам расчета максимальных

осадков применительно к природно-климатическим условиям США принадлежат американскому метеорологу Хершфилду [3].

Позднее в США и других странах проводились исследования и разработки, на основании которых в международном строительном проектировании гидротехнических (гидроэнергетических) объектов для особо ответственных сооружений, чьи разрушения могут привести к катастрофическим последствиям (человеческие жертвы или крупный экономический ущерб), появились требования обязательного выполнения расчета гидротехнических сооружений на пропуск вероятного максимального паводка (РМФ), или возможного максимального паводка. Новый метод оценки параметров максимального стока и рекомендации по его применению нашли отражение в официальных документах США [4].

Расчет и построение гидрографа вероятного максимального паводка проводятся на основании вероятных максимальных осадков (РМР) в водосборном бассейне, которые, в свою очередь, определяются при предельной максимизации метеоусловий (влажность и температура воздуха, иногда ветер). Вероятный максимальный паводок определяется путем анализа наблюдавшегося соотношения дождевых, а иногда и снеговых, осадков и стока.

Процедура расчета вероятного максимального паводка состоит в следующем. По величинам возможных максимальных осадков, определенным по данным наблюдений для различных территорий, с учетом поправок на сезонный ход и высоту местности находят возможные максимальные расходы и гидрографы стока с помощью простейших гидрологических моделей. Как показал ряд сравнений, рассчитанные таким образом максимальные расходы воды могут значительно отличаться от расходов, полученных путем экстраполяции статистических распределений [5]. Преимуществом этого подхода является то, что он ориентирован на определение физических пределов воздействий на гидрологические системы и позволяет рассчитать не только максимальный расход воды, но и гидрограф стока.

Концепция РМФ предполагает, что существует верхний, физически обусловленный предел слоя максимальных осадков (РМР) на заданную территорию. Этот предел определяется следующими ограничивающими факторами:

- предельным содержанием водяного пара в воздухе, циркулирующем над речным бассейном;
- предельной скоростью ветра, переносящего влажный воздух над бассейном;
- предельными условиями превращения водяного пара в осадки.

Принимается, что продолжительность РМФ равна продолжительности выпадения РМР.

Можно полагать, что продолжительные ливни с интенсивностью РМР формируют объем осадков, способных покрыть значительные площади. В то

же время РМР малой продолжительности или некий локальный ливень может иметь крайне высокую интенсивность, но не привести к созданию слоя воды над значительной поверхностью. К таким РМР можно отнести ливни продолжительностью до 6 ч, покрывающие территорию до 1300 км².

При исследовании больших водохранилищ, способных существенно срезать пик паводка, необходимо рассматривать РМФ, сформированные вероятными максимальными осадками продолжительностью 72 ч и более.

В основе определения РМР лежат данные наблюдений за высокими и (или) выдающимися осадками, зафиксированными на метеостанциях, расположенных в границах рассматриваемого водосбора или в соседних регионах. Для получения параметра осадков РМР, способных дать вероятный максимальный паводок на рассматриваемой территории в заданный сезон, выполняются три основные операции:

- максимизация содержания в воздухе водяного пара;
- транспозиция осадков;
- определение предельного значения.

По определению вероятность превышения максимального расхода воды возможного максимального паводка (РМФ) равна нулю, поскольку предполагаемое количество максимальных осадков формируется в предельно возможных физических условиях образования осадков.

Гидрограф РМФ, т.е. превращение вероятных максимальных осадков в паводок реальной формы и продолжительности, может быть построен (рассчитан) с использованием стоковой модели или метода единичного гидрографа. Расчетные условия формирования максимального стока РМФ не должны быть менее критическими, чем при максимальных наблюдаемых паводках. Процедура расчета по методу единичного гидрографа детально описана в программном комплексе Корпуса инженеров армии США [6].

Дополнительных исследований требуют такие вопросы, как изменение слоя твердых (снег) и жидких осадков с высотой местности. Так, в некоторых публикациях гидрологов США указывается, что при высотах водосбора (или его части) более 1500 м слой осадков уменьшается на 10 % при повышении на каждые 300 м.

Мировые консалтинговые и инжиниринговые фирмы рассчитывают водосбросные сооружения гидроузлов на пропуск РМФ в течение нескольких последних десятилетий. Применительно к параметрам РМФ в мире построено тысячи гидроузлов, в том числе значительная часть крупных и средних гидроузлов США, построенных после 1936 г.

Как указывалось выше, метод РМФ разработан и преимущественно используется для бассейнов с

паводками ливневого происхождения. В большей части штатов США имеются карты изогьет РМР, являющихся основой для расчетов РМР для конкретных створов. Сведения об использовании метода РМР для бассейнов с иным, не дождевым, питанием крайне ограничены.

Попытка определения параметров РМР для реки с преимущественно снеговым питанием была предпринята норвежскими, а затем латышскими специалистами при уточнении максимального стока р. Даугавы в створе Плявиньской ГЭС. В 1998 г. фирмой "Norconsult" максимальный расход воды РМР для р. Даугавы был определен равным 25 000 м³/с, что в 2 раза больше расчетного максимума вероятностью превышения 0,01 %, принятого в проектах Плявиньской, Кегумской и Рижской ГЭС. Указанное значение максимального расхода воды было признано российскими и латышскими специалистами сильно завышенным, и в Рижском сельскохозяйственном университете под руководством профессора Зиверса были выполнены новые расчеты РМР. При этом предполагалось совпадение пика половодья при таянии максимального вероятного снегового покрова с максимальными в апреле жидкими осадками. Максимальный расход воды РМР составил около 15 000 м³/с. Дополнительными расчетами латышских гидрологов это значение было уточнено и по современной (2008 г.) оценке составляет около 13 000 м³/с, что близко к уточненному максимальному расходу воды вероятностью превышения 0,01 % с гарантийной поправкой, равному 12 800 м³/с.

Институт "Гидропроект" также располагает опытом применения метода РМР для бассейна реки со смешанным ледниково-снеговым питанием. Фирмой "Lahmeyer International GmbH" (Германия), разработавшей в 2005 г. банковское ТЭО гид-

роузла Рогун на р. Вахш в Таджикистане, было поставлено условие обязательной оценки величины РМР. В связи с этим Гидропроект была разработана и применена методика перехода к максимальному расходу воды вероятного максимального паводка (РМР) через критические температуры воздуха в бассейне р. Вахша вблизи ледников, таяние которых вместе со снежниками формирует выдающиеся пики весенне-летнего половодья. Изучение гидрометеорологических условий в бассейне показало наличие тесных обусловленных зависимостей максимального половодного стока р. Вахш и температуры воздуха, отражающих температурный режим и режим стока в половодья при формировании наибольших расходов воды р. Вахш. На этой основе удалось оценить величину вероятного максимального паводка неливневого происхождения.

Российский опыт применения метода РМР невелик. В связи с требованиями заказчиков проектов определять параметры РМР Гидропроект в 1997 – 2002 гг. предпринял попытку применения оценки РМР [7, 8] при проектировании ГЭС Шонла во Вьетнаме и ГЭС Капанда в Анголе. В дальнейшем такие попытки были сделаны в проектах гидроузлов Тери в Индии, Се Конг в Лаосе и др. Результаты этих расчетов в сопоставлении с оценками максимумов, полученных вероятностными методами, приведены в табл. 1.

Как видно из табл. 1, максимальный расход воды РМР, как правило, существенно (до 50 %) превышает максимум вероятностью превышения 0,01 %. Введение гарантийной поправки, применяемой только в России (СССР), несколько сближает расчетный максимум со значением расхода воды РМР.

В табл. 2 приведены некоторые критические оценки вероятностных методов расчета максимальных расходов воды и метода оценки РМР, извест-

Т а б л и ц а 1

Река	Гидроузел	Площадь водосбора, км ²	Максимальные расчетные расходы воды, м ³ /с			Отношение РМР/Q _{0,01 %} /РМР/Q _{0,01 %} *
			РМР	0,01 %	0,01 % (с гарантийной поправкой)	
Да (Вьетнам)	Шонла	43 760	60 000	39 800	477 000	1,51/1,26
Кванза (Ангола)	Капанда	109 000	14 000	9160	11 000	1,53/1,27
Вахш (Таджикистан)	Рогун	30 390	7000	5200	5700	1,44/1,23
Инд (Пакистан)	Баша	152 000	18 500	18 000	-	1,03
Субансири (Индия)	Нижний Субансири	34 500	37 507	27 120	-	1,38
Барак (Индия)	Типамук	12 758	16 964	15 233	-	1,11
Алакнанда (Индия)	Шринагар	11 110	26 400	19 200	-	1,38
Гариганга (Индия)	Мапанг Богудьяр	829	3175	4100	-	0,78

ные из литературы и высказываний оппонентов этих методов.

Особенности природных условий России и способы их учета в методике расчета РМФ

Наибольшие расходы воды и связанные с ними катастрофические наводнения. Наибольшие расходы воды вероятностью превышения 0,5 – 1 %, вызывающие катастрофические наводнения, как и выдающиеся максимумы, имеют место при сочетании (совпадении) максимальных значений формирующих их факторов (выше среднемноголетних значений — нормы — не менее чем в 1,5 – 3 раза) и, как правило, одновременно распространяются на значительной территории. Например, в 1966, 1969 гг. наводнения при расходах воды 1 – 5 % вероятности превышения наблюдались одновременно на территории Западной и Восточной Сибири, в бассейнах рек Обь, Енисей, Лена; в 1989, 1990 гг. катастрофические наводнения наблюдались на всех реках Приморского края в результате наложения в период повышенного стока прохождения экстремальных тайфунов Джуди и Робин, летом 2002 г. [9] произошли наводнения в Восточной и Западной Европе.

Часто максимальные расходы указанных вероятностей превышения формируются в результате снего-дождевого стока (с участием дождевых вод в объеме половодья до 30 – 40 %). Во время форми-

рования пика половодья наблюдается обильное выпадение дождевых осадков, а фильтрация воды в насыщенную влагой почву практически отсутствует. Даже в случае неполного сочетания всех вышеперечисленных факторов жидкие осадки, выпадающие во время формирования пика весеннего (снегового) половодья, могут вызвать наводнения. Такие наводнения чаще всего характерны для рек Восточной Сибири, Алтая, Урала и наблюдаются в весенне-летний период.

Максимальные расходы воды, сформированные во время прохождения сосредоточенного дождевого стока. В России дождевые паводки систематически превышают весенние половодья на водосборах Северного Кавказа, Дальнего Востока и Забайкалья. Большое значение при этом имеет увлажнение поверхности водосбора перед выпадением осадков. Так, сочетание большого количества осадков и сильной увлажненности подстилающей поверхности привело к формированию паводка с расходами воды вероятностью превышения 0,2 – 1 % в бассейне Верхней Припяти, затопившего более 300 населенных пунктов. Такой же генезис паводков отмечен в сентябре 1968 и августе 1984 г. на реках Амурского бассейна. Вместе с тем даже при первоначально сухой почве выпадение большого количества осадков может приводить к ее быстрому насыщению и формированию высокого паводка. Например, необычайно сильные ливни, выпавшие в августе 1973 г. после продолжительной жары, вызвали

Т а б л и ц а 2

Вероятностные методы расчета	Метод вероятного максимального паводка
Экстраполяция любых кривых распределения вероятностей превышения максимальных расходов воды в зону крайне малых вероятностей (0,1 %) и менее — путь крайне ненадежный	Обоснованность понятия и достоверность определения значения (слоя) возможных максимальных осадков (РМР), лежащего в основе расчета РМР, сомнительны. Так, если в районах, расположенных в глубине континентов, можно говорить о предельно мыслимом слое осадков за период, необходимый для формирования паводка, то в зонах циклонической деятельности и на территориях, куда заход циклонического фронта хотя бы минимально вероятен, понятие РМР становится количественно неопределенным
Параметры кривых распределения вероятностей превышения максимальных расходов воды (а соответственно, расчетные квантили) претерпевают изменения, подчас существенные, по мере удлинения ряда наблюдений, особенно при включении в ряд наибольшего, не фиксировавшегося ранее расхода воды	Практически во всех географических зонах остается неясным вопрос о территории, на которую могут выпасть РМР, т.е. о редукации максимального слоя осадков по площади. В то же время известно, что рассчитанная для одного и того же пункта величина РМФ с годами растет по мере увеличения ряда наблюдений за осадками, включающими выдающиеся штормы, учет которых приводит к увеличению РМР
Ни одно распределение вероятностей пиковых расходов воды паводков не имеет физического обоснования	При пересчете РМР с учетом новых данных подчас выясняется, что вероятность его превышения, считавшаяся равной нулю, составляет 0,1 % и более
Результаты тестовых оценок отражают свойства рядов наблюдений, являющихся выборками из генеральной совокупности, закон распределения вероятностей и статистические параметры которой неизвестны	Методы определения РМР, даже по мнению их авторов, имеют ограниченное применение, в некоторых работах называется предельная площадь бассейна 50 тыс. км ² . Однако имеются примеры расчета РМР с максимизацией осадков на территориях в сотни тысяч квадратных километров

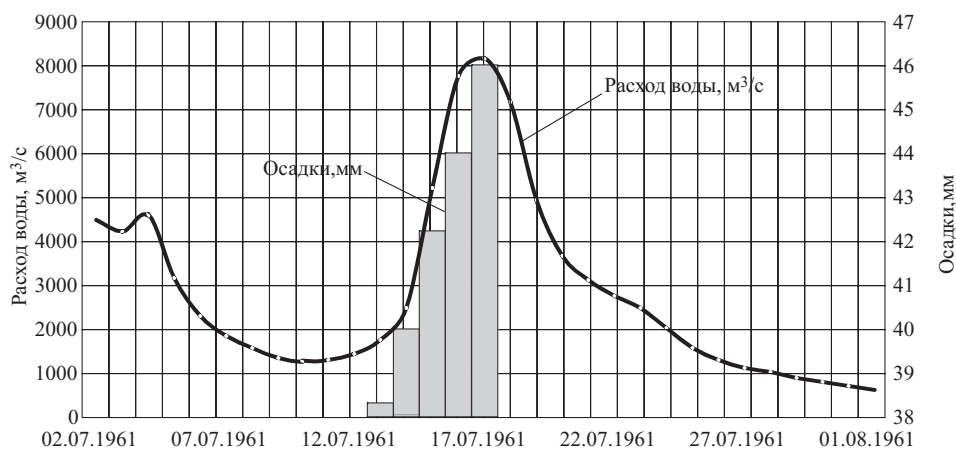


Рис. 1. Гидрограф р. Зеи в ур. Зейские Ворота и гистограмма (почасовой ход) осадков за 1 – 5 суток по метеорологической станции Бомнак за 1961 г.

подъем уровней на р. Селенге, превысивший наблюдавшиеся ранее максимальные отметки высоких вод на 1 м. В течение суток была затоплена вся левобережная часть г. Улан-Удэ.

На р. Зеи у Зейских Ворот ($A = 83\,400\text{ км}^2$), как показали многолетние наблюдения, после коротких половодий снегового и смешанного происхождения в период с конца апреля до середины мая ежегодно со второй половины мая до начала октября проходит от 1 до 7 дождевых паводков, вызываемых фронтальными дождями. Внутримассовые ливни, охватывающие небольшие территории, из-за большой площади водосбора реки у Зейских Ворот не вызывают практически значимых паводков. Тайфуны над бассейном Зеи не проходят. Максимальный в году расход воды дождевого происхождения может быть в любое время паводкового периода. Четкие связи осадков и стока в бассейне р. Зеи иллюстрируются на рис. 1 и 2.

Из выдающихся паводков последних лет следует отметить наводнение 2007 г., которое произошло в результате пропуска больших расходов воды через Зейский гидроузел и вызвало обширные затопления в его нижнем бьефе.

Определение гидрометеорологических характеристик, влияющих на формирование экстремальных расходов воды дождевых паводков. Как следует из проведенного выше анализа, формирование катастрофических дождевых паводков и половодий с выдающимися расходами воды необязательно обусловлено экстремальными интенсивностями осадков. Ливневые паводки обычно формируются в результате интенсивных непродолжительных дождей, чаще локальных. Характеризуются быстрым подъемом и спадом уровней воды, сложностью прогнозирования. При соответствующих метеорологических условиях паводки могут формироваться в любое время года в южных районах России (на реках побережья Черного моря, бассейна Кубани, Терека), на реках Восточной Сибири и юга Западной Сиби-

ри в летний период. Максимальные расходы воды, формирующиеся в результате продолжительных “обложных” дождей, чаще всего характерны для рек Дальнего Востока в Приморском крае.

На территории России расположены бассейны рек с существенно различными физико-географическими условиями и типами водного питания. Половодья и паводки на этих реках имеют разный генезис, и их вероятные максимальные параметры зависят от различных факторов и их сочетаний. Возможности применения стандартной методики расчета РМФ ограничены зоной циклонических проявлений (Приморский и Хабаровский края), но и там экстремально высокие жидкие осадки могут совпадать с повышенным стоком за счет снеготаяния.

Значительная часть речных бассейнов как в европейской части России, так и в Сибири имеет практически стопроцентное снеговое питание, максимальный талый сток в отдельные годы поступает на полностью или преимущественно промерзшие грунты водосбора. Эти условия в ряде случаев осложнены наличием вечной мерзлоты.

Концепция и программа работ по составлению методики расчета РМФ

Как следует из приведенных выше сведений и выводов, методика расчета вероятного максимального паводка (РМФ) на территории Российской Федерации должна быть разработана применительно к следующим вариантам формирования максимального стока:

чисто дождевое питание для водосборов площадью до 1000 км^2 , от 1001 до 5000 км^2 , более 5000 км^2 , в том числе для паводков, вызываемых циклоническими осадками на Дальнем Востоке РФ;

преимущественно снеговое питание (весеннее снеготаяние) с редкими и относительно небольшими жидкими осадками в период снеготаяния;

снеговое питание со значительными жидкими осадками весной (максимальный расход дождевого

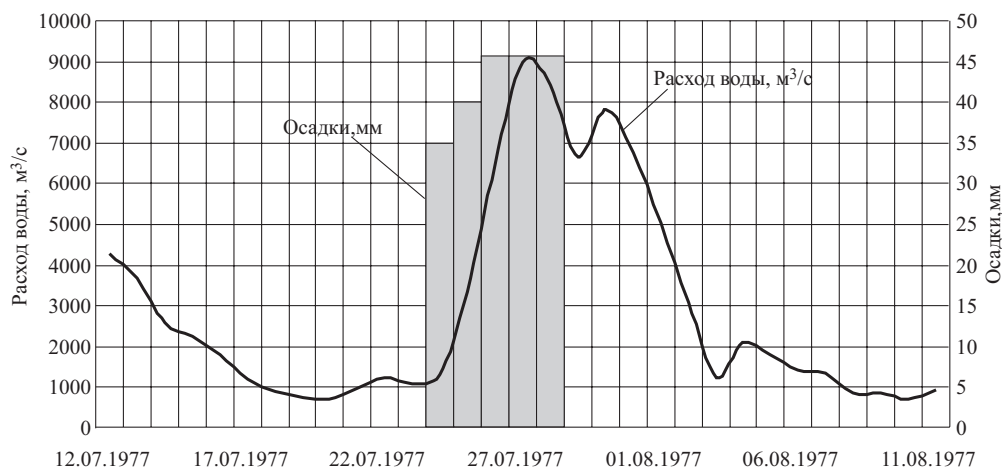


Рис. 2. Гидрограф р. Зеи в ур. Зейские Ворота и гистограмма (почасовой ход) осадков за 1 – 5 суток по метеорологической станции Бомнак за 1977 г.

происхождения составляет более 50 % талого максимума);

близкие по максимальному расходу воды весенние половодья и летне-осенние паводки (раздельный расчет весеннего снегового РМФ и дождевого РМФ для второй половины лета и (или) осени).

Соответственно методика расчета РМФ должна раздельно разрабатываться для дождевых паводков на реках (в бассейнах) с различными водосборными площадями с учетом осреднения по территории вероятных максимальных слоев осадков (РМР), полученных на основании данных наблюдений в ограниченном числе пунктов, а также продолжительности осадков, способных сформировать максимальные расходы воды.

При малых и относительно малых площадях водосборов определяющими РМФ факторами могут служить: максимальная часовая, двух-, четырех-, восьми и 12-часовая интенсивность ливня, что требует соответствующих данных наблюдений.

При площадях водосбора, превышающих 5000 км², большое значение имеют максимальные суммы осадков за 6, 12 и 24 ч и за последующие 1, 2, 3 и 5 суток.

Специального исследования требуют подходы и расчетные инструменты максимизации осадков в точках наблюдений, на отдельных частях изучаемых (рассматриваемых) речных бассейнов и на всей площади рассматриваемого водосбора.

При максимизации параметров снежного покрова отдельному анализу подлежат: его высота с учетом времени накопления снега до начала таяния или интенсивного испарения; плотность снега и содержание в нем воды, максимум которого может иметь место не в конце периода снегонакопления; суммарный объем снежного покрова с учетом рельефа поверхности водосбора (понижений, водоемов со снежным покровом на ледовой поверхности).

Специальных исследований (на основе анализа данных о снеготаянии в годы с максимальным пиковым и с максимальным весенним стоком) требуют вопросы: солнечной радиации, определяющей интенсивность как снеготаяния, так и потерь влаги на испарение, а также ход температур воздуха — накопление тепла и его уменьшение при ночном понижении температуры; влияния залесенности, типа и высоты деревьев на ход накопления тепла; состояния подстилающей поверхности — фильтрационные свойства и мощность аллювиальных отложений и предельная увлажненность и (или) водопроницаемость при наличии промерзающего слоя и др.

Композиция снеготаяния с жидкими осадками должна учитывать статистику дат максимальных жидких осадков и дат наибольшей водоотдачи при снеготаянии, а также интенсивность и продолжительность весенних дождей. Особого внимания требует учет аномальных сдвигов по времени периода снеготаяния (в северных и горных районах) и периода интенсивных дождей.

Влияние глобального потепления. При выполнении расчетов по уточнению параметров максимального стока для существующих гидроузлов и определению этих параметров для проектируемых объектов, при совершенствовании существующих методов расчета параметров максимальных расходов воды и объема стока половодий и паводков и при разработке новых расчетных приемов возникает вопрос об учете возможных изменений стоковых характеристик под влиянием изменений глобального климата — потепления, связанного либо с природными циклическими колебаниями, либо с парниковым эффектом антропогенного происхождения. Результаты расчетов по девяти моделям глобального климата и анализ данных наблюдений показали повышение интенсивности осадков в течение XX столетия, в том числе:

увеличение интенсивности зимних и осенних ливней в Швейцарии [10];

увеличение интенсивности осадков в Италии при общем сокращении числа дней с дождем [11];

значительное увеличение числа дней с дождями, а также числа двухдневных осадков в США [12];

увеличение частоты сильных ливней в Индии за 1910 – 2000 гг. [13];

увеличение в среднем в 6 раз интенсивности катастрофических осадков [14].

В указанных и других публикациях о гидрологических последствиях глобального потепления не высказывается мнение о возможном увеличении РМР и РМФ (или их теоретических оценок); речь, скорее, идет об увеличении общего числа экстремальных гидрологических событий и, возможно, об увеличении вероятности наступления РМР и РМФ, которая по современным представлениям составляет от 10^{-7} до 10^{-10} .

Говоря об оценке влияния изменений климата на половодья и паводки, следует отметить, что прогнозировать климатообусловленные изменения максимального стока много сложнее, чем изменения осадков. Ведь если ожидать, что глобальное потепление приведет к увеличению частоты осадков высокой эффективности, а это, в свою очередь, к повышению частоты и высоты паводков, то можно ожидать и такого явления, как уменьшение доли осадков, превращающихся в дополнительный сток. Так, Кундзевич считает [15], что снеготаяние может наступать раньше при меньших снеготаяниях и весенние половодья станут при этом ниже. Повышение зимних и весенних температур воздуха может вызвать ослабление ледовых заторов, повышение пропускной способности речных русл и уменьшение риска весенних наводнений, связанных с ледовыми явлениями. Кроме того, можно ожидать наступления продолжительных маловодий с глубокой сработкой водохранилищ, что приведет к увеличению свободного (в том числе для приема и срезки пиков паводков и половодий) объема водохранилищ. Исходя из этого, представляется целесообразным при разработке российской методики определения (расчета) РМФ не затрагивать неясную в настоящее время проблему возможного влияния глобальных климатических изменений на РМР и, следовательно, на РМФ.

Попытка авторов настоящей статьи объяснить руководителям Росгидромета необходимость разработки российской методики расчета РМФ и включения этого подхода в российские нормативные документы успехом пока не увенчалась. Есть надежда, что такая методика заинтересует гидроэнергетиков и читателей журнала и что ее применение станет важным инструментом повышения гидрологической безопасности гидротехнических сооружений, а также населения и объектов, находящихся в нижних бьефах плотин.

Список литературы

1. *Гидротехнические сооружения. Основные положения.* СНиП 33-01-2003 / Государственный комитет Российской Федерации по жилищной и строительной политике (ГОССТРОЙ России). – М. 2004.
2. *Определение основных расчетных гидрологических характеристик:* СП 33-101-2003. – М., 2004.
3. *Hershfield D. M.* Estimating the Probable Maximum Precipitation. Proceedings American Society of Civil Engineers // Journal Hydraulics Division, 1961b. Vol. 87.
4. *Федеральные указания по безопасности плотин:* США, 1972.
5. *Международный симпозиум по паводкам и их расчетам.* — Л.: Гидрометеиздат, 1969.
6. *Hydrologic Engineering Center 1988. Flood Hydrograph Package, User's Manual,* U. S. Army Corps of Engineers, Davis, California.
7. *Жиркевич А. Н.* Современные подходы к определению характеристик максимального стока (на примере проекта гидроузла Шонла на р. Да во Вьетнаме) // Сб. научн. трудов Гидропроекта. 2000. Вып. 159.
8. *Жиркевич А. Н.* Особенности расчета максимальных расходов воды при проектировании гидроузлов на реках Вьетнама и Анголы // VI Всероссийский гидрологический съезд: Тез. докладов. — СПб., Гидрометеиздат, 2004.
9. *Таратунин А. А.* Наводнения на территории Российской Федерации / Под ред. Н. И. Коронкевича. – М.: Министерство природных ресурсов Российской Федерации, Федеральное агентство водных ресурсов, 2006.
10. *Switzerland during the 20th Century* // Int. J. Climatol. 25.
11. *Brunetti M., Bufoni L., Mangianti F., Maugeri M., Nanni T.* Temperature, precipitation and extreme events during the last century in Italy // Global Planet Change. 2004. 40.
12. *Pielke R. A. and Downton M. W.* Precipitation and damaging floods: trends in the United States // J. Climate. 2000. 13.
13. *Roy S. S. and Balling R. C.* Trends in extreme daily precipitation indices in India // Int. J. Climatology. 2004. 24.
14. *Klein Tank A. M. G. and Konnen G. P.* Trends in indices of daily temperature and precipitation extremes in Europe // Climate. 2003. 16.
15. *Kundzewicz Z. W., Radziejewski M. and Piskwar I.* Precipitation extremes in the changing climate of Europe // Climate Res. 2006. 31.

Особенности проектирования морских гидротехнических сооружений

Кузьмин Г. П., кандидат техн. наук

(Московский государственный строительный университет)

Морское волнение представляет собой сложный естественный процесс. Для исследования естественных природных процессов применяется теория частичной когерентности [1]. При воздействии частично когерентного (реального) морского волнения на преграды возникают особенности дифракции морских волн [2 – 6], которые необходимо учитывать при проектировании морских гидротехнических сооружений, например портовых оградительных сооружений и вертикальных цилиндров большого диаметра.

Портовые оградительные сооружения. В проектировании портовых оградительных сооружений (ПОС) традиционно применяется теория дифракции волн на вертикальном экране. Однако морское волнение представляет собой гравитационные поверхностные волны на воде, которые испытывают дифракцию не на вертикальных, а на горизонтальных преградах [3]. Так как дифракционный край лежит в одной плоскости с распространением морских волн, то при проектировании необходимо учитывать ширину ПОС в качестве величины дифракционного края [3]. Интенсивность, являющаяся основным признаком частично когерентного морского волнения [2, 4, 6], — это процесс, возникающий при воздействии морского волнения на преграды. Гидродинамические силы, действующие при этом, являются характеристикой интенсивности, а их величина является мерой интенсивности. Поэтому, рассматривая дифракцию на краю одиночного мола или волнолома, следует учитывать дифракцию интенсивности морского волнения на краю ПОС [3].

Известно, что если величина дифракционного края меньше одной длины исходной волны, то происходит огибание волнами края преграды; если величина дифракционного края преграды равна двум длинам волн, то возникает отклонение исходного волнового луча в сторону волновой тени, т.е., происходит дифракция морских волн. Воспользуемся методическими указаниями [5] для построения дифракции на краю одиночного мола. Пусть гребень исходной волны перпендикулярен краю мола, а исходный волновой луч параллелен краю этого же одиночного мола (рис. 1). В этом случае по мере продвижения исходной волны вдоль края мола от точки *A* до точки *B* на одну длину волны начинается модуляция гребня волны по амплитуде (рис. 1), что приводит к появлению дополнительного возмущения на гребне исходной волны. При этом коэффициент дифракции становится максимальным — $K_{\text{dif max}} = 1,17$. Это же значение $K_{\text{dif max}}$, но иным способом получено С. Масселем. По мере продвижения модулированной волны в глубину защищаемой акватории эти возникшие дополнительные волновые возмущения скользят по гребням исходных волн, но уже на некотором отдалении от края преграды (рис. 1). На сходящихся молах эти скользящие возмущения возникают и в глубине защищаемой акватории порта (рис. 2, 3), образуя линии максимальных значений коэффициентов дифракции. Итак, если величина дифракционного края ПОС меньше одной длины исходной волны, то отсутствует волновая тень; если величина дифракционного края равна двум длинам волн, то существует волновая тень, но образуются дополнительные возмущения по гребням исходных волн. Поэтому величина дифракционного края преграды имеет положительный и отрицательный эффект. С одной стороны, увеличение длины дифракционного края (ширины) одиночного мола повышает защищенность акватории порта, с другой — данный дифракционный край создает амплитудную модуляцию по гребню волны, что приводит к дополнительным возмущениям на соседней акватории или на аквато-

риции на гребне исходной волны. При этом коэффициент дифракции становится максимальным — $K_{\text{dif max}} = 1,17$. Это же значение $K_{\text{dif max}}$, но иным способом получено С. Масселем. По мере продвижения модулированной волны в глубину защищаемой акватории эти возникшие дополнительные волновые возмущения скользят по гребням исходных волн, но уже на некотором отдалении от края преграды (рис. 1). На сходящихся молах эти скользящие возмущения возникают и в глубине защищаемой акватории порта (рис. 2, 3), образуя линии максимальных значений коэффициентов дифракции. Итак, если величина дифракционного края ПОС меньше одной длины исходной волны, то отсутствует волновая тень; если величина дифракционного края равна двум длинам волн, то существует волновая тень, но образуются дополнительные возмущения по гребням исходных волн. Поэтому величина дифракционного края преграды имеет положительный и отрицательный эффект. С одной стороны, увеличение длины дифракционного края (ширины) одиночного мола повышает защищенность акватории порта, с другой — данный дифракционный край создает амплитудную модуляцию по гребню волны, что приводит к дополнительным возмущениям на соседней акватории или на аквато-

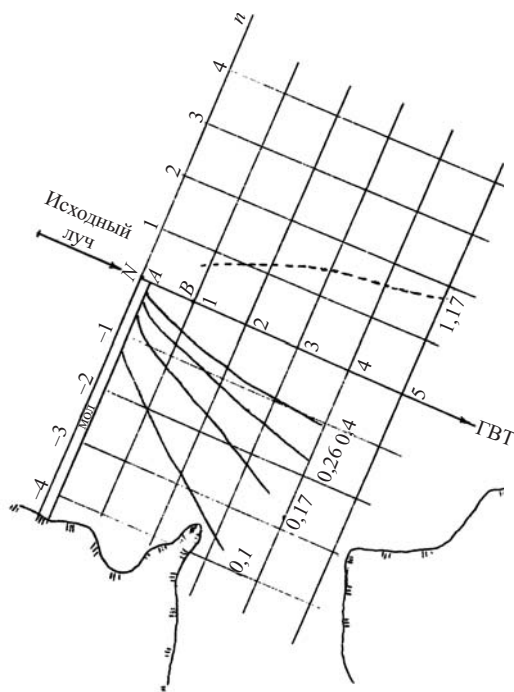


Рис. 1. Дифракция морских волн на краю одиночного мола (средний период 12 с, средняя длина исходной волны 225 м)

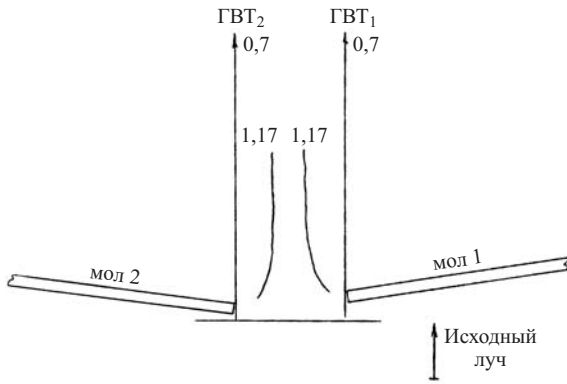


Рис. 2. Дифракция морских волн на сходящихся молах:

ГВТ — граница волновой тени; $K_{\text{dif}} = 0,7$ — коэффициент дифракции; $K_{\text{max dif}} = 1,17$ — максимальный коэффициент дифракции

рии порта при сходящихся молах (рис. 1, 2). Эти особенности следует учитывать при проектировании порта на сходящихся молах (рис. 3).

При проектировании защиты акватории порта одиночным молом или волноломом необходимо учитывать также ширину преграды [3]. Согласно вышеизложенному, ширина преграды (мол или волнолом) определяется условиями длины дифракционного края. В идеальном случае величина дифракционного края равна четырем длинам волн исходного волнения, тогда исходный волновой луч не отклоняется и полностью сохраняется волновая тень. Но этот случай будет нереальным для существующих размеров портовых оградительных сооружений. В каждом конкретном случае следует исходить из величины исходной длины волны и учитывать материалоемкость данной конструкции. Чаще всего ширина края одиночного мола или краев волнолома принимается равной 40 – 50 м.

Следует отметить, что на краю одиночного мола значительной ширины возникают дополнительные волновые возмущения. Если проектируется акватория порта, защищаемая одиночным молом, то эти дополнительные возмущения будут создавать преграды для песчаных наносов. Так как эти дополнительные волновые возмущения направлены в сторону от порта, образованного одиночным молом (рис. 1), то и песчаные наносы должны огибать акваторию этого порта. Поэтому существует предположение, что дифракция волн на краю одиночного мола значительной ширины способствует защите акватории порта от песчаных наносов. Но этот эффект пригоден только для акватории, защищаемой одиночным молом. Для акватории порта, образованного сходящимися молами, дифракция волн на краях сходящихся молв вызывает отрицательный эффект. В каждом конкретном случае необходимо

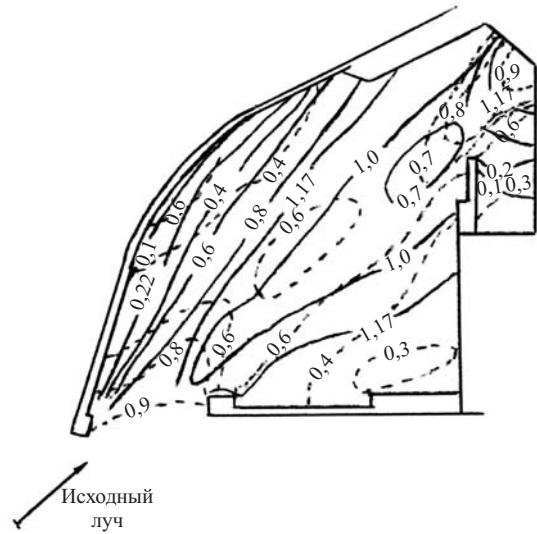


Рис. 3. Линии равных значений K_{dif} для порта Сочи:

K_{dif} — коэффициент дифракции морских волн; 1 – расчет по предлагаемой аналитической модели когерентного морского волнения; 2 – эксперимент (Порты и портовые сооружения / Под ред. Смирнова Г. Н. М.: Стройиздат, 1979)

опираться на результаты физического моделирования.

Существует мнение, что функция, описывающая дифракцию волн на краю экрана, имеет разрыв, в то же время волновой процесс является непрерывным. И. Г. Скучик (1976) объясняет этот парадокс следующим образом: “При переходе из освещенной области в область тени геометрическая часть поля уменьшается скачком до нуля. Дифракционное поле резко увеличивается на ту же величину, и результирующее поле непрерывно меняется при переходе в тень”. Следствием этих скачкообразных изменений и является возникновение дополнительных возмущений на краю преграды. В оптике край преграды как бы испускает свет [1], а при воздействии волнения на дифракционный край одиночного мола возникают дополнительные возмущения по гребням исходных волн. Это подтверждается наибольшим значением коэффициента дифракции — $K_{\text{dif. max}} = 1,17$. Таким образом, элементы ПОС не гасят, а перераспределяют волновую энергию. В этом и заключается выполнение закона сохранения волновой энергии при дифракции волн на краю ПОС.

Вертикальные цилиндрические преграды большого диаметра. Известно, что увеличение диаметра вертикального цилиндра приводит к возникновению нелинейных эффектов в процессе воздействия на него морского волнения. Ряд авторов — Chakrabarti (1972, 1975), Raman (1976), Isaacson (1977) — разработали нелинейную дифракцию морских волн на вертикальных цилиндрах большого диаметра. Однако, как указывает Miloh (1980),

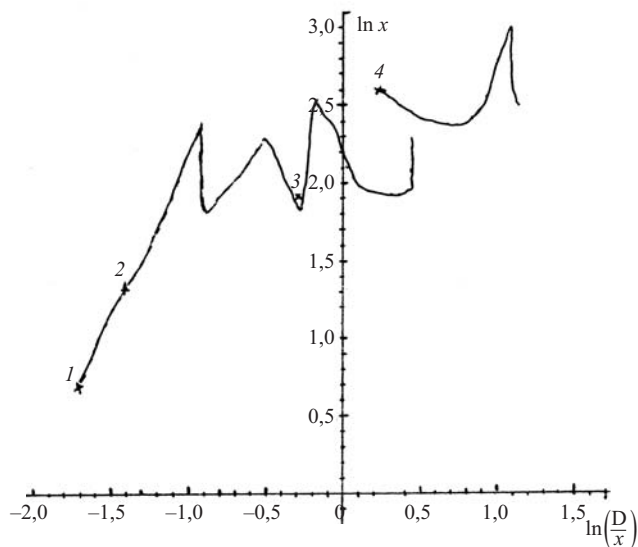


Рис. 4. Графическая зависимость $\ln x/\ln(D/d)$:

1 – 4 — эмпирические точки, полученные после обработки результатов физического эксперимента, выполненного на кафедре водного хозяйства и морских портов МГСУ

возникают неточности в нерегулярном решении по контуру, обусловленному пересечением случайной движущейся свободной поверхности воды вертикальным цилиндром. В работе [2] нерегулярность морских волн учитывается теорией частично когерентного морского волнения. Точнее, учитывается осредненным волновым профилем, аналитическая модель которого представляет модулированную по амплитуде функцию интенсивности волнения с энергетическим спектром конечной ширины. Если ширина энергетического спектра стремится к нулю, то используется модель когерентного морского волнения [2]. Эта модель позволяет более успешно использовать простое интегрирование по контуру пересечения цилиндра и свободной поверхности морского волнения и при различных значениях параметров волн. Следует отметить, что предлагаемая аналитическая модель расчета интенсивности морского волнения позволяет использовать любые параметры волн и на произвольной глубине воды.

Для правильного проектирования вертикальной цилиндрической опоры большого диаметра, соизмеримого с длиной исходной волны, необходим точный прогноз морского волнения на заданном участке. В данной работе применяется аналитическая модель расчета гидродинамических сил, возникающих при воздействии морского волнения на вертикальный цилиндр большого диаметра [2]. Особенность проектирования вертикального цилиндра заданного диаметра, поставленного на заданной глубине, заключается в определении некоторого постоянного признака данного сооружения для морского волнения любой обеспеченности. Как показывают расчеты [2], таким постоянным, неза-

висимым от интенсивности волнения признаком для вертикального цилиндра является отношение

$$\left(\frac{D}{d}\right)^\eta = \text{const}, \quad (1)$$

где D — диаметр цилиндра, соизмеримый с длиной исходной волны; d — глубина воды.

Проблема заключается в определении этого показателя степени. В работе [2] представлено несколько цифровых значений отношения (1), но этого недостаточно для выполнения обобщенной операции. При произвольном задании исходных параметров морского волнения, глубины воды и диаметра вертикального цилиндра были выполнены сравнительные расчеты по предлагаемой аналитической модели [2] и нормативному документу СН 90 – 60. Результаты расчетов были обобщены и положены в основу построения отношения

$$\eta = \frac{\ln x}{\ln\left(\frac{D}{d}\right)}, \quad (2)$$

которое позволяет находить показатель степени η .

Прежде всего необходимо построить график. Для этого на оси O_x откладываются известные значения $\ln(D/d)$, а на оси O_y откладываются искомые значения $\ln x$ (рис. 4). Метод расчета заключается в следующем. По известным значениям диаметра цилиндра и глубины воды определяется логарифм отношения $\ln(D/d)$. Полученное значение откладывается на оси O_x . Затем по графику, представленному на рис. 4, находим искомую величину $\ln x$. Полученные результаты подставляются в отношение (2), и, таким образом, определяются значения показателя степени η при заданном диаметре цилиндра и заданной глубине воды.

Итак, задавая требуемые значения волновых параметров, максимально пригодных для успешной эксплуатации вертикальной цилиндрической опоры, можно определять максимальную горизонтальную силу $F_{\text{max. гор}}$ по формуле [2]

$$F_{\text{max гор}} = \frac{1}{4} \rho g h^2 \left(\frac{\bar{\lambda}}{\bar{h}}\right) \left(\frac{D}{d}\right)^\delta \left(\bar{k}d + \frac{ch\bar{k}d - 1}{ch\bar{k}d} \frac{\pi D}{\lambda}\right), \quad (3)$$

где ρ — удельная плотность воды; g — ускорение силы тяжести; h — средняя высота волны, которую необходимо определять согласно заданным условиям проекта для данной конструкции вертикального цилиндра.

Сравнение результатов показывает, что для глубокой воды расчетные значения, выполненные по СН 90-60 и по предлагаемой методике, совпадают. На отмели результаты расходятся. Известно, что расчеты по СН 90-60 пригодны только для глубокой воды, что расчеты по предлагаемой аналитической модели и опытные результаты, выполненные на кафедре водного хозяйства и морских портов (МГСУ), имеют хорошее приближение на глубокой воде и на отмели [2], поэтому в график, представленный на рис. 4, были внесены поправки. Анализ графика показывает, что кривая имеет разрыв на глубинах $d = 13 - 20$ м. Это означает, что профиль волнения испытывает эволюцию при переходах с глубокой воды на отмель. Если на глубокой воде наблюдаются модулированные по амплитуде волны, то на мелкой воде наблюдаются солитоны [2, 4]. При этом интенсивность морского волнения меняется непрерывно и, следовательно, ее характеристика, т.е., гидродинамическая сила, также изменяется непрерывно от глубокой воды до зоны обрушения морских волн. Эмпирические точки 1 – 4 на рис. 4 получены после обработки результатов физического эксперимента, выполненного на кафедре водного хозяйства и морских портов МГСУ.

Выводы

1. Приведенные теоретические обоснования должны проверяться физическим моделированием.
2. Разрыв (рис. 4), подтверждает эволюцию профиля морского волнения при переходах с глубокой воды на мелкую.

Список литературы

1. Борн М., Вольф Э. Основы оптики. М.: Наука, 1975.
2. Кузьмин Г. П. Дифракция частично когерентного ветрового волнения на вертикальной цилиндрической опоре большого диаметра для морских буровых платформ // Гидротехническое строительство. 2004. № 12. С. 30 – 35.
3. Кузьмин Г. П. Влияние ширины одиночного мола на защищенность причалов морского порта от волновых воздействий // Гидротехническое строительство. 2005. № 7. С. 24 – 28.
4. Кузьмин Г. П. Интерференция и дифракция при воздействии частично когерентного волнения на сооружения // Гидротехническое строительство. 2006. № 5. С. 47 – 52.
5. Кузьмин Г. П. Методические указания по определению параметров волн на защищенной акватории порта. М.: МГСУ, 2007.
6. Кузьмин Г. П. Физическое моделирование дифракции морских волн на краю мола // Гидротехническое строительство. 2009. № 2. С. 44 – 46.
7. Мандель Л., Вольф Э. Оптическая когерентность и квантовая оптика. М.: Физ.-мат. лит., 2000.

ВНИМАНИЮ АВТОРОВ!

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

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

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

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

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

Оценка гидрологической надежности гидротехнических сооружений при неустановившемся климате

Коваленко В. В., доктор техн. наук (Российский государственный гидрометеорологический университет)

Гидрологическая надежность проектируемых сооружений в рамках существующих нормативных документов (СП 33-101-2003) основывается на предположении, что гидрологический режим статистически не меняется: значение расхода $Q_{P\%}$ заданной обеспеченности $P\%$, полученное за прошедшее до момента разработки проекта время, останется таким же и в будущем. На первый взгляд кажется странным, что время (продолжительность безаварийной эксплуатации сооружений) явно не фигурирует в оценках надежности. Однако в силу предположения о стационарности случайного процесса формирования стока, оно неявно присутствует в самой цифре $P\%$, например при обеспеченности 1% — раз в сто лет. Неясно, когда и при каких обстоятельствах, но в среднем статистическом смысле сооружение будет поставлено в условия, при которых необходимо пропустить расход $Q_{1\%}$ один раз в сто лет. Однако такое предположение (“мир застыл”, пусть даже в статистическом смысле) есть идеализация. Фрактальность гидрологических (видимо, и любых гидрометеорологических) рядов [1] говорит об обратном, а антропогенные изменения климата и характеристик подстилающей поверхности речных водосборов делают картину очень наглядной.

На рис. 1 представлены возможные варианты изменений гидрологического режима. Обычно прогнозы (сценарные оценки) гидрологических последствий изменения климата предполагают переход от одной равновесной ситуации (ряд 0 на интервале 0А) к другой, такой же равновесной (ряд 3 на интервале БВ). Но кто доказал, что климатическая система, выведенная из равновесия, должна быстро стабилизироваться? Учитывая, что она содержит такие инерционные составляющие, как океан, надеяться на это не приходится. Ситуация может, например, развиваться в соответствии с процессом 4 на интервале БВ. Важно обратить внимание на то, что обычно сценарные задачи, связанные с изменением климата, игнорируют переходные режимы (интервал АВ), которые могут быть как аperiодическими (2), так и колебательными (1); по крайней мере, этот вопрос не изучался.

В настоящее время существуют подходы к оценке гидрологических последствий изменения

климата. В частности, разработана методология, основанная на использовании уравнения Фоккера — Планка — Колмогорова (ФПК) [2], описывающего эволюцию марковских случайных процессов. Она апробирована для всех видов многолетнего речного стока (годового, максимального и минимального). Хотя уравнение ФПК может описывать как стационарные, так и нестационарные случайные процессы, до настоящего времени оно использовалось только для равновесных климатических сценариев (которые повсеместно распространены), т.е. для случайного процесса, реализация которого представлена графиком 3 на рис. 1.

Методика оценки обеспеченных значений расходов воды при равновесных сценариях изменения климата. Базовой моделью, используемой в статье, является уравнение ФПК:

$$\frac{\partial p(Q, t)}{\partial t} = -\frac{\partial(A(Q, t)p(Q, t))}{\partial Q} + 0,5 \frac{\partial^2(B(Q, t)p(Q, t))}{\partial Q^2}, \quad (1)$$

где p — плотность вероятности; A и B — коэффициенты сноса и диффузии, определяющие скорость изменения математического ожидания приращений расходов и их квадратов; t — время.

Вывод этого уравнения (например [2]) основан на использовании модели формирующего фильтра, преобразующего внешнее воздействие осадков (смесь климатической нормы \bar{N} и белого шума с интенсивностью $G_{\bar{N}}$) в марковский случайный процесс стока из бассейна.

Уравнение (1) является вообще базовым для гидрологии, по крайней мере для того сектора расчетов, который занимается статистическими оценками многолетнего речного стока. Это следует из того, что инженерная гидрология основана на уравнении К. Пирсона

$$\frac{dp}{dQ} = \frac{Q-a}{F(Q)} p, \quad (2)$$

которое является частным случаем (стационарные случайные процессы) уравнения (1). В гидрологии

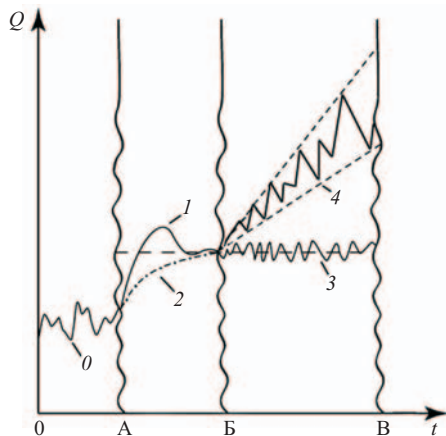


Рис. 1. Некоторые варианты изменения гидрологических процессов: OA — статистически стационарный ряд 0; AB — переходные режимы (1 — колебательный, 2 — аперiodический); BB — режимы в новом климате (3 — при равновесном сценарии, 4 — неустановившийся режим)

обычно ограничиваются квадратичной аппроксимацией функции распределения

$$F(Q) = b_0 + b_1Q + b_2Q^2$$

и связывают коэффициенты a, b_0, b_1, b_2 с первыми четырьмя начальными моментами. Уравнение (2) было получено К. Пирсоном без всякой связи с уравнением ФПК (последнего на момент появления модели (2) еще не существовало). Если уравнение (2) вывести из модели ФПК (1), то коэффициентам можно придать наглядный физический (в нашем случае гидрологический) смысл [2]:

$$a = (G_{\tilde{c}\tilde{N}} + 2\bar{N}) / d; b_0 = -G_{\tilde{N}} / d;$$

$$b_1 = G_{\tilde{c}\tilde{N}} / d; b_2 = -G_{\tilde{c}} / d,$$

где $d = 2\bar{c} + G_{\tilde{c}}$.

В этих формулах использованы следующие обозначения:

$$c = \bar{c} + \tilde{c}; N = \bar{N} + \tilde{N}; c = 1 / k\tau; N = \dot{X} / \tau,$$

где \bar{c}, \bar{N} — математические ожидания; \tilde{c}, \tilde{N} — белые шумы с интенсивностями $G_{\tilde{c}}, G_{\tilde{N}}$ и взаимной интенсивностью $G_{\tilde{c}\tilde{N}}$; k — коэффициент стока; τ — время релаксации бассейна; \dot{X} — интенсивность осадков.

Уравнение (2) было в различных вариантах апробировано для решения задач оценки долгосрочных изменений кривых плотности вероятности для различных сценариев антропогенных изменений климата [1, 2]. На основе существующих карт распределения расчетных гидрологических характеристик (приложение к СНиПу 2.01.14 – 83 [3]) многолетнего стока определялись параметры a, b_0, b_1 и

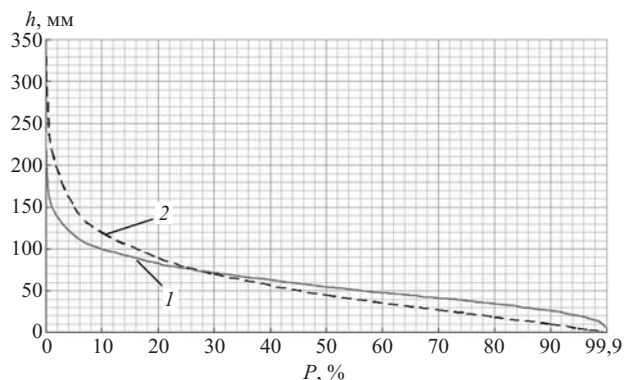


Рис. 2. Фактическая (1) и прогнозная (2) кривые обеспеченности слоя стока

b_2 , а значит, и $\bar{c}, G_{\tilde{c}}, G_{\tilde{N}}, G_{\tilde{c}\tilde{N}}$. Затем, в соответствии с заданным сценарием, они изменялись (те, которые на сегодня можно связать со сценарными характеристиками — климатическими нормами \bar{X} и \bar{T} °C, т.е. $k(\bar{X}, \bar{T})$ и $N(\bar{X})$) и решалось уравнение (2) (значения интенсивностей шумов $G_{\tilde{c}}, G_{\tilde{N}}$ и $G_{\tilde{c}\tilde{N}}$, в силу современного состояния гидрологической науки, оставались неизменными). Это решение и есть прогноз (или, более корректно, сценарная оценка) кривой плотности вероятности (а значит, и кривой обеспеченности) для условий нового климата. При дискретности по долготе и широте хотя бы один градус появляется возможность построить новые (сценарные) карты расчетных характеристик стока: нормы, коэффициентов вариации и асимметрии (они однозначно связаны с кривой плотности вероятности) — и, сравнивая их с существующими, выявить регионы существенного (с точки зрения погрешности оцениваемого элемента) изменения характеристик стока.

Упрощенный (но вполне приемлемый с инженерной точки зрения) вариант подобной технологии сводится к следующему. Ограничимся в модели (2) двумя параметрами: a и b_0 , а время релаксации τ примем равным одному году (это соответствует рассмотрению процесса многолетнего стока как простого марковского, что принято и в последнем нормативном документе СП 33-101-2003 [4]). В этом случае $a = k\bar{X}$ — математическое ожидание, $a - b_0 = G_{\tilde{N}} / 2k = D$ — дисперсия. Обычно климатический сценарий включает нормы осадков X и приземной температуры воздуха T , которые учитываются параметрами a и b_0 . Величина $G_{\tilde{N}}$ связана с дисперсией сценарных осадков. Она остается неизменной или меняется в зависимости от того, присутствует или нет дисперсия осадков в сценарии (если в будущем появятся сценарии с дисперсией, то учесть ее в рамках данной методики не составит труда). Имея прогнозные значения a и b_0 (т.е. норму стока и коэффициент вариации $C_v = \sqrt{D} / a$), а также задавая (например, пользуясь теми же картами

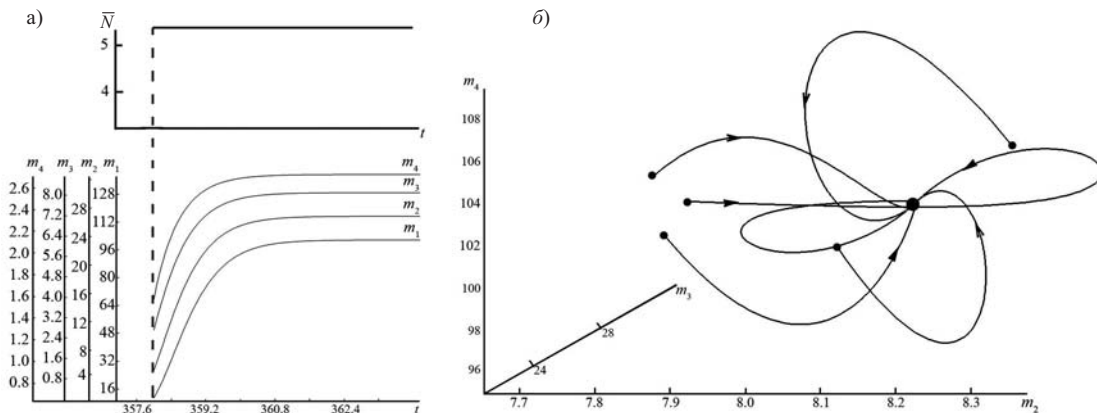


Рис. 3. Реакция моментов на ступенчатое изменение осадков (а) и стремление к точечному аттрактору трехмерной проекции решения системы (3) (б)

из приложения к СНиПу 2.01.14–83 или фактическими данными по обработке рядов наблюдений, как рекомендуют СП 33–101–2003) соотношение C_s / C_v (C_s — коэффициент асимметрии) обращаемся к известным таблицам для определения обеспеченных значений сточковой характеристики (модуля или слоя стока).

Пример. Рассмотрим створ на р. Сула — г. Лубны с примерными координатами 50° с. ш., 33° в. д., в районе которого проектируется гидротехнический объект. Для обеспечения его надежности необходимо знание, например, слоя годового стока однопроцентной обеспеченности $h_1\%$. По картам (или фактическим рядам наблюдений) находим: $\dot{X} = 600$ мм; $a = m_1 = 60$ мм; $C_v = 0,5$; $C_s/C_v = 2$. По трем последним цифрам по таблице [5] находим $h_1\% = 151$ мм. Если не учитывать возможного изменения климата, то на этой цифре можно остановиться, взяв ее за проектную.

Предположим, мы хотим учесть один из сценариев изменения климата, согласно которому за период эксплуатации объекта ожидаются уменьшение осадков в бассейне на 30 % и увеличение температуры воздуха на 2°C . Используя уравнение водного баланса для замкнутых речных водосборов $\bar{Q} = \bar{X} - \bar{E}$, можно записать выражение для коэффициента стока

$$k = \bar{Q} / \dot{X} = 1 - \bar{E} / \dot{X}.$$

Этот коэффициент можно связать с параметрами, обычно фигурирующими в климатических сценариях (\bar{T} °C и \dot{X}), используя формулу Н. А. Багрова для испарения $E = f(\dot{X}, E_0)$, где E_0 — испаряемость, и Л. Тюрка — $E_0 = f(T)$ [2]:

$$k = 1 - \text{th}((300 + 25\bar{T} + 0.05\bar{T}^3) / \dot{X}).$$

Согласно этой формуле прогнозное значение коэффициента стока $k_{пр}$ составит 0,14 (принимая, что в новом климате величина $G_{\tilde{N}}$ останется преж-

ней, так как в сценарии нет информации о возможном изменении дисперсии осадков). Обеспеченное значение прогнозного слоя стока $h_{1\%}^{пр}$ будет 218 мм (кривые обеспеченности представлены на рис. 2).

Используя эмпирические (в основном региональные) связи между коэффициентом стока и факторами подстилающей поверхности (процент залесенности бассейна, степень его урбанизации и т.п.), можно корректировать $h_{1\%}^{пр}$ с учетом различных вариантов не только климатических, но и социальных прогнозов.

Переходные гидрологические режимы и неравновесные климатические сценарии. Займемся теперь интервалом АБ на рис. 1. Предположим, что имеет место статистически устойчивый неустановившийся режим, управляемый либо известными климатическими характеристиками $\dot{X}(t), T, \text{ }^\circ\text{C}(t)$, либо задаваемыми факторами подстилающей поверхности, учитываемыми в модели коэффициентами стока (либо то и другое).

На практике ограничиваются несколькими начальными моментами, поэтому аппроксимируем модель ФПК системой дифференциальных уравнений для начальных моментов m_i (i — порядок момента). В теории случайных процессов подобная процедура известна и в нашем случае приводит к следующей системе:

$$\begin{aligned} \frac{dm_1}{dt} &= -(\bar{c} - 0,5G_{\bar{c}})m_1 + \bar{N} - 0,5G_{\bar{c}\tilde{N}}; \\ \frac{dm_2}{dt} &= -2(\bar{c} - G_{\bar{c}})m_2 + 2\bar{N}m_1 - 3G_{\bar{c}\tilde{N}}m_1 + G_{\tilde{N}}; \\ \frac{dm_3}{dt} &= -3(\bar{c} - 1,5G_{\bar{c}})m_3 + 3\bar{N}m_2 - 7,5G_{\bar{c}\tilde{N}}m_2 + \\ &+ 3G_{\tilde{N}}m_1; \\ \frac{dm_4}{dt} &= -4(\bar{c} - 2G_{\bar{c}})m_4 + 4\bar{N}m_3 - 4 \cdot 3,5G_{\bar{c}\tilde{N}}m_3 + \\ &+ 6G_{\tilde{N}}m_2. \end{aligned} \quad (3)$$

Предполагается, что решение системы (3) устойчиво, т.е. $\text{div } m_i = \sum_{i=1}^4 \frac{dm_i}{dm_i} < 0$ ($\bar{c} > 2G_{\bar{c}}$). В ре-

альности для некоторых регионов, сценариев климата, видов многолетнего стока этого может и не быть. Более того, по старшим моментам сток практически всегда неустойчив. Ситуацию спасает то, что из-за коротких рядов наблюдений нормативные документы ограничиваются двумя — тремя младшими моментами. Если и говорят о неустойчивости, то имеют в виду неустойчивость статистических оценок моментов именно из-за ограниченности ряда наблюдений, а не генетическую неустойчивость, вызванную шумами и приводящую к катастрофам [6].

С помощью модели (3) можно решать рассматриваемые нами задачи на любом из интервалов участка 0В (рис. 1). Стационарный интервал 0А, на котором $dm_i/dt = 0$, можно использовать для идентификации параметров $G_{\bar{c}}, G_{\bar{c}\bar{N}}, \bar{c}(\bar{N})$ и $G_{\bar{N}}$ — задаваемые внешние воздействия). На интервале БВ вычисляется изменение моментов (а значит, и эволюция плотности вероятности $p(Q)$) при неравновесном (кривая 4) или равновесном (кривая 3) климате. Основное допущение, которое на сегодняшний день приходится делать, заключается в “замораживании” интенсивности шумов: $G_{\bar{c}}^{0A} = G_{\bar{c}}^{BB(\text{прогн})}$, $G_{\bar{c}\bar{N}}^{0A} = G_{\bar{c}\bar{N}}^{BB(\text{прогн})}$ (каких-либо попыток их “размораживания” автору неизвестно). Однако и при этом допущении (как показали расчеты на ретроспективном материале) практически по всем статическим критериям согласия в 70 – 80 % случаев результаты оказываются удовлетворительными на приемлемом уровне значимости [2].

Рассмотрим, какие возможны переходные процессы на интервале АВ (рис. 1). Самая неблагоприятная ситуация может быть при резком (ступенчатом) изменении характеристик климата (например, статистической нормы осадков \bar{N}). Однако линейный характер уравнений системы (3) указывает на то, что гидрологический статистический режим будет аperiodически подстраиваться под изменения климата. Это подтверждается численным (метод Рунге — Кутты четвертого порядка точности) решением системы (3), см. рис. 3. Оно довольно быстро стремится к аттрактору из любой точки области его притяжения (рис. 3, б).

“Выбросы” решения (типа кривой 1 на интервале АВ, рис. 1) возможны, если система уравнений (3) была бы нелинейной. В этом случае возникает много проблем, так как в уравнения для младших моментов входят старшие моменты. “Безнаказанно” обрывать систему на конечном числе моментов нельзя. Надо переходить от моментов к кумулянтам, значимость которых убывает с увеличением их порядка, что дает основание для обрывания систе-

мы. Однако в любом случае в нелинейном варианте мы выходим за рамки семейства кривых Пирсона, что само по себе нежелательно, так как эмпирический материал, а главное исторически сложившаяся традиция, ориентируют на одномодальные кривые. Поэтому нелинейные модели оказываются излишне сложными для задач, связанных с гидрологическим обеспечением надежности строительных проектов (по крайней мере на интервале 0В, пока можно игнорировать неустойчивость).

При оценках долгосрочных последствий антропогенного изменения климата обычно задается равновесный климатический сценарий. А если сценарий неравновесный ($\bar{N}(t), G_{\bar{N}}(t), T^{\circ C}(t)$)? Насколько оправдано использование дифференциальных уравнений для моментов при оценке возможной эволюции кривых плотности вероятности в условиях нестационарного сценария именно для проектных целей? Для подавляющего большинства рек автокорреляционные функции различных видов многолетнего стока спадают достаточно быстро. Фактически уже при годовой сдвигке возникают сомнения в статистической значимости коэффициентов автокорреляции. Поэтому вполне обоснованно можно принять параметр релаксации τ равным одному году (за исключением, может быть, больших рек типа Амазонки, Волги, Оби и т.п.). Бассейны (с точки зрения процессов водообмена), как маррионетки, следуют “указанным” климатическим характеристикам. Поэтому вряд ли будет большой ошибкой заменить модель (3) системой алгебраических уравнений при ступенчатом задании изменяющихся параметров \bar{N} и \bar{c} . (Это справедливо, пока процесс формирования стока устойчив по моментам, входящим в систему (3), т.е. пока значение \bar{c} превосходит интенсивность шума $G_{\bar{c}}$.)

Выводы

1. Предложена методика оценки гидрологической надежности проектируемых и эксплуатируемых гидротехнических сооружений в условиях изменяющегося климата. Для ее использования требуются только климатический сценарий и данные стандартных гидрометеорологических наблюдений, выполняемых как в России, так и за рубежом.

2. В рамках базовой модели инженерной гидрологии, приводящей к решению в виде семейства кривых К. Пирсона, переходный режим изменения многолетнего стока является аperiodическим, что исключает неконтролируемые данной моделью выбросы характеристик нормируемого стока (при условии устойчивости — по статистическим моментам — его формирования, что подразумевается как само собой разумеющееся и действующими нормативными документами, хотя этот вопрос может быть предметом самостоятельного изучения).

Поздравление Вадиму Борисовичу Судакову

14 апреля 2010 г. исполнилось 80 лет главному научному сотруднику ОАО “ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева”, доктору технических наук Вадиму Борисовичу Судакову.

В. Б. Судаков — широко известный в нашей стране и за рубежом специалист в области технологии бетона и бетонных работ. Он один из основных разработчиков технологии однослойного бетонирования (“токтогульского” метода, метода “укатанного” бетона), переход к которой в 60-х годах прошлого века стал поворотным моментом в развитии плотностроения. По этой технологии построено ряд плотин как в России и странах СНГ, так и зарубежом. Высокая надежность и безопасность таких плотин доказаны на практике тем, что некоторые из них перенесли без повреждения такие землетрясения как Спитакское, Суусамырское и др.

Под руководством В. Б. Судакова разработаны простой и экономичный метод зимнего бетонирования без отогрева холодного основания, технология получения высокоморозостойких бетонов, технические приемы, обеспечивающие возможность каскадного строительства гидроузлов.

Вадим Борисович — автор и соавтор 33 изобретений, большая часть которых используется в строительной практике. Им также созданы научные основы рационального построения технологических систем бетонирования массивных сооружений.

В. Б. Судаков — участник разработки основных нормативных документов по бетону и технологии бетонных работ в гидротехническом строительстве. Под его руководством разработаны современные “Правила производства бетонных работ при возведении гидротехнических сооружений”. Он является автором 400 печатных работ, в том числе монографий “Рациональное использование бетона в гидротехнических сооружениях” и “Современные методы бетонирования высоких плотин”, ставших настольными книгами инженеров-гидротехников.

В. Б. Судаков принимал непосредственное участие в проектировании и строительстве крупных гидроузлов в СССР: Братского, Бурейского, Ингурского, Курпсайского, Саяно-Шушенского, Токтогульского, Чиркейского и др., а также гидроузлов в Афганистане, Болгарии, Вьетнаме, Иране и т.д.

За научный и практический вклад в развитие отечественного гидротехнического строительства В. Б. Судаков награжден орденом Трудового Красного Знамени и медалями. Он заслуженный строитель Российской Федерации и член Российского национального комитета по большим плотинам.

Редколлегия журнала “Гидротехническое строительство” поздравляет Вадима Борисовича Судакова с юбилеем и желает ему дальнейших успехов и доброго здоровья.

3. В силу сравнительно малой (по сравнению с другими блоками климатической системы) инерционности подавляющего числа речных бассейнов оценка гидрологической надежности гидротехнических сооружений при неустановившемся климате может проводиться по квазистационарной модели формирования стока даже в условиях неравновесного климатического сценария (этот вывод относится к многолетнему стоку, а не к его внутригодовому распределению, которое также является предметом рассмотрения в нормативных документах).

Работа выполнялась при финансовой поддержке Министерства высшего образования и науки РФ (проект № 2.1.1/3355).

Список литературы

1. Коваленко В. В. Частично инфинитное моделирование: основание, примеры, парадоксы. — СПб: Политехника, 2005.
2. Коваленко В. В. Моделирование гидрологических процессов. — СПб: РГГМУ, 1993.
3. СНиП 2.01.14–83. Определение расчетных гидрологических характеристик / Госстрой СССР. — М.: Стройиздат, 1985.
4. СП 33–101–2003. Определение основных расчетных гидрологических характеристик / Госстрой России. — М.: ФГУП ЦПП, 2004.
5. Сикан А. В. Методы статистической обработки гидрометеорологической информации. — СПб.: РГГМУ, 2007.
6. Коваленко В. В. Теория катастроф и эволюция дифференцируемых многообразий в частично инфинитной гидрологии. — СПб.: РГГМУ, 2008.

Аномальные режимы работы и надежность современных гидроагрегатов

Коган Ф. Л., доктор техн. наук

Авария на Саяно-Шушенской ГЭС (СШГЭС) с выбросом гидроагрегата в машинный зал станции, с тяжелыми последствиями для обслуживающего персонала и для гидроэлектростанции в целом, потребовала пересмотра не только организации эксплуатационно-ремонтного обслуживания, но и принципов конструирования гидроагрегатов для высоконапорных ГЭС, проектирования ГЭС, влияния, которое могут оказать на сохранение надежности агрегатов различные аномальные режимы их работы, а также методов и средств диагностики наиболее ответственных и напряженных узлов гидроагрегатов. К числу таких узлов относится и крышка турбины, поскольку при работе агрегата под нагрузкой, когда направляющий аппарат (НА) открыт, она (с крепящими ее шпильками) является единственной защитой от выброса агрегата из шахты турбины в случаях гидроударов или динамических воздействий, вызванных другими причинами. Так называемые “быстро падающие” затворы, установленные на входах к напорным водоводам турбин со стороны верхнего бьефа, способны закрываться и прекращать доступ воды к турбинам не быстрее чем за 3 – 5 мин. Следовательно, в аварийных случаях, даже при нормальной работе защит и автоматики, они не могут предотвратить серьезное развитие аварии, а способны лишь несколько ограничить объем разрушений в машинном зале. То же, хотя и в меньшей степени, относится к предтурбинным затворам, если время их аварийного закрытия порядка 1 мин.

В Обзоре* аварий и других нарушений в работе электростанций и сетей энергосистем за 1983 г. отмечен инцидент на Нурекской ГЭС, где гидроагрегат № 1 был отключен из-за слышимых ударов и появления воды на крышке турбины. При послеаварийном обследовании были обнаружены обрыв 50 шпилек из 72, крепящих крышку, срыв части рифленки мостика обслуживания направляющего аппарата турбины и увеличение нижних торцевых зазоров на части лопаток НА до 3,5 мм. Выяснили, что “срыв крепления крышки турбины произошел по причине усталости металла шпилек, возникшего в результате работы агрегата с повышенной вибрацией, и ослабления затяжки крепления из-за пластического обмятия контактирующих поверхностей,

недостаточной проработки технологии и методов контроля натяга шпильки при монтаже из-за отсутствия соответствующего опыта в отечественной практике гидротурбостроения для высоконапорных турбин”.

Таким образом, в 1983 г. на Нурекской ГЭС возникла авария, аналогичная той, которая через 26 лет произошла на СШГЭС. Но она не имела такого же катастрофического развития, так как персонал своевременно, не дожидаясь разрешений сверху, отключил агрегат и закрыл направляющий аппарат. Заметим также, что на Нурекской ГЭС проектом был предусмотрен предтурбинный шаровой затвор, а на СШГЭС аналогичный затвор предусмотрен не был. Не считали нужным или удешевляли проект? И это несмотря на то что турбины СШГЭС впервые в мире были изготовлены не с общим для НА, а с индивидуальным приводом каждой его лопатки, следовательно, были (и остаются!) вероятными рассогласование хода лопаток и неполное закрытие НА.

Работа любого агрегата с повышенной вибрацией его элементов безусловно является для него аномальным режимом. Известно, что вибрация неизбежно приводит к ускорению износа этих элементов, особенно в зонах их сочленения с другими элементами установки. К сожалению, практически все радиально-осевые гидротурбины имеют в диапазоне изменения нагрузок от нуля до номинала некоторую зону повышенной вибрации, которую рекомендуется проходить при наборе или уменьшении нагрузки возможно быстрее. Но эти зоны, как правило, достаточно узки. Для СШГЭС крупнейшие по времени их изготовления турбины имели широкую зону недопустимой вибрации, которая в 3 – 4 раза превосходила зону длительно допустимой работы агрегатов вблизи их номинальной нагрузки (рис. 1).

В Акте технического расследования причин аварии на СШ ГЭС отмечается, что в Техническом отчете завода-изготовителя турбины о натурных испытаниях агрегатов, выполненных в 1988 г., указывается: “Для постоянной эксплуатации турбин рекомендуется диапазон мощностей, соответствующих зоне III, в которой КПД турбин имеет максимальное значение, пульсации давления в проточной части минимальны, вибрационное состояние турбин оценивается как хорошее. Разрешается работа турбин в зоне I, в которой уровень динамических характеристик является допустимым, но уровень КПД турбин низкий. Работа турбин в зоне II не ре-

* Ежегодно выпускался ОРГРЭС (с 1977 по 1990 г. — ПО “Сюзтехэнерго”) и рассылался по списку Главтехуправления Минэнерго СССР всем причастным к электроэнергетике организациям.

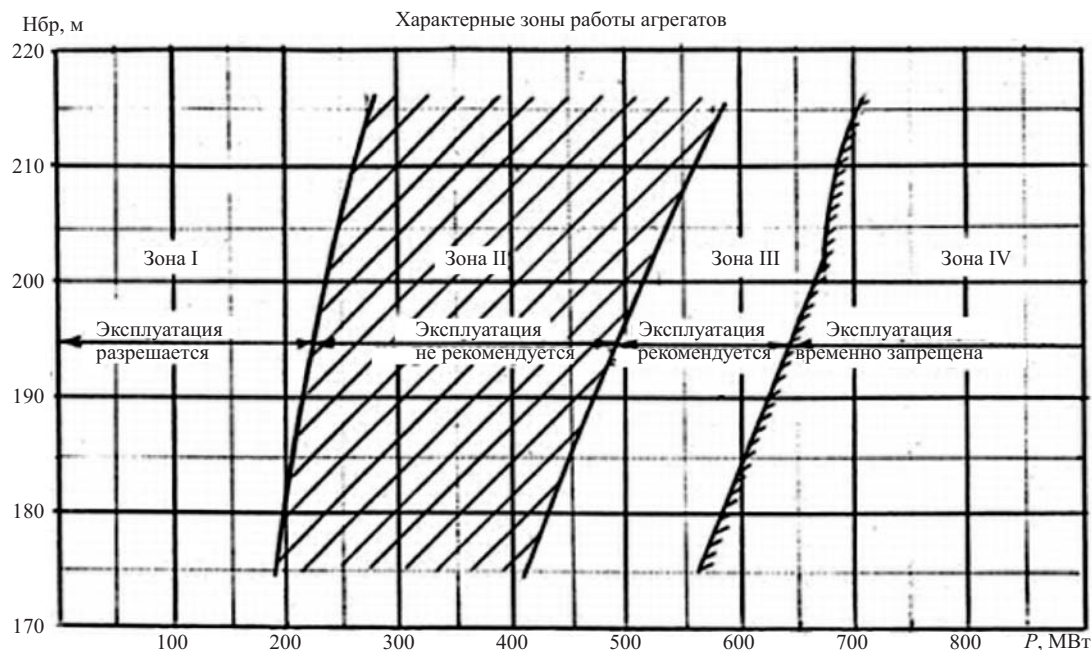


Рис. 1. Эксплуатационная характеристика гидроагрегата с турбиной P0 230/833-B-677

комендуется, а в зоне IV (за линией ограничения мощности) — не допускается. При работе в зоне II работа турбины сопровождается сильными гидравлическими ударами в проточной части и значительными шумами, уровень динамических характеристик остается недопустимым”.

Далее в Акте указывается, что “17.08.2009 напор станции составлял 212 метров. По эксплуатационной характеристике диапазон регулирования в зоне I был от 0 до 265 МВт, а в зоне III от 570 до 640 МВт и имел величину 70 МВт. Зона II, где эксплуатация не рекомендуется, имела границы от 265 МВт до 570 МВт и составляла 305 МВт”.

В связи с приведенной выше выдержкой из Технического отчета завода-изготовителя заметим, что при подчеркнутом в ней автором настоящей статьи выводом, который был сделан по результатам натурных испытаний агрегата, заводу следовало бы не “не рекомендовать”, а категорически запретить более или менее длительную работу турбины в зоне II. Конечно, при этом пришлось бы признать, что созданная турбина фактически лишает гидроагрегат одного из важнейших его качеств — маневренности — и делает невозможным использование столь крупной ГЭС, как Саяно-Шушенская, для вторичного регулирования частоты и перетоков мощности в энергосистеме, что вряд ли всегда приемлемо для энергосистемы Сибири и Единой энергосистемы России в целом.

Тем не менее, если расчеты или модельные испытания показывали возможность выброса агрегата из шахты при ослаблении крепления крышки турбины (а такие расчеты должны были быть проведены), то при отсутствии постоянной диагности-

ки шпилек крышки турбины и крепящих элементов ее сопряжения с турбинным подшипником работа агрегата в зоне II должна была быть запрещена. Требование завода о периодической подтяжке шпилек нормированным усилием не может считаться достаточным для предотвращения их усталостного износа и потери прочности из-за вибрации, поскольку такая подтяжка практически возможна только при капитальных ремонтах агрегата, а они производятся не чаще чем один раз в 4 – 5 лет. Если же в шпильках за межремонтный период уже образовались усталостные трещины, но это повреждение при очередном капитальном ремонте осталось не обнаруженным (ультразвуковая или другая материаловедческая экспертиза нормами не предусмотрена), то их подтяжка не может быть эффективной.

В этом плане следует особо подчеркнуть важность диагностики состояния тех элементов агрегата, ресурс которых может оказаться намного меньше, чем установленный заводом-изготовителем парковый ресурс агрегата в целом. Электроэнергетика знает немало примеров, когда даже новые агрегаты выходили из строя и требовали длительного дорогостоящего ремонта и даже замены из-за повреждения тех или иных ответственных элементов при отсутствии диагностики их состояния.

Гидроагрегат № 2 СШ ГЭС был включен в сеть в 1979 г. со сменным рабочим колесом – РК (как и агрегат № 1), с которым работал до 1986 г при напорах от 60 (96/40,5) до 140 (194/128) м. Все последующие агрегаты ГЭС монтировались с проектными РК. Турбина P0-140/820-B-605, ЛМЗ. В отличие от агрегата № 1 и всех остальных агрегатов ГЭС, на ГА-2 в течение всего времени эксплуатации обна-

руживались многочисленные неисправности. В обзоре ОРГРЭС за 1981 г. отмечалось, что из-за разрушения неподвижного кольца лабиринтного уплотнения на ГА-2 произошло смещение вала турбины, срыв конуса РК, повреждение части резиновой поверхности сегментов и болтов турбинного подшипника; были обнаружены трещины на выходных кромках трех лопастей РК в месте примыкания к верхнему ободу длиной до 200 мм.

В 1982 г ГА-2 был выведен в ремонт из-за повышенного боя вала у турбинного подшипника. При осмотре обнаружено увеличение зазора на 0,25 мм; сегменты № 3, 4, 7, 11 из-за повреждения резинового покрытия пришли в негодность. Отмечено, что наиболее вероятной причиной повышенного боя вала является гидравлический небаланс РК, при чем за время эксплуатации ГА-2 происходило постоянное нарастание биения вала, несмотря на периодические ревизии и регулировки (совместно с заводом-изготовителем). *Подчеркивается, что на остальных гидроагрегатах подобных нарушений не было.*

В марте, июле и августе 1983 г. гидроагрегат № 2 СШГЭС останавливался из-за повышенного боя вала (от 0,95 до 1,44 мм) и повышенной вибрации корпуса турбинного подшипника (от 0,4 до 0,8 мм). При осмотрах были обнаружены обрыв двух шпилек крепления корпуса турбинного подшипника к крышке турбины, 18 косынок дополнительного крепления корпуса турбинного подшипника и смещение его корпуса до 0,65 мм. Подчеркивается, что во всех этих случаях причиной возникновения отказов являлся гидравлический небаланс рабочего колеса турбины. В Обзоре указывается, что все неисправности исследовались совместно с ЛМЗ и устранялись по его рекомендациям.

В [1] обращается внимание на то, что к большому гидравлическому дисбалансу радиально-осевых гидротурбин приводит неточность геометрии при изготовлении рабочих колес и что наиболее неблагоприятным в этом отношении на СШГЭС был именно гидроагрегат № 2. Заметим, что в 1983 г. и до 1986 г. гидроагрегат № 2 работал еще со сменным рабочим колесом и на нем проводилось большое количество различных натуральных испытаний. Не исключено, что начальные трещины в шпильках крепления крышки турбины ГА — 2, а возможно, и ГА — 1, появились еще в тот период, а потом развились в течение многих лет.

Сейчас тот же завод будет изготавливать турбины взамен вышедших из строя, предполагается заметно увеличить их мощность. При этом, независимо от того, насколько удастся заводу уменьшить ширину зоны II, амплитуду вибрации в этой зоне и отодвинуть ее от уровня работы агрегата с номинальной нагрузкой, крепление крышек турбин дол-

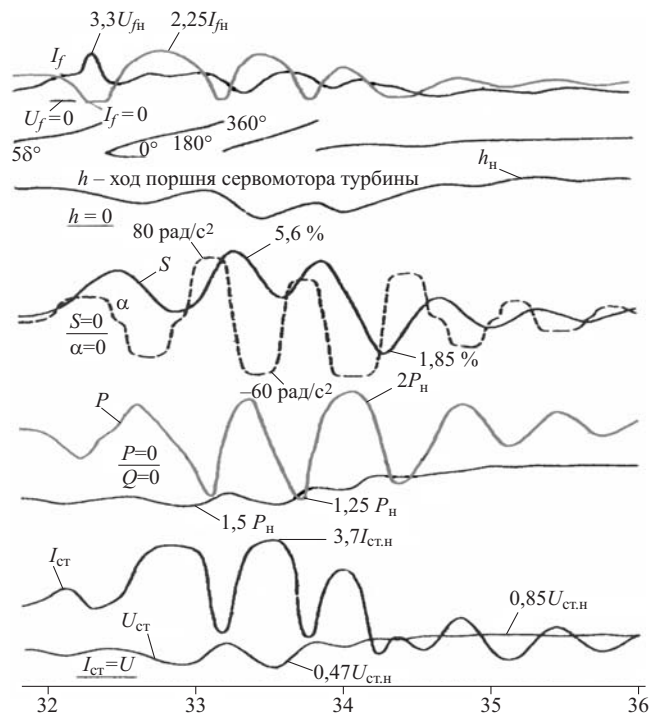


Рис. 2. Часть (в пределах одного цикла) осциллограммы АХ турбогенератора ТВВ-200-2 при уменьшении уровня возбуждения до выпадения из синхронизма при номинальной нагрузке:

P, Q — активная, реактивная мощность генератора; $I_{ст}, U_{ст}$ — ток, напряжение статора; S, α — скольжение, ускорение ротора генератора; δ — угол поворота ротора относительно вращающегося поля статора; h — ход поршня сервомотора, управляющего регулирующими клапанами турбины; I_f, U_f — ток, напряжение на кольцах ротора

жно быть усилено. Возможно, что для этого потребуются замена металла шпилек и изменение конструкции узлов крепления. Но, поскольку крышка турбины, как это подчеркнуто выше, является единственной защитой от выбрасывания агрегата в машзал, а катастрофические последствия этого уже известны, нельзя (как это было и на Чернобыльской АЭС) полагаться только на грамотность эксплуатационного персонала и многочисленные электрические защиты. Безопасность должна изначально обеспечиваться конструкцией агрегата.

При определении необходимого запаса и последующем контроле прочности крепления крышки турбины следует учитывать не только ослабляющую его вибрацию, возможные гидроудары и сброс нагрузки, сопровождающийся угоном агрегата. Например, намного большую опасность, чем угон гидроагрегата, может представлять потеря возбуждения генератора при нагрузке больше 60–70 % номинальной и особенно выход из синхронизма возбужденного генератора.

Правилами технической эксплуатации электрических станций и сетей РФ (ПТЭС) допускается кратковременная работа турбогенераторов в асинхронном режиме без возбуждения при сниженной

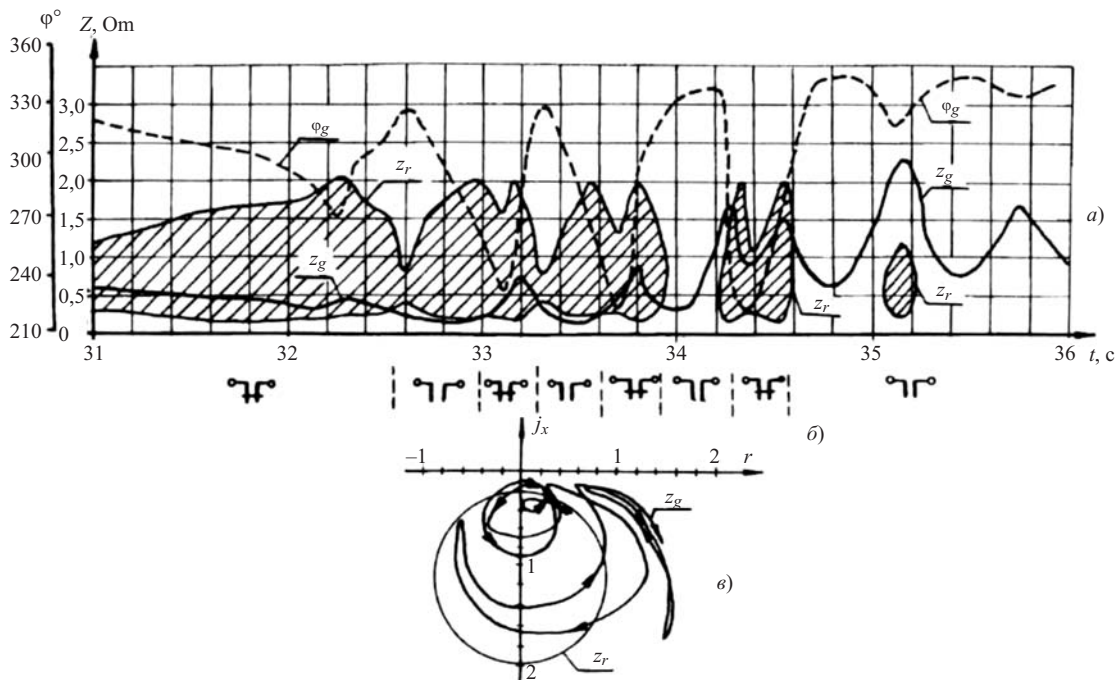


Рис. 3. Анализ работы реле сопротивления при возникновении асинхронного хода турбогенератора типа ТВВ-200-2 при исходной номинальной нагрузке и включенном АРВ:

a — во времени, $Z_r(t)$, $Z_{ср.р}(\varphi_r)$; *в* — то же в комплексной плоскости r , jx ; *б* — поведение контактов реле сопротивления;

$Z_r = U_{сг}/I_{сг}$; $\varphi_r = \arctg Q_r/P_r$ — модуль и аргумент полного сопротивления генератора; $Z_{ср.р}$ — сопротивление срабатывания реле с круговой характеристикой $Z_{ср.р.мин} = X_d'/2$; $Z_{ср.р.макс} = X_d$

нагрузке. Работа гидрогенераторов в таком режиме ПТЭ не допускается. Однако в [1], на основании произведенных специальных испытаний, сделан вывод о том, что “следует отказаться от требования всегда отключать от сети гидрогенератор, выпавший из синхронизма”. Достаточно дать команду на гашение поля ротора и на прикрытие НА турбины до мощности порядка 20 % номинальной. При этом указывается, что “на этой логике построена реальная схема автоматики Саяно-Шушенской ГЭС”. В этой связи представляется целесообразным несколько подробнее остановиться на особенностях асинхронного режима современных турбогенераторов [2] и обратить внимание на его опасные особенности применительно к гидроагрегату.

Генератор переходит в асинхронный режим при потере возбуждения или при его уменьшении ниже некоторой критической величины, достаточной для создания синхронного момента. Подробно характер протекания возникающего при этом режима при размыкании цепи обмотки возбуждения (ОВ), при замыкании ОВ накоротко, на шунтирующее сопротивление, на якорь электромашинного возбудителя, на вентили выпрямительного преобразователя системы возбуждения, описан в [3]. Там же показано, что наиболее опасным является случай возникновения асинхронного хода (АХ) возбужденного генератора при включенном автоматическом регуляторе возбуждения (АРВ).

Не имея возможности в пределах данной статьи остановиться на особенностях каждого из этих случаев, укажем, что последний, наиболее тяжелый из них, характеризуется особенно резкой неравномерностью скольжения ротора относительно вращающегося поля статора и очень большими колебаниями активной мощности, периодическим резким ускорением при “запирании” выпрямителей (и, соответственно, исчезновением тока в ОВ) и последующим торможением всего агрегата. Это обусловлено тем, что при асинхронных оборотах ротора генератора относительно поля статора в ОВ, при периодически открытых выпрямителях, помимо индуцированного со стороны статора тока, протекает вынужденный ток от возбудителя, который не остается постоянным, а зависит от характера изменения параметров, на которые реагирует АРВ.

На рис. 2 показана часть экспериментальной осциллограммы АХ турбогенератора типа ТВВ-200 – 2, присоединенного через повышающий трансформатор к шинам ГРЭС, включенной в мощную энергосистему. Из представленного на рисунке одного из периодически повторяющихся циклов асинхронного хода видно, что скольжение ротора относительно вращающегося поля статора периодически достигало 5 – 6 %, а размах колебаний активной мощности в 3 – 3,5 раза превышал номинальную мощность турбогенератора, периодически изменяясь от – 1,25 до + 2Рн. Ускорение ротора до-

стигало при этом 80 рад/с^2 , ток статора периодически кратковременно превышал номинальный в 3,7 раза, а напряжение статора уменьшалось при этом ниже 50 % номинального.

Физические причины такого характера протекания процесса подробно раскрыты в [3]. Здесь же только подчеркнем, что из-за инерционности органов уменьшения впуска в турбину энергоносителя (у турбогенераторов это регулирующие клапаны турбины, у гидрогенераторов — НА) в течение 2,5 с произошло три описанных выше асинхронных проворота. Только после этого регулирование успело прикрыть регулирующие клапаны, вследствие чего ротор затормозился, но при уменьшении частоты вращения турбины регулирование вновь открывало клапаны (для гидрогенератора — НА) и описанный процесс повторялся в новом цикле.

Аналогичные данные неоднократно подтверждены автором при натурных испытаниях турбогенераторов мощностью 165, 200, 300 и 500 МВт. Автору не известны подобные испытания гидрогенераторов. Их электрические характеристики, независимо от количества полюсов ротора и, соответственно, скорости вращения, практически не отличаются от характеристик турбогенераторов, а демпфирующие свойства ротора хуже, поскольку в этом плане демпферные контуры ротора гидрогенератора существенно слабее массивной бочки ротора турбогенератора.

Испытания, описанные в [1], производились при нагрузках машин только до 350 МВт с предварительным отключением АРВ и гашением поля возбуждителя. Заметим, что и в таких условиях, при предшествующей работе генератора с номинальной нагрузкой, колебания активной мощности оказались бы вдвое больше номинальной мощности генератора. А по аналогии с приведенными выше данными, при выходе из синхронизма гидрогенератора СШГЭС номинальной мощностью 640 МВт, кратковременные периодические набросы мощности могут оказаться больше 2000 МВт.

Очевидно, что при этом периодическое резкое ускорение и торможение вращающейся массы агрегата, включая рабочее колесо гидротурбины, создают пульсацию давления воды в спиральной камере и отсасывающей трубе, вызовут срывы потока на лопатках рабочего колеса, а возможно, и гидроакустический резонанс в подводящем водоводе. Не исключено, что такой резко переменный режим также может вызвать начальные повреждения шпилек крепления крышки турбины, а при их ослаблении вертикальная составляющая возникающих усилий может оказаться достаточной для их разрушения.

В [3] автором сформулированы требования к защите генераторов от асинхронного режима. Основным из них является требование незамедлительно-

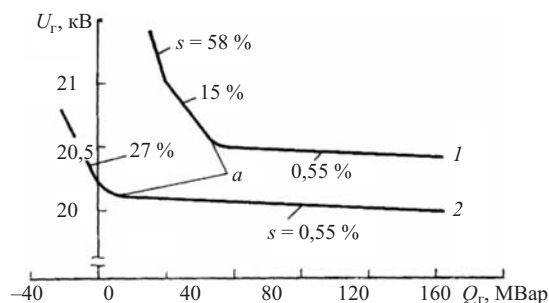


Рис. 4. Пример деформации характеристики статизма регулирования напряжения турбогенератора ТГВ-300 с тиристорной системой возбуждения и АРВ сильного действия при вступлении в работу ОМВ:

1 — при активной мощности турбогенератора 290 МВт; 2 — то же при 190 МВт; Q_T , U_T — текущая реактивная мощность и напряжение на выводах генератора; α — момент вступления в работу ОМВ; s — статизм по напряжению

го действия защиты на отключение АРВ и гашение поля с замыканием ОВ на шунтирующее сопротивление 10-кратной (для турбогенератора) величины в течение первого проворота ротора относительно вращающегося поля статора (т.е. до достижения первого максимума броска активной мощности и других указанных выше параметров режима) и последующее снижение нагрузки генератора или (и) отключение его от сети. Однако приходится констатировать, что применяемая на наших электростанциях защита генераторов от асинхронного режима на принципе измерения сопротивления генератора не способна сработать в первом провороте ротора.

Для примера на рис. 3 проанализировано возможное действие реле сопротивления (РС) с круговой характеристикой в описанном выше наиболее тяжелом случае асинхронного хода. Из рисунка видно, что РС надежно фиксирует режим только в его начальной части и, следовательно, защита должна действовать мгновенно, т.е. без всякой выдержки времени, и реле должно иметь самоудерживание. Однако на практике защита на базе РС выполняется с выдержкой времени 2 – 3 с или со счетом циклов асинхронных проворотов, что, как это показано выше, при АХ недопустимо.

По сведениям, которые имеются у автора, на СШГЭС, помимо защиты от асинхронного режима, выполненной на базе РС, имеется также защита от АХ, которая действует при запираиии вентилей и токе статора, превышающем заданную величину. Такая защита не всегда удовлетворяет изложенному выше принципу. Кроме того, на каждом генераторе имеется ограничитель минимального возбуждения генератора (ОМВ), специально предназначенный для предотвращения уменьшения тока возбуждения до величины, ниже которой генератор может выпасть из синхронизма. Поэтому возникновение АХ по указанным выше причинам возможно только при отказе защиты и отключенном или неправиль-

но настроенном ОМВ. Однако если этот опасный режим все же произойдет, то по мнению автора, следует в один из ближайших остановов агрегата разобрать его и проверить состояние крепящих элементов крышки турбины.

Если ОМВ включен и настроен правильно, то АХ по указанным выше причинам произойти не может, но резкое вступление ОМВ в работу вызывает торможение ротора генератора, при этом значение его активной мощности кратковременно также резко увеличивается и возникают автоколебания скорости вращения ротора. На рис. 4 приведен пример экспериментально определенной деформации статизма регулирования напряжения турбогенератора ТГВ-300 с тиристорной системой возбуждения и АРВ сильного действия при вступлении в работу ОМВ. Из рисунка видно, что с увеличением тока выхода ОМВ основной канал АРВ по отклонению напряжения оказывается практически выведенным из работы и напряжение на зажимах статора генератора возрастает.

Подробнее особенности этого режима описаны в [3]. Здесь же добавим, что при испытаниях, проводившихся нами в 1980 г. на Братской ГЭС, в таких случаях возникали автоколебания скорости вращения ротора с периодом около 1,5 с и размахом (двойной амплитудой) колебаний активной мощности в каждом периоде до 80 % номинальной в течение 0,5 с. При ослабленном креплении крышки турбины воздействие от такого возмущения может оказаться достаточным для ее срыва.

В заключение заметим, что, в отличие от турбогенератора, гидрогенератор способен перейти в режим асинхронного хода также при недопустимо большом открытии НА и увеличении момента, развиваемого турбиной, выше предела статической устойчивости генератора. В этом случае никакая из существующих защит не сработает, размах колебаний мощности гидрогенератора СШ ГЭС мог бы составить около 3000 МВт, а ускорение и последующее торможение РК в потоке воды оказалось бы соответственно больше, чем показано на рис. 2.

Вообще, конечные побудительные причины возникновения аварии могут быть разные, но тяжелая сложная авария происходит и получает развитие, как правило, вследствие наложения ряда причин, большая часть которых относится к разряду “ждущих”, т.е. причин, существующих долговременно, но проявляющих себя в сочетании с тем или иным случайным событием. В случае возникновения аварии на СШГЭС эти причины “ждали” (недостатки конструкции и проекта) или накапливались в про-

цессе эксплуатации (износ шпилек) в течение 30 лет.

Выводы

1. При выборе запаса прочности элементов гидроагрегата (в том числе элементов крепления крышки турбины) необходимо учитывать усилия, возникающие в них при всяческих нарушениях нормального режима работы агрегата. Значение этих усилий должно быть подтверждено расчетами и натурными испытаниями.

2. Запас прочности элементов агрегата, разрушение которых способно повлечь за собой катастрофические последствия для всей электростанции и массовую гибель персонала, должен обеспечиваться конструкцией, независимо от правильности действий эксплуатационного персонала и электрических защит; состояние этих элементов должно постоянно контролироваться средствами диагностики.

3. В *нормативно-технической документации* (особенно, в местных эксплуатационных инструкциях) вместо неопределенных требований типа: “Не допускается длительная работа гидроагрегата при повышенных уровнях вибрации”, как это записано в последнем издании ПТЭ (2003 г.), п. 3.3.12, должно быть четко оговорено, что при превышении указываемых для конкретных агрегатов уровней вибрации работа агрегата запрещается и персонал обязан его остановить по возможно быстрому согласованию с диспетчером энергосистемы, а в особо опасных случаях — немедленно с последующим уведомлением диспетчера.

4. Необходимо восстановить сбор и квалифицированный анализ причин аварий и других нарушений работы на электростанциях и в электрических сетях, так как обмен такой информацией является наиболее эффективным средством для своевременного устранения подобных причин на всех энергетических объектах страны, что особенно важно как в условиях стареющего парка нашего оборудования, так и при выявлении дефектов изготовления, проектирования и эксплуатации новых агрегатов.

Список литературы

1. *Брызгалов В. И.* Из опыта создания и освоения Красноярской и Саяно-Шушенской гидроэлектростанций. — Красноярск: Сибирский издательский дом “Суриков”, 1999.
2. *Коган Ф. Л., Мамиконянц Л. Г.* Асинхронный режим мощных турбогенераторов // *Электричество*. 1977. № 4.
3. *Коган Ф. Л.* Аномальные режимы мощных турбогенераторов. — М.: Энергоатомиздат, 1988.

Решение задачи о взаимодействии водобойной плиты крепления с основанием при пульсации давления в сбрасываемом потоке

Бухарцев В. Н., доктор техн. наук, Лукашевич А. А., кандидат техн. наук
(Санкт-Петербургский государственный политехнический университет)

Задача о взаимодействии водобойной плиты крепления в нижнем бьефе с основанием возникает при оценке ее прочности под действием расчетных нагрузок. При этом определяющей является нагрузка, вызванная гидродинамическим воздействием потока воды, сбрасываемой с верхнего бьефа. По результатам расчетов назначается оптимальная толщина плиты водобоя, а также ее армирование.

Толщина плиты определяется из условия устойчивости против ее поворота и горизонтального сдвига при наличии на плите дополнительных гасителей от действия нагрузки, создаваемой гидравлическим прыжком, которая рассматривается как осредненная статическая. Оценка прочности плиты выполняется с учетом дополнительного воздействия — пульсации давления, которое, согласно [1], также допускается аппроксимировать статической нагрузкой. Однако более качественная оценка контактного взаимодействия может быть получена, если учитывать пульсационную составляющую давления воды на плиты крепления в виде динамической импульсной нагрузки.

Далее предлагается решение динамической задачи, использующей подход, основанный на конечно-элементных формулировках и позволяющий учитывать контактное взаимодействие плиты и основания в условиях плоской динамической контактной задачи.

В динамических контактных задачах конструктивная нелинейность проявляется в смене рабочих схем сооружения по времени — включением и выключением односторонних связей (которые в дальнейшем будем называть событиями). В пределах каждой рабочей схемы, т.е. между двумя последовательными событиями на контакте, характер деформирования рассматриваемой системы представляется линейным. Численное решение динамических задач производится путем дискретизации по времени с шагом Δt с использованием прямых неявных схем интегрирования уравнений движения [2]. Для каждого шага Δt с целью выявления очередного события (включения или выключения контакта) и, соответственно, текущей рабочей схемы решается соответствующая контактная задача с использованием метода пошагового моделирования состояния на контакте [3, 4].

Для численного интегрирования уравнений движения используется неявная схема Ньюмарка, в основе которой лежит предположение о линейном

изменении ускорений в интервале Δt . Согласно схеме Ньюмарка для получения решения в момент $t + \Delta t$ используется уравнение движения, записанное в виде:

$$\mathbf{M}\ddot{\mathbf{U}}^{t+\Delta t} + \mathbf{C}\dot{\mathbf{U}}^{t+\Delta t} + \mathbf{K}\mathbf{U}^{t+\Delta t} = \mathbf{P}^{t+\Delta t}; \quad (1)$$

$$\mathbf{U}|_{t=0} = \mathbf{U}_0, \dot{\mathbf{U}}|_{t=0} = \dot{\mathbf{U}}_0,$$

где \mathbf{M} , \mathbf{C} и \mathbf{K} — соответственно матрицы масс, демпфирования и жесткости системы конечных элементов; $\mathbf{U}^{t+\Delta t}$, $\dot{\mathbf{U}}^{t+\Delta t}$, $\ddot{\mathbf{U}}^{t+\Delta t}$, $\mathbf{P}^{t+\Delta t}$, — векторы узловых перемещений, скоростей, ускорений и внешней узловой нагрузки в момент времени $t + \Delta t$.

Кроме того, на части внешней границы S_g должны быть заданы статические, а на части S_u — кинематические граничные условия.

В любой момент времени t' в пределах шага Δt ($t \leq t' \leq t + \Delta t$) значения $\ddot{\mathbf{U}}(t')$, $\dot{\mathbf{U}}(t')$ и $\mathbf{U}(t')$ можно рассчитать по формулам:

$$\begin{aligned} \ddot{\mathbf{U}}(t') &= \ddot{\mathbf{U}}^t + \frac{(t'-t)}{\Delta t} [\ddot{\mathbf{U}}^{t+\Delta t} - \ddot{\mathbf{U}}^t]; \\ \dot{\mathbf{U}}(t') &= \dot{\mathbf{U}}^t + \frac{(t'-t)}{2} [\dot{\mathbf{U}}^t + \dot{\mathbf{U}}^{t'}]; \end{aligned} \quad (2)$$

$$\mathbf{U}(t') = \mathbf{U}^t + (t'-t)\dot{\mathbf{U}}^t + \frac{(t'-t)^2}{4} [\ddot{\mathbf{U}}^t + \ddot{\mathbf{U}}^{t'}].$$

В случае решения динамической контактной задачи (здесь будем рассматривать идеальные односторонние связи) дополнительно к начальным условиям при $t = 0$ и граничным условиям на S_g , S_u должны также выполняться условия на контакте (между граничными поверхностями S_c^+ , S_c^- взаимодействующих тел) для любого момента времени t . Для моделирования состояния на контакте будем использовать контактные конечные элементы (ККЭ) в виде стержневой системы [3]. ККЭ вводятся на участках контакта между поверхностями S_c^+ и S_c^- , дискретизируя очень тонкий (фиктивный или имеющий место в действительности) контактный слой толщиной ζ (рис. 1, а).

Считая i -й ККЭ (рис. 1, б) как i -ю дискретную связь (опору) между подошвой плиты и основанием, запишем условия на контакте для любого момента времени t в терминах усилий и перемещений

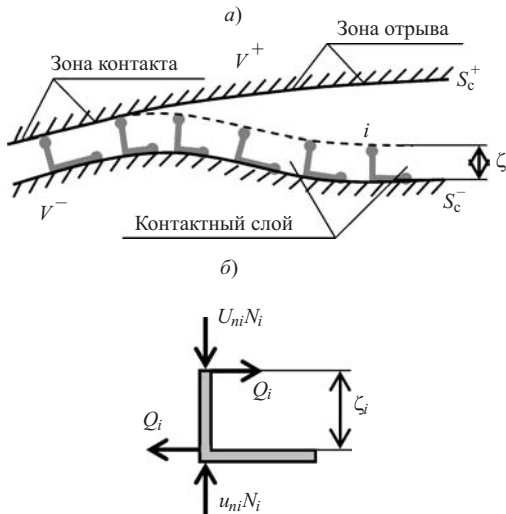


Рис. 1. Расчетная схема контактного взаимодействия при помощи рамных ККЭ

для каждого i -го контактного элемента ($i = 1, \dots, m$):

$$u_{ni}^t \leq 0; N_i^t \geq 0; Q_i^t = 0; u_{ni}^t N_i^t = 0, \in S_c^+, S_c^-, \quad (3)$$

где u_{ni}^t — взаимное перемещение контактных поверхностей по нормали; N_i^t, Q_i^t — продольная и поперечная силы в i -м ККЭ в момент времени t .

Предполагается, что в какой-то момент времени часть ККЭ может находиться в состоянии контакта (при условиях $u_{ni}^t = 0$ и $N_i^t > 0$). Это моделируется заданием сравнительно большой жесткости ККЭ в направлении нормали. Другая часть ККЭ находится в состоянии отрыва (при $u_{ni}^t < 0$ и $N_i^t = 0$), что моделируется исключением соответствующих ККЭ из расчетной схемы.

Таким образом, численное решение динамической задачи с односторонними связями заключается в проведении процесса пошагового интегрирования по времени уравнений движения (1) при соот-

ветствующих начальных условиях, а также при условиях на контакте в виде (3).

Приведем кратко последовательность действий, реализующих алгоритм решения указанной динамической контактной задачи (основы алгоритма в общем виде изложены в [4]). Будем считать, что в текущий момент времени t состояние на контакте известно, для каждой i -й связи (т.е. ККЭ) определены значения взаимных смещений u_{ni}^t и усилий N_i^t, Q_i^t .

1. Делается основной шаг по времени Δt (в процессе расчета величина текущего шага может изменяться в соответствии с установленными моментами наступления событий на контакте). Из решения уравнений (1) определяются перемещения $u_{ni}^{t+\Delta t}$, по ним — усилия $N_i^{t+\Delta t}$ для момента времени $t + \Delta t$.

2. Выполняется обход по всем ККЭ, при этом устанавливается момент наступления возможного на данном шаге очередного события: отрыва или включения контакта для какой-либо связи. Для определения момента наступления ближайшего по времени события \hat{t}_i (для каждой i -й связи) используется метод последовательных приближений. При этом k -е приближение \hat{t}_i^k находится посредством линейной интерполяции, после чего с помощью уравнений (2) выполняется уточнение взаимного смещения $u_{ni}(\hat{t}_i^k)$, а по нему и усилия $N_i(\hat{t}_i^k)$.

Таким образом, момент наступления события контакта (т.е. срабатывания условия $u_{ni}^t = 0$) для каждой i -й связи, находящейся до этого в состоянии отрыва (при $u_{ni}^t < 0$), вычисляем по итерационной формуле

$$t_i^k = t_{Hi}^{k-1} + (t_{Ki}^{k-1} - t_{Hi}^{k-1}) \left(\frac{-u_{ni}(t_{Hi}^{k-1})}{u_{ni}(t_{Ki}^{k-1}) - u_{ni}(t_{Hi}^{k-1})} \right), \quad (4)$$

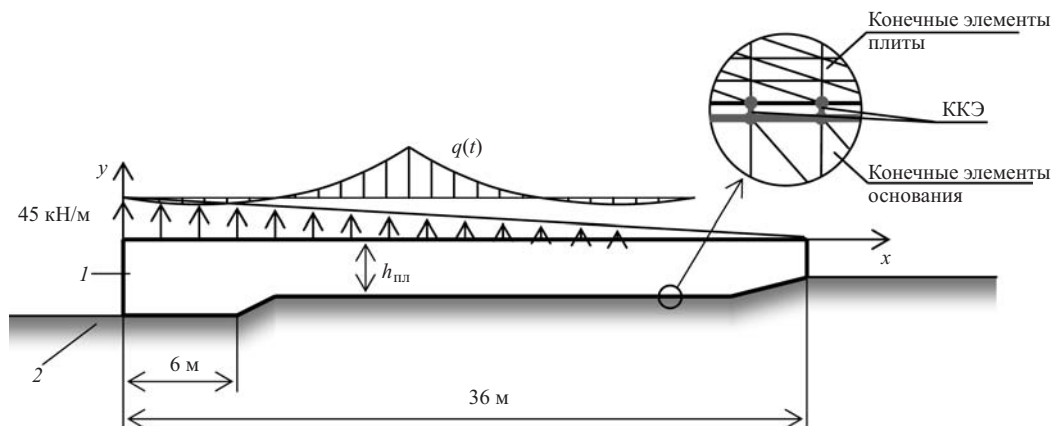


Рис. 2. Схема рассчитываемой плиты и приложенных нагрузок

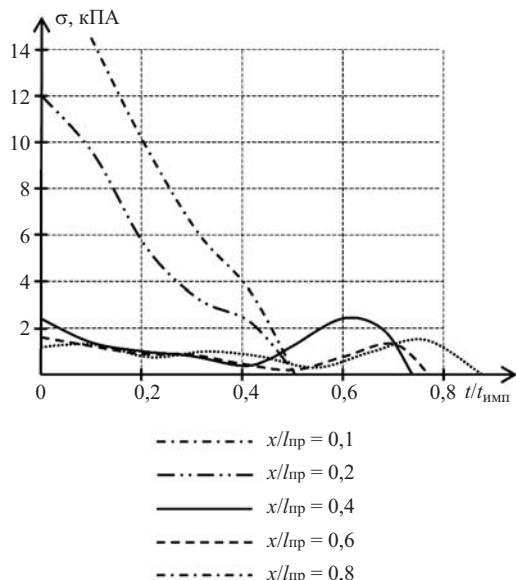


Рис. 3. Контактные напряжения на левом краю подошвы водобойной плиты перед моментом отрыва

где t_{Hi}^{k-1} , t_{Ki}^{k-1} — начало и конец интервала при выполнении k -го приближения.

Для первого приближения принимается: $t_{Hi}^0 = t$, $t_{Ki}^0 = t + \Delta t$, $u_{ni}(t_{Hi}^0) = u_{ni}^t$, $u_{ni}(t_{Ki}^0) = u_{ni}^{t+\Delta t}$. Окончанием итерационного процесса служит достижение относительной разности величин \hat{t}_i на двух последних итерациях заданной точности вычислений: $\frac{|\hat{t}_i^k - \hat{t}_i^{k-1}|}{|\hat{t}_i^k|} \leq \varepsilon$, при этом полагаем $\hat{t}_i = \hat{t}_i^k$.

Аналогично момент наступления события отрыва (т.е. срабатывания условия $N_i^t = 0$) для каждой i -й связи, находящейся до этого в состоянии контакта $N_i^t < 0$, вычисляем по формуле

$$\hat{t}_i^k = t_{Hi}^{k-1} + \left(t_{Ki}^{k-1} - t_{Hi}^{k-1} \right) \left(\frac{-N_i(t_{Hi}^{k-1})}{N_i(t_{Ki}^{k-1}) - N_i(t_{Hi}^{k-1})} \right). \quad (5)$$

3. Из всех значений \hat{t}_i , найденных по формулам (4), (5) и находящихся в интервале $(t, t + \Delta t)$, выбирается минимальное значение, соответствующее моменту наступлению ближайшего по времени события на контакте:

$$\hat{t}_{\min} = \min(\hat{t}_i), i = 1, \dots, m. \quad (6)$$

Выполняется перерасчет скорректированного таким образом шага по времени со значением $\Delta \hat{t} = \hat{t}_{\min} - t$.

4. После перерасчета шага определяются окончательные значения $u_{ni}^{t+\Delta \hat{t}}$, $N_i^{t+\Delta \hat{t}}$ для текущего момента времени $t + \Delta \hat{t}$. Проверяются условия наступления ожидаемого события. Если данные усло-

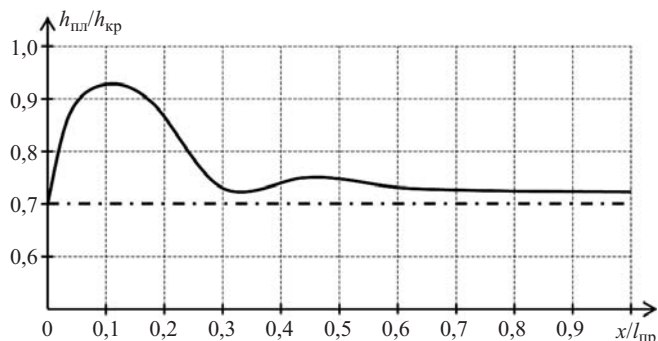


Рис. 4. Зависимость предельной толщины водобойной плиты $h_{пл}$ от положения наибольших значений пульсации давления

вия по каким-то причинам не срабатывают, необходимо сделать повторное уточнение величины шага $\Delta \hat{t}$.

5. В случае наступления очередного по времени события на соответствующей опоре меняется состояние контакта (тем самым меняется текущая рабочая схема сооружения). При этом результаты пересчитанного шага считаются окончательными для момента времени $t + \Delta \hat{t}$. Снова выполняются все перечисленные действия, но уже для следующего основного шага Δt .

Применим изложенный подход для оценки влияния гидродинамического воздействия потока на водобойную плиту. Целью расчетов является оценка влияния пульсационной составляющей давления в гидравлическом прыжке на контактные напряжения. Критерияльным условием, определяющим предельные значения для толщины водобойной плиты, в данном случае является недопущение отрыва подошвы плиты от грунтового основания.

Схема расчетной области и приложенных нагрузок приведена на рис. 2. Учитывались нагрузки, обусловленные собственным весом плиты, гидродинамическим воздействием со стороны потока воды, фильтрационным противодавлением. Принимались следующие характеристики материала плиты: объемный вес 24 кН/м^3 , модуль упругости $E = 40\,000 \text{ МПа}$, коэффициент Пуассона $\nu = 0,15$.

Учитываемая область грунтового основания составила $64 \times 20 \text{ м}$, объемный вес грунта 8 кН/м^3 , $E_0 = 600 \text{ МПа}$, $\nu_0 = 0,2$. Отметим, что здесь рассматривается случай, когда касательные силы взаимодействия между нижней поверхностью плиты и основанием не возникают (из-за отсутствия выступов на поверхности водобоя), т.е. односторонние связи считаются идеальными. Начальный зазор принимался нулевым.

Для разбивки расчетной области использовались треугольные конечные элементы. Контактное взаимодействие моделировалось с помощью рамных ККЭ (рис. 1, б). По нижнему и по боковым

краям учитываемого фрагмента основания ставились условия полного закрепления.

Исходные данные о гидродинамическом воздействии потока воды на плиты крепления водобоя, в том числе амплитуда пульсационного давления $q(t)$ и корреляция его распределения по поверхности плиты, принимались согласно [1].

В начальный момент времени $t = 0$ на контакте плиты с основанием задавалось состояние контакта. В качестве начальных сил взаимодействия (по нормали к граничным поверхностям) принимались усилия N_i^0 , полученные из расчета на собственный вес плиты и на статические составляющие расчетной нагрузки от давления воды. В дальнейшем, в результате действия пульсации давления в гидравлическом прыжке, возможен отрыв контактной поверхности плиты от основания. Ввиду относительно кратковременного действия динамических нагрузок диссипативными свойствами (т.е. затуханием) системы плита — основание пренебрегаем.

Чтобы изучить зависимость решения от характеристик гидродинамического воздействия, было просчитано поведение плиты при различном положении импульса на водобойной плите, а также при разных его направлениях и продолжительности действия.

Как показывают результаты расчетов, возможный отрыв подошвы водобойной плиты от основания во всех случаях происходит только у края плиты со стороны сжатого сечения (на рисунке левый край). Момент отрыва зависит от положения и направления импульса давления. Так, при положении импульса в начале плиты отрыв происходит в момент достижения положительных амплитудных значений пульсационного давления (т.е. при направлении импульса вверх). При положении импульса в средней части и ближе к краю плиты со стороны нижнего бьефа (на рисунке правый край) момент отрыва соответствует времени окончания действия импульса при направлении его вниз. Наиболее опасной (с точки зрения отрыва плиты от основания) является пульсация давления с продолжительностью импульса от 0,46 с (при расположении импульса ближе к краям плиты) до 0,5 с (для середины плиты).

На рис. 3 показано изменение контактных напряжений на левом краю подошвы плиты во времени — до момента отрыва подошвы от основания ($t/t_{\text{имп}}$ — отношение текущего времени t к продолжительности импульса давления $t_{\text{имп}}$; $x/l_{\text{пр}}$ — отношение координаты x , определяющей положение

импульса на водобойной плите, к длине прыжка $l_{\text{пр}}$). Толщины плиты крепления в этих случаях принимались меньше предельных значений на отрыв.

Также были получены предельные значения толщины плиты крепления при различном положении наибольших значений пульсационного давления в гидравлическом прыжке относительно водобойной плиты. На рис. 4 сплошной линией показана огибающая относительных значений толщины плиты, отвечающих условию недопущения отрыва плиты от основания, где $h_{\text{кр}}$ — критическая глубина, соответствующая расчетному удельному расходу. Штрих-пунктирная линия соответствует предельной толщине плиты при приложении только статических нагрузок — дефицита давления и собственного веса плиты. Приведенная на рис. 4 зависимость может служить ориентиром при назначении толщины водобойной плиты по условию недопущения отрыва ее от основания: можно принять $h_{\text{пл}} = h_{\text{кр}}$.

На основании анализа приведенных результатов можно заключить, что учет гидродинамического воздействия потока воды путем решения динамической контактной задачи позволяет:

получить более точную оценку взаимодействия водобойной плиты с основанием через контактную поверхность;

выявить закономерности влияния пульсационной составляющей давления воды на толщину водобойной плиты крепления;

получить зависимости, определяющие предельную толщину водобойной плиты по условию недопущения отрыва ее от основания.

В заключение следует отметить также, что предложенная в настоящей работе методика может успешно применяться для сравнительной оценки решений, получаемых с помощью других методов динамического анализа контактного взаимодействия сооружений с основанием.

Список литературы

1. *Гидравлические* расчеты водосбросных гидротехнических сооружений: Справочное пособие. — М.: Энергоатомиздат, 1988.
2. *Бате Л., Вилсон Е.* Численные методы анализа и метод конечных элементов. — М.: Стройиздат, 1982.
3. *Лукашевич А. А.* Построение и реализация схем прямого метода конечных элементов для решения контактных задач // Изв. вузов. Строительство. 2007. № 12.
4. *Лукашевич А. А.* Решение контактных упругих задач с трением Кулона при пошаговом нагружении // Изв. вузов. Строительство. 2008. № 10.

Рецензия на ст. В. Н. Бухарцева и А. А. Лукашевича
“Решение задачи о взаимодействии водобойной плиты крепления
с основанием при пульсации давления в сбрасываемом потоке”

Несмотря на большое число эксплуатируемых в настоящее время креплений за водосбросными сооружениями, располагающихся на различных грунтах и работающих в широком диапазоне мощности воздействующего на них потока, вопрос о надежном обосновании толщины плит и конструкции крепления остается актуальным. Специалистами анализируется как положительный опыт эксплуатации креплений, так и случаи их повреждений и разрушений. С учетом данных лабораторных исследований предлагаются решения, учитывающие не только изменения гидродинамических давлений на обтекаемую поверхность, но и проникновение их по швам в подплитную полость, а также препятствующее перемещению плиты вверх понижение давления в этой полости [1], которую можно трактовать как присоединенную массу. Расчеты по [2] показывают, что эта масса в значительной мере зависит от размера швов между плитами и основанием и может составить, например, при массе блока крепления на модели 12 кг и размере швов $\Delta l = 1,25$ мм (до 5 кН, а при $\Delta l = 0,25$ мм – 25 кН.

С учетом отмеченного, предлагаемое авторами рассматриваемой работы решение, позволяющее оценить отрыв плит от основания лишь на основе рассмотрения импульса пульсации давления на их верхнюю поверхность, не приводит к совершенствованию современных предложений по расчету.

Вместе с тем в настоящее время у проектных организаций отсутствуют рекомендации по проектированию креплений различных типов с учетом обстоятельств, влияющих на надежность их эксплуатации. Опубликованные методы расчетов не конкретизированы, например, такой информацией, как фактические размеры межплитных швов и шва по основанию в условиях рассматриваемого объекта (для условий блоков крепления дна Саяно-Шушенской ГЭС измеренные значения находятся в пределах 0,2 – 1 мм); швы кольматируются, но могут оставаться водопроницаемыми. Отсутствует надежное обоснование того, в каких условиях следует применять, герметичное крепление (плиты со шпонками) с откачкой воды из подплитной полости или без откачки, крепление с открытыми швами, дренированное крепление, активные или пассивные анкеры и т.п. Во многих случаях приходится основываться на опыте эксплуатации работающих сооружений, конструктивные особенности которых не всегда известны.

Иногда не удается предусмотреть даже попадание на крепление абразива (вызвавшего сквозное повреждение креплений гидроузлов Дворшак и Либби). На Саяно-Шушенской ГЭС поверхность крепления была выполнена с устранением неровностей (применялась виброрейка), затем она несколько лет подвергалась воздействию большого количества (тысячи кубометров) скальных обломков с высокой прочностью на сжатие (до 100 МПа) и максимальным размером, соизмеримым с габаритами крупного бульдозера. Разрушение крепления Саяно-Шушенской ГЭС в 1985 г. и серьезное повреждение в 1988 г. были связаны с обтеканием высокоскорост-

ным потоком значительного по высоте (до 1,5 – 2,5 м) выступа по верховой грани плиты (или блока) и проникновением скоростного напора по шву в подплитную область.

Имеются примеры потери устойчивости плит в связи с неустойчивостью гидравлического прыжка (прыжок смещается, а под плитой сохраняется давление, соответствующее положению этого образования на ней).

В условиях Саяно-Шушенской ГЭС воздействие потока приводило и к потере устойчивости верхней части блоков, сколотых взрывами при разборке соседних плит и имеющих размеры 1 – 1,5 м по высоте и порядка 5 × 6 м в плане (например, при пропуске паводка в 2006 г. за 46-й секцией водосброса).

Далеко не полностью изучены характеристики пульсации давления потока на креплениях. Спектральный анализ позволяет выделить лишь обладающую большей энергией волновую составляющую, имеющую частоту в диапазоне 0,5 – 1,5 Гц. Записи же пульсации давления на модели Саяно-Шушенской ГЭС показывают наличие и повышений давления до 300 – 500 кПа, и понижений до глубокого вакуума на частоте около 10 Гц; имеются и низкочастотные колебания, связанные с перемещением вальца гидравлического прыжка.

В справочном пособии [4], на которое ссылаются авторы рассматриваемой работы, приведены материалы устаревшего нормативного документа П 73-78/ВНИИГ по значениям пульсации давления на плиты, в том числе и очень больших размеров (до $0,8ln$, где l — длина гидравлического прыжка). Практика показала, что монолитность таких плит не обеспечивается, потому что в них образуются неорганизованные трещины. С учетом этого обстоятельства при реконструкции крепления на Саяно-Шушенской ГЭС приняты плановые размеры блоков 6 × 7 м (вместо 12,5 × 15 м вышедшего из строя крепления). В связи с отмеченным пример плиты на рис. 2 рассматриваемой работы неудачен.

Считаю, что усилия высококвалифицированных авторов могут быть весьма полезными для достижения прогресса в области проектирования креплений за водосбросными сооружениями, в чем, безусловно, нуждается практика гидротехнического строительства.

Список литературы

1. Жаров Ю. Г. Разрушение трещиноватых бетонных массивов под воздействием осредненных пульсационных нагрузок // Изв. ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева. 1988. Т. 208. С. 15 – 21.
2. Мищенко С. М. Силовое воздействие потока на дно водобойного колодца // Изв. ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева, 1988. Т. 208. С. 22 – 29.
3. Мошков Л. В. Динамические взаимодействия плит водобоев с водонасыщенным основанием // Изв. ВНИИГ им. Б. Е. Веденеева. 2000. Т. 235. С. 73 – 76.
4. Гидравлические расчеты водосбросных гидротехнических сооружений: Справочное пособие. — М.: Энергоатомиздат, 1988.

Дерюгин Г. К., ст. научный сотрудник (ВНИИГ)

Отклик на рецензию Г. К. Дерюгина

Мы согласны с рецензентом в том, что “вопрос о надежности обоснований толщины плиты и конструкции крепления остается актуальным...” и что “в настоящее время у проектных организаций отсутствуют рекомендации по проектированию креплений...”. Все остальное, изложенное в рецензии не имеет ничего общего с темой нашей статьи. Пояснения рецензента и ссылки его на статьи Жарова Ю. Г. “Разрушение трещиноватых бетонных массивов под воздействием осредненных пульсационных нагрузок” и Мищенко С. М. “Силовое воздействие потока на дно водобойного колодца”, посвященные объяснению причин разрушения плохо запроектированного водобойного колодца Саяно-Шушенского гидроузла, лишь подчеркивают различие тем. Мы рассматриваем, как это показано на рис. 2 нашей статьи, совершенно другое сооружение — монолитную водобойную плиту пониженного крепления, прочность которой обеспечивается надлежащим армированием, а устойчивость против опрокидывания — весом плиты требуемой толщины. В статье Мошкова Л. В., на которую также ссылается рецензент, рассматривается совершенно другая задача — взаимодействие жесткой плиты водобоя, подверженной внешнему гидродинамическому воздействию, с водонасыщенным основанием, толщина которой определена лишь по

осредненному дефициту давления, фильтрация по швам между плитами не учитывается. Задачей исследования Мошкова Л. В. являлось определение амплитуды колебаний упомянутой плиты как динамической системы с одной степенью свободы при нагрузке, изменяющейся по гармоническому закону. Такая постановка задачи никак не противоречит заявленной нами теме. Прочие рассуждения рецензента, не относящиеся к предмету нашей статьи, оставляем без комментариев.

Наша статья носит методологический характер. В ней не рассматривается конкретный объект, а излагается расчетный метод, позволяющий оценить пульсационную составляющую гидродинамического давления в виде импульса разной продолжительности. Мы не претендуем на точность определения характеристик пульсационного воздействия на водобойную плиту. В этой части мы не делаем никакого открытия, поэтому заимствовали исходные данные из справочника, выпущенного ВНИИГ в тот же год, что и упомянутые рецензентом статьи.

Изложенный в нашей статье метод позволяет оценить условия взаимодействия водобойной плиты с основанием и при других исходных данных, характеризующих пульсационные составляющие нагрузки.

Бухарцев В. Н., доктор техн. наук (СПбГПУ)

Сдано в набор 25.02.2010. Подписано в печать 16.04.2010. 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”

Памяти Юрия Иосифовича Фриштера

4 февраля 2010 г. на 82-м году жизни скончался выдающийся гидростроитель Юрий Иосифович Фриштер, с чьим именем связано развитие большой энергетики Крайнего Северо-Востока страны и освоение энергетического потенциала р. Колымы.

Родился Ю. И. Фриштер 6 ноября 1928 г. в г. Москве. После окончания школы поступил в Московский инженерно-строительный институт им. В. В. Куйбышева, который окончил в 1951 г. получив специальность инженера-гидротехника.

Трудовая деятельность Юрия Иосифовича началась на строительстве Иркутской ГЭС в должности прораба, а затем начальника бетонной лаборатории. После завершения строительства Иркутской ГЭС и сдачи ее в постоянную эксплуатацию Юрий Иосифович был переведен на строительство «Вилуйской ГЭС-1» начальником производственно-технического отдела, а затем заместителем главного инженера УС «ВилуйГЭСстрой». На этих стройках сформировался пылкий характер Ю. И. Фриштера в сочетании с полученным производственным опытом, который в дальнейшем позволил реализовать творческий подход к решению сложных производственных и технических задач.

В 1962 г. Ю. И. Фриштер был переведен в г. Москву в Министерство энергетики СССР главным технологом по гидроэнергетическим сооружениям, затем работал начальником технического отдела и заместителем главного инженера Главгидроэнергостроя.

В 1969 г. Советом Министров СССР было принято решение о строительстве каскада гидроэлектростанций на р. Колыме для обеспечения потребностей Министерства цветных металлов в электроэнергии. В ноябре 1969 г. приказом министра энергетики П. С. Непорожного Юрий Иосифович был назначен начальником управления строительства «КолымаГЭСстрой». В необжитом крае, без развитой транспортной и технологической инфраструктуры в Магаданской области в 1971 г., появился населенный пункт – поселок Синегорье. Гидростанцию еще не начали строить, а названия Синегорье – Колымская ГЭС уже были на слуху молодежи и пользовались всесоюзной известностью. Это было время романтиков — прекрасное время самоотверженного труда и невероятного напряжения, которое было на стройке начиная с первого десанта на Колыму гидростроителей с Вилуйской ГЭС и кончая



пуском последнего, пятого гидроагрегата Колымской ГЭС.

Творцом, дирижером этой многоплановой работы был руководитель стройки Юрий Иосифович Фриштер, первый начальник и основатель УС «КолымаГЭСстрой», проработавший в этой должности двадцать лет, с 1969 по 1989 годы. Он умел создать напряжение, творческий порыв, направить в нужное русло энергию и трудовой энтузиазм строителей. Творческая энергия Юрия Иосифовича, его смелый инженерный подход дали отличные результаты при строи-

тельстве земляной плотины с ядром из суглинки, создании уникального по своей сложности комплекса подземных сооружений и здания ГЭС, строительстве линий электропередач напряжением 220 кВ в условиях сложного географического рельефа.

С именем Юрия Иосифовича связаны создание поселков Уптар и Синегорье, строительство крупнейшей на Северо-Востоке Колымской ГЭС мощностью 900 МВт и начало строительства второй станции Колымского каскада – Усть-Среднеканской ГЭС.

То, что сделано при строительстве Колымской ГЭС Ю. И. Фриштером, уже вошло в историю отечественной гидротехники. Он стал не просто авторитетом, а легендой при жизни, учителем огромной плеяды гидростроителей.

С 1989 по 1994 г. Ю. И. Фриштер являлся заместителем начальника ПСО «КолымаГЭСстрой», а с 1994 г. – советником-консультантом генерального директора ОАО «Колымаэнерго». Долгое время возглавлял Совет ветеранов «КолымаГЭСстрой».

Трудовая деятельность Ю. И. Фриштера отмечена правительственными наградами. Он был награжден орденами Трудового Красного Знамени и «Знак Почета», медалями, ему были присвоены звания «Заслуженный строитель РСФСР» и «Ветеран энергетики». Юрий Иосифович вел активную общественную работу, неоднократно избирался членом обкома партии, был депутатом районного и областного Советов депутатов Магаданской области. Ю. И. Фриштер является автором книг «Гидроэнергетика Крайнего Северо-Востока» и «Колымчане».

Память о Юрии Иосифовиче Фриштере как о талантливом руководителе, первопроходце магаданской энергетики и выдающемся гидростроителе будет всегда жить в сердцах тех, кто знал этого замечательного человека.

Редакционная коллегия:

Лапин Г. Г. (гл. редактор), Абубакиров Ш. И., Александров А. Е., Альхименко А. И.,
Аргал Э. С., Баранов А. Е., Беликов В. В., Беллендир Е. Н., Бронштейн В. И.,
Воскресенский С. М., Золотов Л. А., Каганов Г. М., Кириллов В. М.,
Красильников М. Ф., Липский И. В., Ляпин В. Ю., Марчук А. Н., Машина Л. Ф.,
Новоженин В. Д., Осипов А. Д., Парабучев И. А., Радченко В. Г., Родионов В. Б.,
Семенков 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