

**Открытое акционерное общество
«Федеральная гидрогенерирующая компания»
(ОАО «РусГидро»)**

**Открытое акционерное общество
«Научно-исследовательский институт энергетических
сооружений»
(ОАО «НИИЭС»)**

БЕЗОПАСНОСТЬ ЭНЕРГЕТИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

**НАУЧНО-ТЕХНИЧЕСКИЙ И ПРОИЗВОДСТВЕННЫЙ
СБОРНИК**

Выпуск 17

**Москва
2010**

1. МОНИТОРИНГ И БЕЗОПАСНОСТЬ СООРУЖЕНИЙ

О МОДЕЛИРОВАНИИ ПРОРЫВА ГРУНТОВОЙ ПЛОТИНЫ

Прудовский А.М., доктор техн. наук, **Васильева Е.С.**, инженер,
(ОАО «НИИЭС»)

Состояние вопроса и постановка задачи

Являясь источником жизни на Земле, вода может быть причиной явлений, приводящих к опасным последствиям для природы и человеческого общества. Такое диалектическое противоречие характерно в частности для создания плотин и защитных дамб. Наряду с решением многих хозяйственных и социальных задач (энергетика, водоснабжение, орошение, водный транспорт, рыбное хозяйство, рекреация) плотины и дамбы обеспечивают безопасность от затопления населения и народнохозяйственных объектов, в том числе, за счет предотвращения высоких половодий и паводков при перераспределении стока с использованием водохранилищ. Но, принося неоценимую пользу человечеству, плотины и дамбы при их прорывах сами являются источником техногенных (т.е. связанных с производственной деятельностью людей) паводков. Это относится и к плотинам гидроузлов, выполняющих многочисленные функции.

В истории плотиностроения имели место многочисленные случаи разрушения как грунтовых, так и бетонных и железобетонных плотин. Следует отметить, что случаев разрушения грунтовых плотин гораздо больше, чем случаев разрушения бетонных и железобетонных плотин.

ОАО «НИИЭС», 125362, Москва, а/я 393, Строительный проезд, д. 7а
Телефон: 493 51 32, 497-21-51 Факс: (095) 363 56 51
E-mail: melihova@niies.ru

ISBN 978-5-902144-10-6

© ОАО «Научно-исследовательский институт энергетических сооружений», 2010

Причинами возникновения прорыва плотин могут явиться различные обстоятельства, в частности, перелив воды через их гребни в связи с ошибками в назначении максимальных расчетных расходов приточности, недостатками конструкций водосбросных сооружений, дефектами сооружений, входящих в напорный фронт, а также старением плотин и т.д.

Прорыв грунтовых плотин наиболее часто происходит вследствие перелива воды через их гребни и развития сквозных свищей в теле плотин. Механизм формирования прорана при переливе воды через гребень существенно отличается от такового вследствие наличия свища только на начальной стадии процесса прорыва грунтовой плотины – при образовании прорези от гребня плотины до ее основания. Далее, при расширении прорана механизм развития прорана в этих двух случаях, естественно, идентичен. Поэтому в целом гидрограф излива воды через проран для данных плотин, когда основным является расширение прорана, может не слишком сильно зависеть от причины прорыва плотины.

В данной работе рассмотрению подвергнут главным образом прорыв грунтовой плотины из несвязных материалов при переливе через гребень.

Прорыв грунтовых подпорных сооружений благодаря переливу воды характерен в первую очередь для низконапорных ограждающих плотин и дамб. Разрушения малых подпорных сооружений, имеющих катастрофические последствия, во многих странах происходят регулярно. В частности, можно отметить, что в период 1950 – 1980гг. в Китае имелось более миллиона малых плотин и дамб, из которых было разрушено около 3 тысяч объектов. Принятые меры резко сократили частоту повторяемости таких аварий.

Прорыв грунтовых плотин вследствие перелива воды через их гребни относительно более редок для крупных плотин. Сведения о прорывах грунтовых плотин, по своим параметрам подведомственных ICOLD, приведены в табл. 1, 2. Данные этих таблиц свидетельствуют о том, что число разрушений крупных грунтовых плотин вследствие перелива воды через гребень близко к таковому, вызванному развитием свищей.

Отечественные гидроэнергетики могут с гордостью отметить, что среди плотин, фигурирующих в этих таблицах, не имеется ни одного нашего энергетического сооружения. Две указанные здесь российские плотины имеют только водохозяйственное назначение.

Таблица 1

Характеристики земляных плотин, подверженных прорыву

Наименование плотины	№ плотины	Дата возведения, год	Дата разрушения, год	Высота плотины $h_{пл}$, м	Ширина по верху b , м	Заложение откосов		Емкость водохранилища W_0 , $M^3 \cdot 10^6$	Материал плотины	Причины разрушения
						верхнего	низового			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Apishapa	1	1920	1923	34,0	5,0	1:3	1:2	23,0	Песчаная	Свищи
Artik	2	1988	1994	18,0	6,0				Земляная	Фильтрация
Baldwin Hills	3	1951	1963	71,0	19,0	1:2	1:1,8	1,1	Земляная	Фильтрация
Bengtiao	4	1952	1975	24,5	-	-	-	0,492	Земляная	Свищи
Bradfield	5	1863	1864	28,96	-	-	-	3,2	Каменно-набросная и земляная	Свищи
Buffalo Creek	6	1972	1972	14,02	128,0	1:1,6	1:1,3	0,484	Земляная	Фильтрация
Castlewood	7	1890	1933	21,34	4,9	1:3	1:1	4,23	Каменно-земляная	Перелив
Coedy	8	1924	1925	10,97	3,1	-	-	0,31	Земляная с экраном	Перелив
Davis Reservoir	9	1914	1914	11,89	6,1	1:2	1:2	58,0	Земляная с бетонным креплением	Свищи
Erindale	10	1910	1912	10,67	-	-	-	-	Земляная с бетонными стенками	Перелив

Таблица 1 (продолжение)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Euclides da Cunha	11	1958	1977	53,0	–	–	–	13,6	Земляная	Перелив
Frankfurt	12	1975	1977	10,0	2,0	–	–	0,35	Земляная	Свищи
Frenchman Creek	13	1952	1952	13,0	6,1	1:3	1:2	21,0	Земляная	Свищи
Goose Creek	14	1903	1916	6,1	3,0	1:1,5	1:1,5	10,6	Земляная	Перелив
Hatchtown	15	1908	1914	19,2	6,1	1:2	1:2,5	14,8	Зонированная земляная	Свищи или дефекты основания
Hebron	16	1913	1914	12,0	4,0	1:3	1:1,5	–	Земляная	Свищи
Hell Hole	17	1964	1964	67,1	21,3	1:1,5	1:1,5	30,6	Каменно-набросная	Свищи
Horse Creek	18	1911	1914	12,2	4,9	1:1,5	1:2	21,0	Земляная с бетонной облицовкой	Свищи
Johnstown	19	1853	1889	38,1	3,0	1:2	1:1,5	18,9	Земляная	Свищи
Kaddam	20	1957	1958	12,5	–	–	–	214,0	Земляная	Перелив
Kelly Barnes	21	1948	1977	12,0	6,1	1:1	1:1	0,505	Земляная	Свищи
Lake Avalon	22	1894	1904	14,5	–	–	–	7,75	Земляная	Свищи
Lake Barcroft	23	1913	1972	21,03	–	–	–	3,12	Земляная	Перелив
Lake Frances	24	1899	1899	15,24	4,9	1:3	1:2	0,865	Земляная	Свищи

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Lake Latonka	25	1966	1966	13,0	6,1	–	–	1,59	Земляная	Свищи
Laurel Run	26		1977	12,8	6,1	–	–	0,385	Земляная	Перелив
Little Deer Creek	27	1962	1963	26,2	6,1	–	–	7,08	Земляная	Свищи
Lower Otay	28	1897	1916	41,15	3,7	1:1	1:1	49,3	Каменно-набросная с бетонными стенками	Перелив
Lower Two Medicine	29	1913	1964	11,3	3,7	–	–	19,6	Земляная	Свищи
Lyman	30	1913	1915	19,8	3,7	1:2	1:2	49,5	Зонированная земляная	Свищи
Lynde Book	31	1871	1876	12,5	15,2	1:2	1:2,3	2,52	Земляная с ядром	Свищи
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Mammoth	32	1916	1917	21,3				13,6		Фильтрация
Machhu II	33		1979	60,0	6,0	1:3	1:2	110,0	Земляная	Фильтрация
Melville	34	1907	1909	11,0	3,0	1:3	1:1,5	–	Зонированная земляная	Свищи
Mill River	35	–	1974	13,1	–	–	–	2,5	Земляная	–
Nanakagar	36	1962	1967	15,9	–	–	–	210,0	–	–
Oros	37	1960	1960	36,0	5,0	–	–	650,0	Земляная	Перелив
Salles Oliveira	38	1966	1977	35,0	–	–	–	26,0	Земляная	Перелив

Таблица 1 (продолжение)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Schaeffer	39	–	1921	30,5	4,6	1:3	1:2	3,9	Земляная с ядром	Перелив
Sheep Creek	40	1969	1970	17,0	6,1	1:3	1:2	1,43	Земляная	Фильтрация
Shimentan	41	1953	1975	25,0	–	–	–	91,8	Земляная	Перелив
Sinker Creek	42	1910	1943	21,3	–	–	–	3,33	Земляная	Фильтрация
Swift	43	1914	1964	57,6	–	–	–	37,0	Каменно-набросная с бетонной облицовкой	Перелив
Teton	44	1975	1976	93,0	11,0	1:3	1:2,5	356,0	Зонированная земляная	Свищи
Wheatland №1	45	1893	1969	14,0	6,1	–	–	11,5	Земляная	Свищи
Киселевская	46	1978	1993	18,0	6,0	1:2	1:2	32,0	Земляная	Перелив
Тирлянская	47	1947	1994	9,9	6,0	1:2	1:2	–	Земляная	Перелив

Таблица 2

Гидравлические и геометрические характеристики прорывов в земляных плотинах

Наименование плотины	№ плотины	Характеристики потока при прорыве				Характеристики прорыва						
		Объем излива, $W_{изл} \cdot 10^6 \text{ м}^3$	Перепад уровней воды, $\Delta Z_0, \text{ м}$	Фактор формирования излива, $W_{изл} \cdot \Delta Z_0, \text{ м}^3 \cdot \text{м} \cdot 10^6$	Макс. расход излива, $Q_{max}, \text{ м}^3/\text{с} \cdot 10^3$	Форма прорыва	Ширина прорыва поверху, $B_{max}, \text{ м}$	Глубина, $h_0, \text{ м}$	Средние уклоны откосов прорыва	Объем вынесенного материала, $W_{вын} \cdot 10^3 \text{ м}^3$	Удельный объем тесла плотины, $W_{удп}, \text{ м}^3$	Максимальное время развития прорыва, $T_{max}, \text{ час}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Apishapa	1	22,0	28,0	622,0	6,8	Трапец.	91,5	31,5	6,7:1; 2,9:1	238,0	2813,0	2,5
Artik	2	1,5	18,0	27,0	0,3	Прям.	40,0	17,5	–	23,8	594,0	–
Baldwin Hills	3	0,91	12,2	11,1	1,13	Треуг.	23,0	21,3	2,4:1; 2,4:1	31,7	956,0	1,3
Bengtao	4	701,0	26,0	1822	78,0	Трапец.	372,0	26,5	–	560,0	1508,0	–
Bradfield	5	–	–	–	1,15	–	–	–	–	–	1448,0	–
Buffalo Creek	6	0,484	14,02	6,78	1,42	Трапец.	153,0	14,0	2,0	319,0	1794,0	0,5
Castlewood	7	6,17	21,6	133	3,57	Трапец.	54,9	21,3	0,50	55,7	1011,0	0,33
Coedty	8	0,311	>11,0	3,42	–	–	67,0	11,0	2,22	–	–	Короткое
Davis Reservoir	9	58,0	11,6	671,0	0,5	Трапец.	21,3	11,9	0,25	6,47	–	7,0
Erindale	10	–	–	–	–	–	39,5	4,6	–	–	–	–

Таблица 2 (продолжение)

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Euclides da Cunha	11	-	58,22	-	1,02	Трапец.	131,0	53,0	-	726,0	-	7,3
Frankfurt	12	0,35	8,23	2,89	0,079	Трапец.	9,2	9,75	0,4	1,29	-	0,25
Frenchman Creek	13	16,0	10,8	173,0	1,42	Трапец.	67,0	12,5	0,5	28,4	466,0	-
Goose Creek	14	10,6	1,37	14,5	0,6	Трапец.	3,0,6	4,1	0,5	1,1	-	0,5
Hatchtown	15	14,8	16,8	249,0	3,1	Трапец.	180,0	18,3	2,42	161,0	860,0	3,0
Hebron	16	-	12,2	-	-	Трапец.	61,0	15,3	2:1; 2:1	30,0	500,0	2,25
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Hell Hole	17	30,6	35,1	1070,0	7,36	Трапец.	-	-	0,96	555,0	6920,0	5,0
Horse Creek	18	12,8	7,01	89,7	-	Трапец.	76,2	12,8	0,83	20,5	327,0	-
Johnstown	19	18,9	24,6	465,0	8,5	Трапец.	128,0	24,4	1,38	68,8	539,0	3,5
Kaddam	20	-	-	-	-	-	30,0	15,2	-	-	-	-
Kelly Barnes	21	0,78	11,3	8,8	0,68	Трапец.	35,0	12,8	1:1; 1:0,5	10,0	285,0	-
Lake Avalon	22	31,5	13,7	432,0	2,32	-	-	14,6	0,52	81,0	620,	-
Lake Barcroft	23	-	-	-	-	-	-	23,0	11,0	-	-	Дли- тельно
Lake Frances	24	0,79	14,0	11,0	-	Трапец.	30,0	17,1	1,6;1; 1,6:1	12,4	722,0	1,0
Lake Latonka	25	4,09	6,25	25,6	0,29	-	-	8,69	1,18	9,54	364,0	-
Laurel Run	26	0,56	14,1	7,83	1,05	Трапец.	-	13,7	2,40	19,5	518,0	-
Little Deer Creek	27	1,36	22,9	31,1	1,33	Трапец.	23,0	27,1	0,75	50,6	1653,0	0,33

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Lower Otay	28	49,3	>39,6	1950	-	Трапец.	172,0	39,6	1,0	107,0	2193,0	0,33
Lower Two Medicine	29	29,6	11,3	334,0	1,8	Трапец.	-	11,3	1,5	-	-	-
Lyman	30	35,8	16,2	580,0	-	Трапец.	107,0	19,8	1,0	71,9	-	-
Lynde Book	31	2,9	11,6	33,4	-	Трапец.	45,7	12,5	1,22	15,3	522,5	3,0
Mammoth	32	-	-	-	2,52	-	-	21,3	-	-	-	-
Machhu II	33	-	-	-	-	-	540,0	60,0	-	-	-	-
Melville	34	24,7	8,0	196,0	-	Трапец.	40,0	11,1	1:3,6; 1:3,6	11,0	275,0	-
Mill River	35	2,5	-	-	1,64	-	-	-	-	-	-	-
Nanaksagar	36	-	-	-	9,7	-	-	16,0	-	-	-	-
Oros	37	660,0	35,8	23600,0	9,63	Трапец.	200,0	35,5	1,0	765,0	3890,0	-
Salles Oliveira	38	72,0	38,4	2750,0	7,2	Трапец.	-	35,3	-	440,0	-	2,0
Schaeffer	39	4,44	>30,5	135,0	4,5	Трапец.	210	30,5	2,25	227,0	2464,0	0,5
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Sheep Creek	40	2,91	14,0	40,8	-	Трапец.	31,0	17,4	2:1; 2:1	18,3	581,0	-
Shimentan	41	25,5	25,0	4258,0	30,0	Трапец.	440,0	25,5	3:1	58,0	-	4,1
Sinker Creek	42	3,33	21,34	71,1	-	Трапец.	92,0	21,3	0,5	84,1	-	2,0
Swift	43	37,0	47,85	1770,0	24,9	Трапец.	225,0	57,6	0,0	206,0	-	0,25
Teton	44	310,	77,4	24000,0	65,1	Трапец.	-	86,9	1,0	3060,0	23240,0	6,0
Wheatland №1	45	11,6	12,2	142,0	-	Трапец.	46,0	13,7	0,75	14,6	317,0	1,5
Киселевская	46	~30,0	18,0	540,0	-	Трапец.	70,0	18,5	-	50,9	756,0	7,5
Тирлянская	47	6,7	10,0	67,0	-	Трапец.	25,0	10,1	6,4	255,0	-	-
Тирлянская	47	6,7	10,0	67,0	-	Трапец.	25,0	10,1	6,4	255,0	-	-

Данное обстоятельство свидетельствует о высоких качествах проектирования, строительства, эксплуатации и контроля российских гидроэнергетических плотин.

По сведениям ICOLD, благодаря выполнению требований безопасности в последние годы уменьшается частота аварий и на больших плотинах. Однако прорывы таких плотин нельзя полагать исключительными. Так, в последнем десятилетии прошлого века произошли прорывы Сирийской плотины Zeuzoun и Испанской плотины Tous.

Механизмы разрушения, с одной стороны, бетонных и железобетонных плотин и, с другой стороны, грунтовых подпорных сооружений принципиально различны. Главное здесь состоит в том, что проран в бетонной или железобетонной плотине образуется практически мгновенно. В грунтовой же плотине или дамбе проран развивается постепенно. Вследствие этого различаются формы гидрографов излива воды через эти прораны. От формы гидрографов излива воды через прораны коренным образом зависят параметры техногенных паводков в нижних бьефах, от которых в свою очередь зависят последствия аварий. Обзору и анализу фактического материала и методов определения закономерностей формирования проранов в грунтовых плотинах и посвящена данная работа.

Формирование прорана

Как при переливе воды через гребень, так и при образовании свища, первоначально обычно образуется локальный прорыв от гребня сооружения до его основания. Далее имеет место боковое расширение прорана, причем ширина прорана может достигать несколько километров.

Приведенное описание характера развития прорана относится к случаям, которые имеют место наиболее часто. В случаях перелива воды через гребень размыв начинается на наиболее пониженном или наиболее ослабленном участке гребня. Понижение и расширение участка гребня происходит столь интенсивно, что уровень воды в верхнем бьефе сколь-либо существенно не превосходит уровень гребня плотины. Характерная форма прорана, образовавшаяся после прохождения паводка при прорыве плотины Zeuzoun в Сирии, произошедшем в 1999 г., представлена на рис. 1.

При относительно быстром подъеме уровня верхнего бьефа перелив может происходить по всему фронту, повреждая весь гребень плотины, как это имело место в 2002 г. на глиняной плотине на р. Дюрсо под г. Новороссийском. Вид этой плотины после прохождения паводка показан на рис. 2.



Рис. 1. Проран в плотине Zeuzoun (Сирия) после перелива воды через гребень



Рис. 2. Повреждение гребня и низового откоса глиняной плотины на р. Дюрсо (высота плотины 24 м, длина по гребню 216 м)

Наряду с разработкой мероприятий, обеспечивающих предотвращение прорывов плотин и дамб, во всем мире уделяется огромное внимание составлению прогнозов параметров паводков, образующихся при прорыве плотин. Еще после разрушений в 1964 г.

плотины Baldwin Hills Dam и в 1971 г. плотины Laver Van Norman Dam руководство штата Калифорния предупреждало всех владельцев плотин об их обязанности составлять карты возможных затоплений местности при прорыве плотин. В 1979 г. в США выпущено Федеральное руководство по безопасности плотин, в соответствии с которым для определения параметров техногенных наводнений требуется определить гидрограф излива воды через образовавшийся проран. В большинстве регулирующих актов и других материалов в области безопасности гидротехнических сооружений, принадлежащих наиболее развитым странам, содержатся в том или ином виде требования к составлению прогнозов гидрографов излива воды через прораны. Это относится и к России. Обязательным документом для эксплуатируемого и создаваемого объекта является декларация безопасности, создание которой невозможно без выполнения прогноза прорыва подпорного или защитного сооружения.

О методах моделирования формирования проранов

Если сведения об образовании проранов в плотинах появились в печати еще в начале XX века [1, 2], то начало разработки методов прогноза процессов формирования проранов, определения их параметров и назначения гидрографов излива воды через прораны можно отнести лишь к началу 80-х годов прошлого столетия [3].

Наряду со сведениями об образовании реальных проранов в плотинах и дамбах исходными материалами для разработки методов прогноза параметров формирования проранов служат данные многочисленных лабораторных опытов. В конце прошлого – начале нынешнего веков под эгидой международных организаций проведены большие циклы этих опытов. Так, группой китайских и финских специалистов выполнены опыты по прорыву насыпей из разных материалов (плавкие вставки высотой 6.5; 9.0 и 11.2 м и 8 моделей высотой 3 – 0.35 м). В конце прошлого века в составе CADAM Project (совместной акции по моделированию прорыва плотин) в США и других странах произведены десятки лабораторных опытов. Весьма ценный материал получен при выполнении в конце прошлого века проекта IMPAKT Project (исследование экспериментальных процессов и неопределенностей). В Норвегии изучен прорыв 5 насыпей высотой 5 – 6 м, а в Великобритании 22-х моделей этих насыпей в масштабе 1 : 10.

В настоящее время, по мнению Wahl'я (1998), имеется три подхода к разработке методов предсказания закономерностей формирования проранов (к построению моделей образования проранов).

Первый из них полагается не основанным на физических связях. Для построения зависимостей выбираются параметры из банка натуральных данных о реально имевших место случаях образования проранов или данные о развитии проранов в лабораторных условиях. Mac Donald и Longridge-Monopolis [4] интуитивно предположили, что такие интегральные параметры образования проранов, как объем выноса материала из тела плотины $W_{\text{вын}}$ (или ширина прорана при завершении образования прорана B), время развития прорана $T_{\text{разв}}$, максимальный расход воды излива через проран Q_{max} , для разных плотин однозначно зависят от так называемого «фактора формирования прорана», представляющего собой комплекс $W_{\text{изл}} \cdot \Delta Z_0$, где $W_{\text{изл}}$ — объем воды излившийся через проран, Z_0 — начальный перепад уровней воды на проране, полученные по натурным данным или в лаборатории.

Исходя из статистической обработки данных, помещенных в табл. 1, получены имеющие минимумы среднеквадратичных отклонений зависимости для интегральных величин:

$$Q_{\text{max}} = 1,38(W_{\text{изл}} \cdot \Delta Z_0)^{0,40} \quad (1)$$

$$W_{\text{вын}} = 0,03(W_{\text{изл}} \cdot \Delta Z_0)^{0,74} \quad (2)$$

$$T_{\text{разв}} = 0,02(W_{\text{изл}} \cdot \Delta Z_0)^{0,24} \quad (3)$$

Зависимости 1...3 — размерны. По ним можно построить только весьма приближенные гидрографы излива через проран.

Натурные данные об образовании проранов могут быть использованы и для построения безразмерных зависимостей для интегральных величин с использованием теории размерностей, как это сделали Molinaro P., Pacheco R., Tancini C. [5]. Так, по Molinaro и др.:

$$Q_{\text{max}} = 0,116 \left(W_{\Sigma} / H^3 \right)^{0,22} g^{0,5} H^{2,5},$$

где W_{Σ} — объем воды в водохранилище, H — высота плотины.

Более подробные и надежные данные для построения гидрографа излива воды через проран могут быть получены при использовании лабораторных сведений о формировании проранов в разных условиях.

А.М. Прудовский [6] на основании ограниченного объема лабораторных данных о формировании прорана в плотине из мелких песков, когда крупность частиц влияет на процесс незначительно, введя в рассмотрение время процесса t , разность в момент времени t уровней воды в верхнем бьефе и подошвы плотины h_t , ускорение гра-

витации g и площадь поперечного сечения плотины ω , предложил зависимость для интенсивности увеличения ширины прорана:

$$\frac{dB}{dt} = 0.022 \frac{g^{1/2} h_t}{\omega}, \quad (4)$$

широко используемую в России.

С учетом влияния грунтов разной крупности А.М. Прудовский и К.Р. Пономарчук, исходя из теории подобия с использованием способа Рэлея, получили более полную зависимость:

$$\frac{dB}{dt} = 0.009 \frac{g^{1/2} h_t^{5/2}}{\omega} \cdot \left(\frac{\omega}{h_t^2}\right)^{-1} \cdot \left(1 - \frac{d}{h_t}\right)^{0.3} \text{ м/с}, \quad (5)$$

где d – средняя крупность грунта в теле плотины.

Дополняя уравнения (4) либо (5) соотношениями, связывающими объем излива воды через проран с уровнем верхнего бьефа, можно получить замкнутую систему уравнений для определения динамики раскрытия прорана и расхода излива [6].

Следует отметить, что, строго говоря, зависимость для интенсивности расширения прорана пригодна для второй стадии формирования прорана, когда проран достигает основания плотины, или когда продолжительность первой стадии пренебрежимо мала по сравнению с продолжительностью всего процесса формирования прорана.

Второй подход к разработке искомых методов полагается только частично физически обоснованным. При его использовании применяются упрощающие предположения, например, предположение о форме зависимости от времени процесса развития прорана. Имея сведения о времени развития прорана и максимальном расходе истечения, представляется некоторая возможность определения гидрографа истечения через проран. В этом подходе могут использоваться также допущения о форме прорана, о соотношении скоростей развития прорана по глубине и ширине и т.д..

Наконец, третьим подходом является физически обоснованный метод. При использовании такого подхода предпринимается попытка выполнить моделирование физических процессов, составляющих изучаемое явление. Предполагается, что при этом имеет место комбинация процессов гидравлики, транспорта наносов и механики грунтов. Преимуществом такой модели считается, что она позволяет обоснованно определять процесс формирования прорана и соответственно потенциальный гидрограф излива воды через проран.

В табл. 3 приведена значительная часть основных моделей формирования проранов в грунтовых плотинах и дамбах, разработанных в период 1965 – 2001 гг. с учетом их особенностей и недостатков. Таблица 4 дает представление о соответствии параметров проранов, определенных с использованием различных моделей, и характеристик природы или лабораторных данных. Сопоставление результатов расчетов с натурными и лабораторными данными четко указывает на существенное нарушение прогноза параметров проранов от их прототипов, несмотря на очень большое количество произведенных сопоставлений. Об этом свидетельствует и рис. 3, на котором представлено сравнение гидрографов истечения через прораны, определенные по разным моделям.

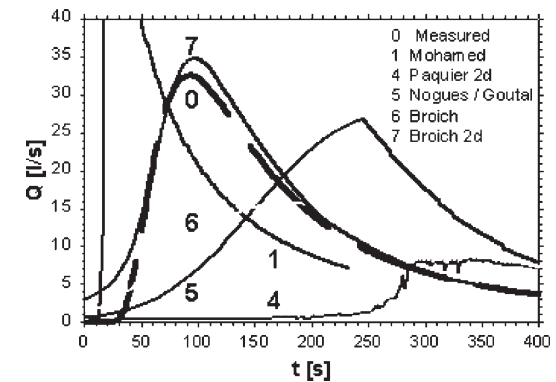


Рис. 3. Сопоставление гидрографов излива через проран, определенных по различным моделям с таковым, измеренным в лабораторном опыте

Совпадение кривых 0 и 7 является следствием подгонки модели 6 под результаты опыта. Еще очевиднее отличие определенных расчетами параметров проранов от данных опытов зафиксировано в табл. 4.

Как и большинство исследователей, мы полагаем, что несовпадение результатов моделирования процесса формирования проранов с характеристиками реальных процессов связано с существенным отличием используемых моделей от воспроизводимых реальных процессов. Прежде всего, это относится к процессу расширения проранов. В естественных условиях расширение прорана происходит за счет откалывания части бокового откоса и ее падения в проран (рис.4). Этот процесс зависит от характеристик потока и свойств грунта (гранулометрического состава, связности, плотнос-

Сравнение и оценка физически обоснованных прогнозных моделей проранов

Модель	Форма прорана	Способ расчета течения	Формула трансапорта наносов	Геометрические характеристики откосов прорана	Ограничения и недостатки
1	2	3	4	5	6
Christofono Статья Hughes (1981) и Singh (1996)	Трапецидальная с постоянной шириной по дну	Водослив с широким порогом	Эмпирическая формула Christofono	Нет сведений	Постоянные ширина прорези по дну и форма. Отсутствует механизм бокового размыва. Отсутствует механизм устойчивости откосов. Недостовверная зависимость для определения размыва
Harris Wagner (1967) Статья Singh (1966)	Параболическая, ширина по верху 3,75 от глубины	Водослив с широким порогом	Формула Schoklitsch	Нет сведений	Постоянная конценрация наносов. Отсутствует механизм устойчивости откосов. Откосы назначаются пользователем
BRDAM Brown и Ragers (1977, 1981)	Параболическая, с откосами под 45°	Водослив с широким порогом	Формула Schoklitsch	Разрушение верхнего клина над свищем определяется пользователем	Постоянная концентрация наносов. Отсутствует механизм устойчивости откосов. Отсутствует механизм бокового размыва. Пользователь назначает время разрушения свища

Pence-Tsivolou (1981)	С учетом изменения ширины потока поверху	Полное уравнение Сен-Венана	Уравнение Экнера с учетом зависимости Мейер/Пешер-Мюллер	Нет сведений	Отсутствует механизм устойчивости откосов. Использование режимной концепции. Отсутствует боковой размыв после достижения максимального размыва. Эмпирическая зависимость для расчета размыва. Неподходящий метод моделирования развития прорана
Lou Статья Singh (1996)	Большинство эффективно устойчивых сечений (форма конусоидальной кривой)	Полное уравнение Сен-Венана	1. Эмпирическая формула Christofono, 2. Формула Дюбуа и Эйштейна, 3. Формула Lou	Нет сведений	Отсутствует механизм устойчивости откосов. Отсутствует боковой размыв после достижения максимального размыва. Эмпирическая зависимость для расчета размыва. Неподходящий метод моделирования развития прорана
Noguera Статья Singh (1996)	Эффективное сечение (форма конусоидальной кривой)	Полное уравнение Сен-Венана	Уравнение Экнера с учетом зависимости Мейер/Пешер-Мюллер	Нет сведений	Ограничения те же, что и для модели Lou
NWS BREACH (Fred, 1988)	Прямоугольное и трапецидальное	Водослив с широким порогом, при переливе – формула течения в щели при истечении через свищ	Зависимость Мейер/Пешер-Мюллер, модифицированная Smartei	1, Стабильность боковых откосов, 2, Разрушение верхнего клина при истечении через щель или переливе	Равномерный размыв прорана. Неподтвержденный метод расчета. Неточный анализ устойчивости откосов. Упрощенное моделирование разрушения дамб, имеющих сложную конструкцию

Таблица 3 (продолжение)

1	2	3	4	5	6
BEED Singh и Quitoga (1987) , Singh (1996)	Трапецидальная	Водослив с широким порогом	Эйнштейн-Браун	Стабильность боковых откосов	Равномерный размыв прорана. Неподтвержденный метод расчета. Неточный анализ устойчивости откосов
SITES (1998)	Три стадии разрушения: 1. Разрушение покрытия, 2. Формирование прорези, 3. Размыв прорези	Применение принципов гидравлики и гидрологии к построению критической течения через водослив	Для стадий 1 и 2 использована модель обрушения, для стадии 3 – уравнение диссипации энергии	Устойчивость входа в канал водослива	Модель процесса разрушения дамбы не завершена. Эмпирический коэффициент расчета размыва
NCP BREACH (Andrews и Coleman, 1998)	Параболическая	Эмпирическая формула	Эмпирическая формула	Нет сведений	Эмпирическая формула основана на использовании малой физической модели. Отсутствие механизма устойчивости откосов
EDBREACH (Loukova и Houkina, 1998)	Трапецидальная	Водослив с широким порогом	Мейер/Петер-Мюллер	Разрушение верхнего клина во время разрушения свивца	Равномерный размыв прорана. Неточный анализ устойчивости откосов

BRES (Visser, 1998)	Пять стадий разрушения	Водослив с широким порогом	Несколько формул транспорта наносов	Нет сведений	Отсутствует механизм устойчивости откосов. Незавершенный метод расчета
DEICH №1/№2 (Brotch, 1998)	Диффузионный подход	Уравнения мелкой воды	Несколько формул транспорта наносов	Нет сведений	Параболическая форма прорана. Отсутствует механизм устойчивости откосов. Недостаточное моделирование размыва по глубине и ширине
Renard and Rupro (Статья Raquier, 1998)	Равномерный размыв свивца	Уравнение течения в щели	Мейер/Петер-Мюллер	Разрушение материала над свивцем	Неподтвержденное моделирование разрушения материала над свивцем. Отсутствует механизм устойчивости откосов
Flood Levee Breaches (Fu- jita и Tamiga, 1987)	Прямоугольная форма прорана выше уровня воды, трапецидальная – ниже уровня	Уравнение критического потока	Интенсивность транспорта наносов оценена в предположении, что энергия расходуется только для транспорта наносов	Нет сведений	Равномерный размыв прорана. Отсутствует механизм устойчивости откосов
Cemagref A, Raquier (2001)	Прямоугольное	Уравнение Бернулли	Формула Мейер/Петер-Мюллер	Нет сведений	Коэффициент Стриклера уточняется по натурным данным
SOBEK H, Verheij (2002)	Определяется расчетом	2-D модель	Собственная зависимость, учитывающая ряд механических свойств грунта	Большой комплекс гидромеханических свойств грунта	Должной верификации для связанных грунтов не выполнено

Таблица 4

Сравнение результатов определения параметров проранов по различным моделям с данными натуре и лаборатории

А. Натура, глина, $d_{50} = 0,01$ мм, $H = 6$ м, $b = 2$ м, $m = 2$, $\omega = 84$ м²					
Параметр	Максимальный расход Q_{\max} , м ³ /с	Время достижения максимального расхода, час	Глубина ВБ при Q_{\max} , м	Максимальная глубина прорана, м	Окончательная ширина прорана, м
Модель					
А. Натура, глина, $d_{50} = 0,01$ мм, $H = 6$ м, $b = 2$ м, $m = 2$, $\omega = 84$ м²					
В опыте	390/340	5,1/4,9	2,0/2,2	–	22,7/22,7
HR BREACH	378	4,9	1,6	6,0/5,7	33,4/32,6
Cemagref Simple Model	405	4,8	2,4	6,0/6,0	36,0/26,1
DEICH	369	4,8	3,1	6,0/5,9	15,9/5,1
SOBEK	262	5,1	2,4	6,0/6,0	19,1/15,5
Firebird	99	0,4	3,7	5,7/5,7	–
NWS BRECH	189	5,5	8,2	6,0/6,0	27,5/27,5
Б. Натура, песок, $d_{50} = 0,01$ мм, $H = 5$ м, $b = 2$ м, $m = 1,7$, $\omega = 52,5$ м²					
В опыте	117	2,45	2,46	–	15,0
HR BREACH	130	0,95	4,16	5,0/4,9	13,3/10,6
NWS BRECH	14	0,20	5,26	5,0/5,0	11,5/11,5
Cemagref Model	3	2,47	5,06	0,9/0,9	2,0/2,0
DEICH	102	0,67	3,56	5,0/4,9	9,3/4,5
SOBEK	43	0,75	3,96	4,9/4,9	4,5/3,3
В. Лаборатория, глина, $d_{50} = 0,05$ мм, $H = 0,7$ м, $b = 0,3$ м, $m = 2$, $\omega = 1,19$ м²					
В опыте	0,31	0,67	0,46	–	1,85
Cemagref	0,33	0,66	0,35	–	4,0
DEICH	0,26	0,73	0,70	–	0,54
NWS BRECH	0,25	0,65	0,67	–	0,54
SOBEK	0,27	0,72	0,22	–	2,10
HR BREACH	0,35	0,74	0,42	–	1,40
SIMBA	0,42	0,23	0,50	–	2,73
Г. Лаборатория, песок, $d_{50} = 0,25$ мм, $H = 0,5$ м, $b = 0,3$ м, $m = 2$, $\omega = 0,65$ м²					
В опыте	0,91	1,20	0,35	0,49	2,75
Cemagref	0,57	1,19	0,37	0,50	3,87
DEICH	0,79	1,18	0,40	0,49	3,85
SOBEK	0,79	1,13	0,38	0,48	3,11
NWS BRECH	0,6	1,29	0,49	0,49	3,00
HR BREACH	0,96	1,22	0,41	0,48	5,18

ти, влажности). Обрушившийся грунт подпирает откос до тех пор, пока он не будет смыт водой, движущейся по прорану. Затем процесс повторяется.



Рис. 4. Расширение прорана при откалывании бокового откоса

Ниже уровня воды устойчивый угол бокового откоса близок к углу внутреннего трения, если касательное напряжение, развиваемое водой, относительно невелико. При формировании прорана это условие, очевидно, постоянно не поддерживается, и материал удаляется с откосов. Выше уровня воды такие обстоятельства, как сцепление, адгезия и т.д. поддерживают откос в состоянии, близком к вертикальному. Методы установления критического угла пока не существуют. При нарушении критического состояния блок грунта откалывается от бокового откоса. При этом отколовшийся грунт может расположиться в проране по-разному, вплоть до того, что перекроет проран.

Процесс дискретного расширения прорана можно отметить на прилагаемых фотографиях, а также подтвердить ступенчатым характером кривой расширения прорана во времени (рис. 5).

В существующих моделях процесс реального взаимодействия гидравлических характеристик, транспорта наносов и механики грунтов должным образом не воспроизведен, так что математичес-

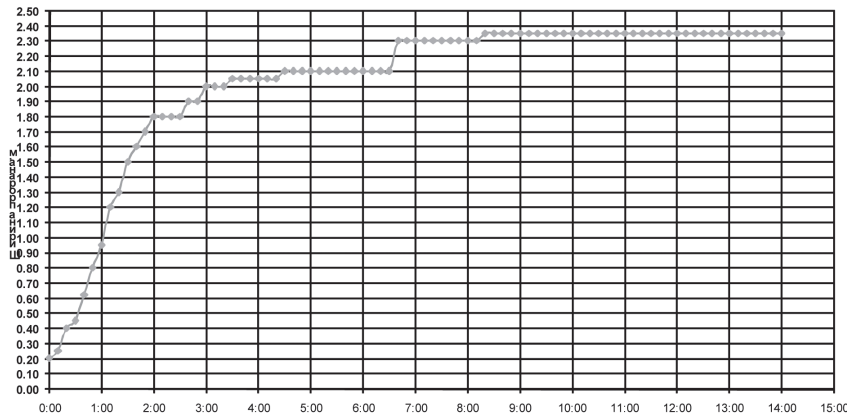


Рис. 5. Кривая расширения прорана во времени (в эксперименте)

кая модель дискретного процесса заменена непрерывным гладким процессом.

Нарушение подобия механизма формирования проранов в грунтовых плотинах и дамбах, имеющих место в реальных условиях, характерно и для моделей формирования проранов, входящих в широко используемые модели прорывных паводков. Так, в модели, представленной в ICOLD Bulletin 111 (ICOLD, 1998) «Dambreak Modeling and Best Practice» (NWS DAMBRK) в качестве модели формирования прорана рекомендована модель формирования прорана NWS BREACH. Однако, как свидетельствуют представленные выше материалы, модель NWS BREACH дает явно ошибочные результаты, что подтверждают и авторы программы NWS DAMBRK.

Другими широко распространенными программами расчета прорывных паводков является одно- и двумерные программы MIKE-11 и MIKE-21, разработанные Датским гидравлическим институтом. В этих программах использована упрощенная модель развития прорана, заключающаяся в следующем. Гидравлическое сопротивление прорана определяется по формуле Энгелунда при горизонтальном дне. Удельный расход наносов, с учетом которого, исходя из баланса наносов, определяется развитие прорана по глубине, рассчитывается по формуле Энгелунда-Хассана. Существенным допущением, не имеющим реального подтверждения, является предположение о том, что интенсивность транспорта наносов в центре прорана в два раза больше таковой на откосах.

Отмеченные обстоятельства свидетельствуют о необходимости дальнейшей разработки моделей развития проранов, по возможно-

сти адекватных реальным процессам. Одна из таких моделей, разработанная в ОАО «НИИЭС», и результаты ее верификации изложены в работах [7 – 9].

ЛИТЕРАТУРА

1. Sterling G. Analysis of the Earth Dam Failure // Engineering News-Record, Vol. 75, N2, Jun. 13, 1916.
2. Overtopped Earth Dam Fails // Engineering News-Record, Vol. 76, №5, Aug. 3, 1916.
3. Benoit G., Nicolet G. Rupture progressive des barrages en terre // Proc. of XX IAHR Congress, vol. II. – Moscow, 1983.
4. Mac Donald T.C., Longridge J. Breaching Characteristics of Dam Failure // ASCE journal of Hydraulic Engineering, Vol. 110, 1984. – №5.
5. Molinaro P., Pacheco R, Tancini C. Algoritmo para el calculo de pelfiles de aqua en rios con fresiciones de corriente. XVI Congress Latino-Americano de Hydraulica de la IAHR. Santiago, 1994.
6. Прудовский А.М. Образование прорана при прорыве земляной плотины // Безопасность энергетических сооружений. Вып. 2 – 3. – М., 1998.
7. Васильева Е.С. Прямое численное моделирование развития прорана в грунтовой плотине // Четвертая научно-техническая конференция: Гидроэнергетика. Новые разработки и технологии. Доклады. – СПб.: ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева», 2009 (CD ROM).
8. Беликов В.В., Васильева Е.С., Прудовский А.М. Численное моделирование волны прорыва плотины Краснодарского водохранилища // ГЭС (в печати)
9. Васильева Е.С., Беликов В.В. Новая модель развития прорана в грунтовой плотине и ее обоснование // (в наст. Сб.).

ОБЕСПЕЧЕНИЕ БЕЗОПАСНОСТИ ТРАНСПОРТИРОВКИ НАПЛАВНЫХ БЛОКОВ ГЭС ПО МЕЛКОВОДЬЮ

Онипченко Г.Ф., кандидат техн. наук, Зюзин А.Г., инженер
(ОАО «НИИЭС»)

Наплавной метод строительства гидротехнических сооружений имеет существенные преимущества перед традиционной технологией в условиях существенного удаления объекта от строительных баз, дороговизны ввоза материалов и оборудования, организации на месте технологических элементов (бетонных заводов, подъездных путей, площадок, инфраструктуры строительства и т.д.). Такие условия существуют, например, на реках Зее, Бурее, Ангаре, Енисее, Иртыше. На реке Зее промышленная зона развита при Зейской ГЭС и вблизи устья у г. Благовещенска. Намечавшееся строи-

тельство каскада Нижне-Зейских ГЭС предполагалось осуществить именно наплавным способом. При этом способе блоки ГЭС и водосбросов бетонировались в сухом доке, после чего с помощью дополнительных понтонов, обеспечивающих необходимую осадку, транспортируются на плаву к створу гидроузла. После установки на место они достраиваются и на них монтируется оборудование.

Модельные испытания установки таких блоков в створ Чагоянской ГЭС (в составе каскада Нижне-Зейских ГЭС) были проведены в гидравлической лаборатории Центра гидравлических исследований (ЦГИ) ОАО «НИИЭС» в 1997 г. Вопросы транспортировки по реке тогда не входили в программу работ.

Наплавной метод строительства гидростанций впервые был осуществлен при сооружении Кислогубской приливной ГЭС на Кольском полуострове. Блок гидростанции сооружался в сухом доке вблизи г. Мурманска и оттуда морем транспортировался в Кислую губу.

Испытания условий транспортировки блока по морю также проводились в гидравлической лаборатории ЦГИ ОАО «НИИЭС».

Поскольку трасса транспортировки имела большие глубины, основное внимание уделялось определению тяговой силы и устойчивости на морском волнении.

Гидравлические условия на реке существенно отличаются от морских. На реке существует течение, увеличивающее скорость обтекания блока при буксировке, глубины в реке могут быть немногим больше осадки, существует стеснение русла, т.е. проявляются особенности движения тела на мелководье. Влияние мелководья проявляется в значительном увеличении сопротивления движению и возникновении продольного дифферента. При определенных условиях, например, при прохождении перекатных участков, это приведет к тому, что запас под днищем окажется недостаточным и блок зацепит дно со всеми вытекающими последствиями.

В лаборатории ЦГИ ОАО «НИИЭС» в 2004 г. были проведены исследования звена понтонного моста в потоке с целью определения усилий в удерживающих тросах и продольного дифферента, возникающего при различных скоростях течения и различных глубинах. Форма звена моста, состоящая из 6 понтонов, жестко соединенных между собой, представляет прямоугольник с отношением длины к ширине 1,36. Специальной задачей являлось определение влияния формы и положения обтекателя с верхней стороны.

Результаты этих исследований могут быть отнесены и к оценке явлений, возникающих при транспортировке наплавных блоков по мелководью, поскольку соотношение длины и ширины блоков, на-

пример для Нижне-Зейского каскада, близко к таковому для звена понтонного моста (блок ГЭС — 1,86, блок водосбросов — 1,44).

Ниже приводятся краткие сведения и выводы из этих экспериментов.

Исследования проводились на модели звена в масштабе 1 : 25. Экспериментальная установка включала в себя модель трех звеньев — основного испытываемого звена и двух соседних боковых звеньев, которые обеспечивали условия плоской задачи. Экспериментальная установка была оборудована измерительной аппаратурой, позволяющей определять силу сопротивления потоку и продольный дифферент испытываемого звена. Эксперименты проводились при средних скоростях набегающего потока от 0,5 м/с до 3 м/с и глубинах от 2 м до 12 м. Осадка звена в зависимости от величины размещенной на нем временной нагрузки составляла от 0,28 м до 1,02 м. Причем, при максимальной осадке центр тяжести звена с нагрузкой располагался на 2,22 м выше уровня воды, что в некоторой степени оказывает влияние на увеличение дифферента звена. При транспортировке наплавных блоков центр тяжести также располагается выше уровня воды.

Одной из задач исследований звена понтонного моста являлся подбор оптимальной конструкции щита-обтекателя, поэтому были произведены испытания звена с несколькими различными щитами-обтекателями, а также и без них. На рис. 1 и 2 показаны графики изменения силы сопротивления с изменением скорости и глубины потока для звена без щитов-обтекателей. Из этих графиков видно, что при глубинах менее 4 м происходит резкое возрастание силы сопротивления звена. Влияние мелководья прекращает сказываться на величине сопротивления с увеличением глубины по-

тока до $8 \div 9$ м (отношение осадки к глубине $\frac{t}{h} = 0,12$).

Интерес вызывают результаты измерения продольного дифферента, представленные на рис. 3. Здесь положительные значения соответствуют прямому дифференту (на корму), когда звено наклоняется по направлению движения потока, а отрицательные — обратному дифференту (на нос). Из графиков рис. 3 видно, что при малых

глубинах ($\frac{t}{h} > 0,34$) продольный дифферент принимает положитель-

ное значение, уменьшаясь с ростом глубины и меняя знак на обратный. Максимум отрицательного дифферента приходится на глуби-

ну $4,2 \div 4,5$ м ($\frac{t}{h} \approx 0,23$), что также является следствием влияния мелководья. При глубинах более 6 м ($\frac{t}{h} = 0,17$) он практически остается постоянным. Объяснение такого характера изменения диф-

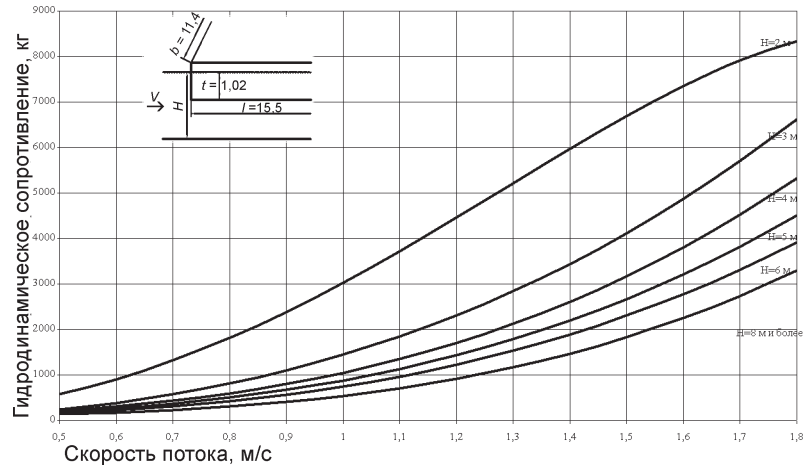


Рис. 1.

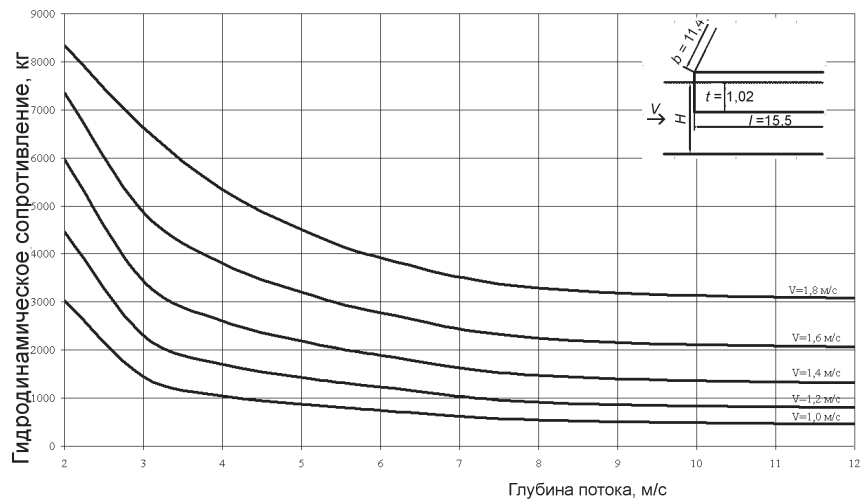


Рис. 2.

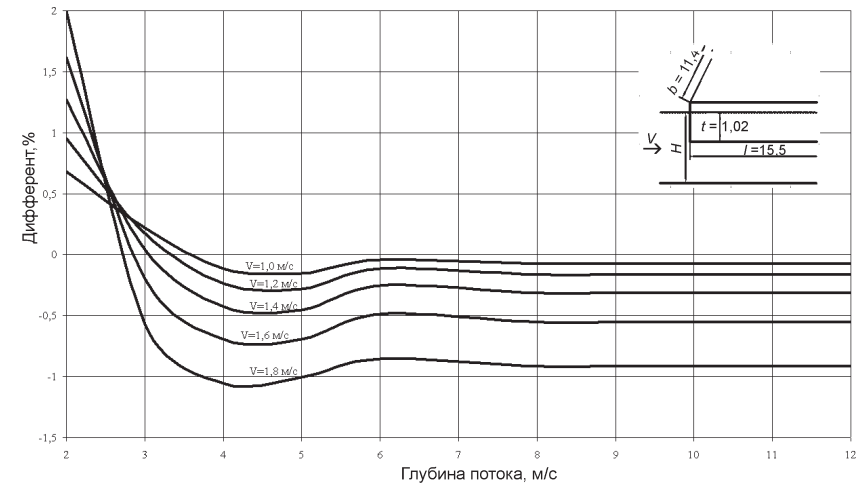


Рис. 3.

ферента может быть следующим: звено моста является плохообтекаемым телом. У верхового торца происходит отрыв потока с последующим расширением, что создает переменное по длине давление на днище. При малых глубинах сопротивление потоку под днищем создает подпор. Разность отметок перед носом и за кормой увеличивается, что заставляет звено принимать положительный дифферент. При увеличении глубины перепад уровней и гидравлические потери под звеном уменьшаются, а зона отрыва с понижением давления под носовой частью остается, что и приводит к смене дифферента на обратный.

Положение звена, при котором оно принимает отрицательный дифферент, является наиболее опасным с точки зрения затопления звена. На модели были определены условия, приводящие к затоплению звена, и изучены причины затопления. Процесс затопления происходит следующим образом. На глубинах, при которых дифферент звена отрицательный, с ростом скорости потока увеличивается величина этого обратного дифферента, при этом давление на переднюю часть днища звена снижается. При определенной скорости потока давление на днище становится меньше веса звена, и звено моста утягивается на дно. В экспериментах по затоплению звена с нагрузкой вследствие местного повышения уровня воды, определяемого обратным дифферентом и скоростным напором набегающего потока, у верхового торца начинался залив на палубу воды, вес которой увеличивал обратный дифферент, и через небольшой период времени звено

резко уходило под воду. Такой эффект присасывания проявляется и при затоплении ненагруженного звена моста с осадкой $t = 28$ м, хотя в этом случае превышение над уровнем воды палубы звена значительное, и вода не затекает на нее до затопления.

Следует отметить, что обратный дифферент звена имеет тенденцию к неустойчивости, его величина постоянно колеблется, соответственно меняется и давление под днищем. Это приводит к качке звена, существенным скачкам усилий в удерживающих тросах.

Экспериментальные данные, полученные при испытаниях звена моста без обтекателей, являлись базовыми для сравнения различных вариантов конструкций обтекателей. На модели были исследованы следующие варианты обтекателей (рис. 4):

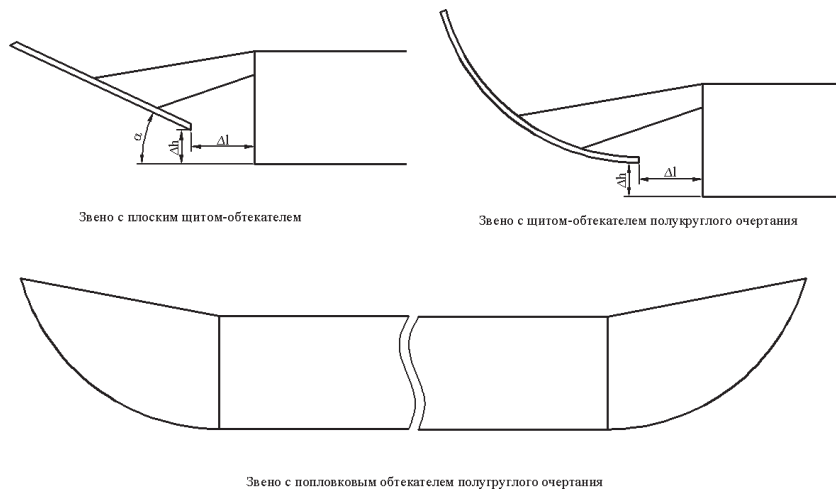


Рис. 4.

плоский щит-обтекатель, имеющий свободу перемещения относительно понтона в вертикальной (Δh) и горизонтальной (Δl) плоскостях и свободу изменения угла наклона щита;

щит-обтекатель полукруглого очертания, крепление к понтону которого позволяло перемещать его в вертикальном (h) и горизонтальном (Δl) направлениях;

поплавковый обтекатель полукруглого очертания.

Отметка верхней кромки каждого из обтекателей выбиралась таким образом, чтобы исключить перелив воды через нее в связи с набеганием потока при больших скоростях.

Следует отметить, что первые два варианта щитов-обтекателей в определенных условиях также работали как поплавки. С увели-

чением скорости потока и падением под днищем статического давления в пространстве между щитом-обтекателем и понтоном началось падение уровня воды, и, как следствие, на щите образовывался перепад, вертикальная составляющая равнодействующей силы которого направлена вверх. Причем такой эффект проявляется только у верхового торца звена. Таким образом, появляется дополнительная составляющая, способствующая изменению дифферента в сторону положительных значений.

На рис. 5 и 6 показаны графики изменения дифферента звена при изменении различных параметров плоского щита-обтекателя и щита-обтекателя полукруглого очертания на глубине 5 м, при которой у звена без обтекателей наблюдается максимальный отрицательный дифферент. На этих рисунках видно, что горизонтальное перемещение щитов-обтекателей и угол наклона плоского щита обтекателя, изменяемый в пределах $15 \div 34^\circ$, в малой степени влияют на величину дифферента, и при скорости потока 2,5 м/с она составляет $2,4 \div 2,9\%$ для плоского щита и $1,6 \div 2,0\%$ — для щита полукруглого очертания. Следует отметить, что величина горизонтального смещения существенно влияет на поведение массы воды, находящейся между щитом-обтекателем и понтоном. При малом выдвигании уровень воды медленно реагирует на изменение скорости и глубины потока, а это нежелательно, учитывая, что в реальных условиях они в течение непродолжительного времени могут значительно меняться. При большом удалении щита от понтона за обтекателем образуется валец, вызывающий значительные колебания всего звена, вследствие чего в удерживающем тросе возникает пульсация силы, увеличивающейся в пиковые моменты многократно по сравнению со средним значением. Оптимальной величиной горизонтального выдвигания щита для испытываемой конструкции звена оказалось $\Delta l = 0,5$ м.

Существенное влияние на дифферент звена оказывает вертикальное смещение щита-обтекателя как плоской, так и полукруглой формы. Из графиков на рис. 5 и 6 видно, что при небольшом изменении расположения щита по вертикали дифферент звена в идентичных условиях может меняться в широком диапазоне. Для вариантов конструкций с параметрами, при которых на глубине 5 м наблюдался положительный дифферент, были проведены эксперименты и на других глубинах. Результаты таких экспериментов с плоским щитом-обтекателем показаны на рис. 7. Эти графики говорят о том, что при таком выбранном расположении плоского щита-обтекателя продольный дифферент при любых условиях остается положительным. Это очень важное качество, гарантирую-

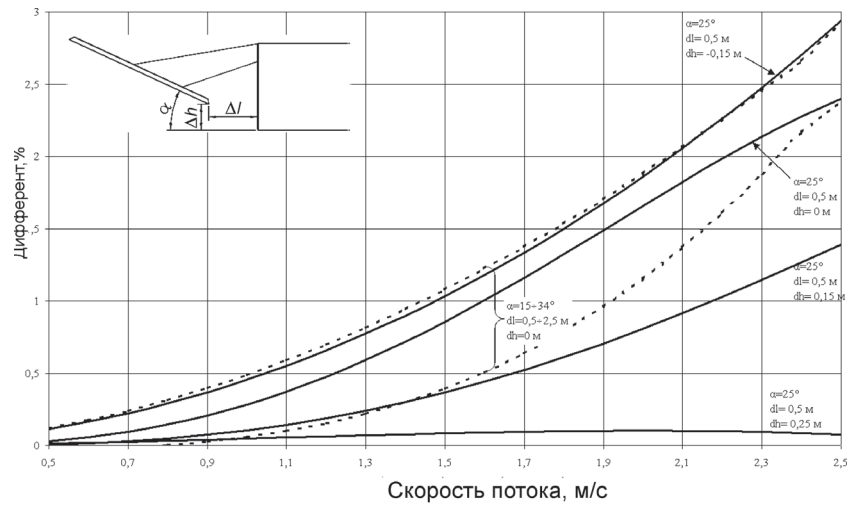


Рис. 5.

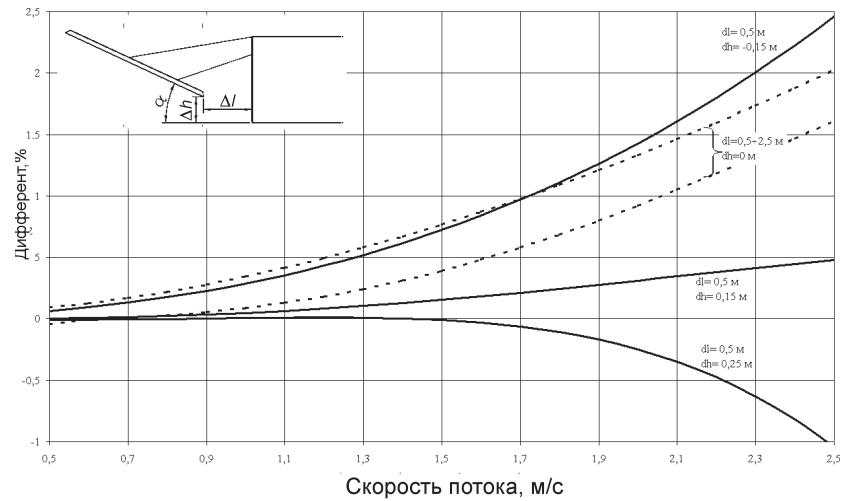


Рис. 6.

щее непотопление звена. При малых глубинах и больших скоростях потока величина дифферента резко увеличивается.

Результаты экспериментов по определению продольного дифферента звена с поплавковым обтекателем полукруглого очертания показаны на рис. 8. С таким обтекателем дифферент также принимает положительные значения при любых скоростях и глубинах потока. Несколько снижается величина дифферента при малых глубинах по сравнению с плоским щитом-обтекателем (рис. 7).

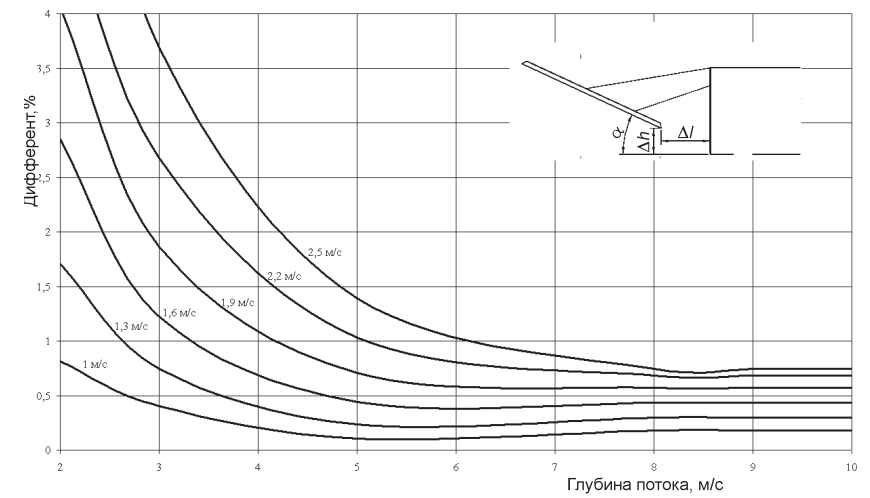


Рис. 7.

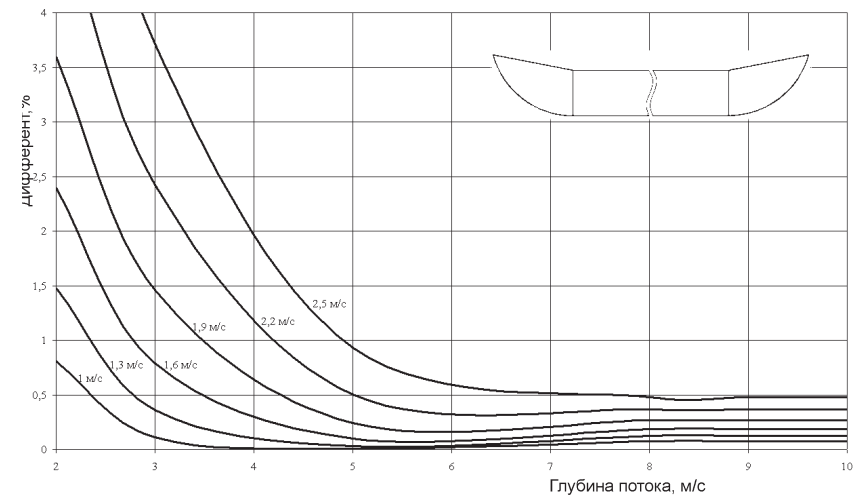


Рис. 8.

Эти эксперименты показывают, что при креплении понтонов к блокам неважно их положение относительно блоков, особенно по вертикали. Нельзя допускать, чтобы поток после обтекания носового понтона набегал на торец блока и отрывался от нижнего ребра блока, создавая под днищем пониженное давление.

Результаты измерений сопротивления звена моста показаны на рис. 9 и 10. На рис. 9 показаны сравнительные графики зависимости гидродинамического сопротивления от скорости потока при

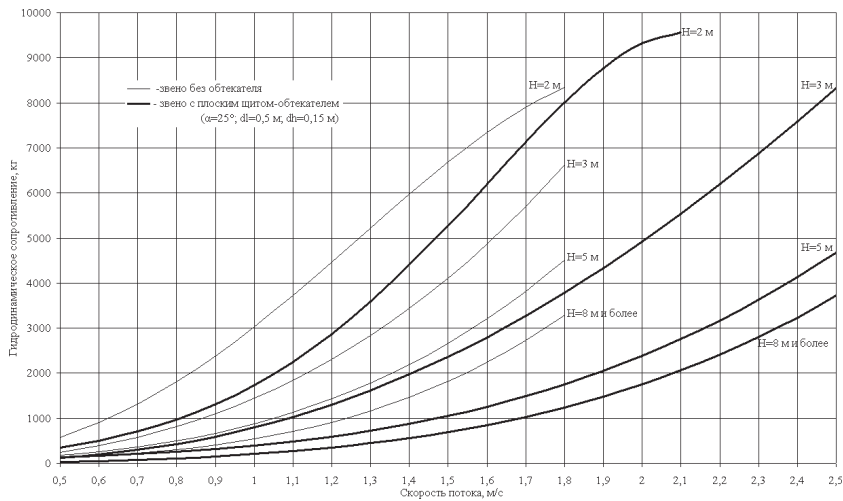


Рис. 9.

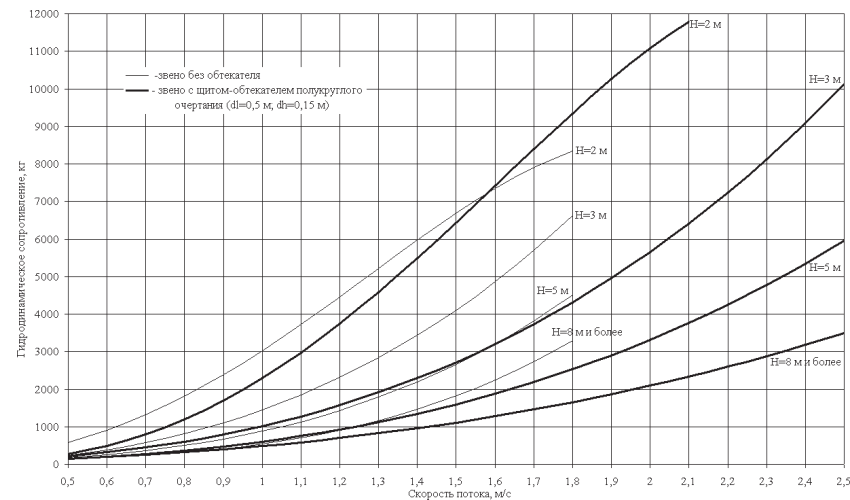


Рис. 10.

разных глубинах для звена моста с плоским щитом-обтекателем и звена без обтекателя. При глубине потока 2 м ($\frac{t}{h} = 0,51$) и скорости 1,8 м/с снижение сопротивления едва заметно. При меньших скоростях потока на той же глубине гидродинамическое сопротивление незначительно снижается, например, при скорости 1,3 м/с сопротивление звена с плоским щитом-обтекателем меньше на ~30%.

Однако с небольшим увеличением глубины влияние щита-обтекателя становится существенным. Уже на глубине 3 м ($\frac{t}{h} = 0,34$) снижение гидродинамического сопротивления составляет более 40%. С дальнейшим ростом глубины потока влияние щита-обтекателя на снижение сопротивления звена продолжает увеличиваться, и на глубине 8 м ($\frac{t}{h} = 0,13$), при которой перестает сказываться мелководье, сопротивление звена снижается более чем в 2,5 раза. На рис. 10 приведены аналогичные графики для звена со щитом-обтекателем полукруглого очертания, здесь на глубине 2 м гидродинамическое сопротивление звена с установленным обтекателем практически остается таким же, а при скоростях потока 1,6 ÷ 1,8 м/с даже выше сопротивления звена без обтекателя. Улучшение от установки щита-обтекателя полукруглой формы начинает проявляться также с глубины 3 м, и за пределами зоны мелководья при глубинах больше 8 м снижение гидродинамического сопротивления достигает около 50%.

Лабораторные испытания модели звена понтонного моста позволяют сделать следующие выводы, которые будут справедливы и при транспортировке наплавных блоков ГЭС:

у тел с плохообтекаемой носовой частью появляется обратный дифферент, что приводит к различным негативным эффектам, основным из которых является возможность затопления тела. В определенных условиях в зоне мелководья величина отрицательного дифферента увеличивается;

зона мелководья, в которой многократно увеличивается гидродинамическое сопротивление тела, распространяется на отношение

$$\text{осадки к глубине } \frac{t}{h} > 0,12 ;$$

в условиях мелководья транспортировка блоков более 2 м/с невозможна, т.к. это предельная скорость набегающего потока, допустимая (в редких случаях) для плохо обтекаемой конструкции. При этом скорость движения транспортируемого блока относительно берега будет равна нулю;

устройством обтекателя можно существенно снизить гидродинамическое сопротивление наплавного блока, как в условиях мелководья, так и на глубокой воде;

при выборе конструкции обтекателя следует применять такой обтекатель, который обеспечивает безотрывное обтекание нижней

кромки (передней части днища) для предотвращения появления обратного дифферента во всем диапазоне глубин и скоростей потока, возможных при транспортировке блока;

для каждого конкретного условия транспортировки блоков путем модельных исследований должны быть получены предельные условия глубин и скоростей потока, при которых транспортировка возможна.

РАСЧЕТ РАЗМЕРА ВРЕДА ПРИ АВАРИЯХ ПЛОТИН ВОДОХРАНИЛИЩ

*Радкевич Д.Б., Школьников С.Я., Чернилова Е.А. (ЗАО «НТЦ
Гидротехбезопасность»)*

В соответствии с Федеральным законом «О безопасности гидротехнических сооружений» [1] собственник гидротехнического сооружения или эксплуатирующая организация обязаны формировать финансовое обеспечение гражданской ответственности за вред, который может быть причинен в результате аварии гидротехнических сооружений. Сведения о величине финансового обеспечения гражданской ответственности владельца гидротехнических сооружений (собственника или эксплуатирующей организации) должны приводиться в декларации безопасности гидротехнических сооружений (ГТС) [2].

Величина финансового обеспечения гражданской ответственности определяется исходя из оцененного в рублях размера максимального вреда, который может быть причинен жизни, здоровью физических лиц, имуществу физических и юридических лиц в результате аварии гидротехнического сооружения. При наличии у владельца гидротехнических сооружений двух и более сооружений величина финансового обеспечения ответственности определяется исходя из наибольшего значения вероятного вреда, который может быть причинен в результате аварии одного из гидротехнических сооружений [3].

Расчет вероятного вреда утверждается владельцем гидротехнического сооружения и согласовывается им с органами исполнительной власти субъектов Российской Федерации, на территории которых может быть причинен этот вред, в порядке, устанавливаемом администрацией субъекта РФ. Величину финансового обеспечения ответственности определяет федеральный орган исполнительной

власти, осуществляющий в пределах своих полномочий государственный надзор за безопасностью гидротехнических сооружений, на основании представляемых ему владельцем гидротехнического сооружения «Расчета вероятного вреда» и других документов, необходимых для обоснования величины финансового обеспечения ответственности [3, 4].

В настоящее время в России действуют три нормативных документа, устанавливающих методику определения размера вреда при возможной аварии ГТС [5 – 7], предназначенные для применения к сооружениям объектов энергетики [5], промышленности [6] и водного транспорта [7]. Для гидротехнических сооружений водохозяйственного и мелиоративного назначения специализированная «Методика» в настоящее время не разработана; для этих сооружений, как правило, используется [5]. Методики [6] и [7] по существу повторяют методику расчета размера вероятного вреда, разработанную для ГТС объектов энергетики. Было бы целесообразным разработать на основе [5] универсальную методику, пригодную для всех ГТС и, вместе с тем, позволяющую при использовании учесть отличительные стороны конкретных ГТС¹.

Порядок выполнения расчетов вероятного вреда [4] устанавливает, что основными составляющими по определению вероятного вреда являются прогнозы:

количества людей, которые могут погибнуть и пропасть без вести, кроме физических лиц, являющихся работниками гидротехнического сооружения, при исполнении ими служебных обязанностей на территории гидротехнического сооружения;

количества людей, которые могут быть травмированы и нуждаться в госпитализации, кроме физических лиц, являющихся работниками гидротехнического сооружения, при исполнении ими служебных обязанностей на территории гидротехнического сооружения;

количества работников эксплуатирующей организации, которые могут погибнуть и пропасть без вести при исполнении ими служебных обязанностей на территории гидротехнического сооружения;

количества работников эксплуатирующей организации, которые при исполнении ими служебных обязанностей на территории гидротехнического сооружения могут быть травмированы и нуждаться в госпитализации;

ущерба основным и оборотным фондам предприятий, кроме основных и оборотных фондов владельца гидротехнического сооружения;

¹В [8] описаны особенности возможных аварий судоходных шлюзов, не учтенные в методике [7]

ущерба готовой продукции предприятий, кроме продукции владельца гидротехнического сооружения;

ущерба организациям транспорта и связи, жилому фонду, имуществу граждан, сельскохозяйственному производству, лесному фонду (лесозаготовительным организациям) от потери леса как сырья по рыночным ценам, ущерба лесному фонду от затопления и гибели лесов по фактическим затратам на восстановление леса, от сброса опасных веществ (отходов) в окружающую среду, а также ущерба, вызванного нарушением водоснабжения из-за аварий водозаборных сооружений;

расходов на ликвидацию последствий аварии.

Отметим, что действующие «Методики ...» [5 – 7] учитывают реальный прямой вред от аварий, исключая упущенную выгоду из-за прекращения производства.

В [5] и [7] расходы на ликвидацию последствий аварии определяются как затраты на:

эвакуацию людей из зоны бедствия;

разборку завалов, обрушившихся строений, расчистку от вынесенного грунта;

ликвидацию ледовых заторов;

восстановление водоснабжения, электроснабжения и теплоснабжения по временной схеме;

единовременную выплату населению;

прочие расходы, связанные с обеспечением необходимых условий проживания населения, затронутого гидродинамической аварией.

В [6] сказано, что расходы, связанные с ликвидацией последствий аварии (I_5), определяются по формуле:

$$I_5 = \Pi_{\text{л}} + \Pi_{\text{р}}, \quad (1)$$

где $\Pi_{\text{л}}$ — расходы, связанные с локализацией и ликвидацией аварии; $\Pi_{\text{р}}$ — расходы, связанные с расследованием аварии.

В расходы, связанные с локализацией и ликвидацией аварии ($\Pi_{\text{л}}$), рекомендуется включать следующие затраты:

непредусмотренные выплаты заработной платы (премии) персоналу при ликвидации (и локализации) аварии;

стоимость электрической (и иной) энергии;

стоимость материалов, израсходованных при ликвидации аварии;

стоимость услуг специализированных организаций по ликвидации последствий аварии.

В расходы на расследование ($\Pi_{\text{р}}$) рекомендуется включать:

оплату труда членов комиссии по расследованию аварии (в т.ч. командировочные расходы);

затраты на научно-исследовательские работы и мероприятия, связанные с рассмотрением причин аварии;

стоимость услуг экспертов, привлекаемых для расследования причин аварии.

Источниками информации для определения потерь могут служить: материалы расследования причин аварий; счета сторонних организаций; данные ликвидации ЧС, связанных с авариями ГТС; данные страховых компаний и др.

Для ликвидации последствий гидродинамических аварий, как правило, должны быть предусмотрены следующие меры:

эвакуация людей из зоны бедствия;

разборка завалов и обрушившихся строений;

восстановление электроснабжения, теплоснабжения и пр. по временной схеме;

единовременная выплата населению;

прочие расходы, связанные с обеспечением необходимых условий проживания населения, затронутого гидродинамической аварией.

Текст «Методики» [6], касающийся оценки расходов на ликвидацию последствий аварии, с нашей точки зрения, труднопонимаем и требует корректировки, но его рекомендации, по сути дела, отличаются от рекомендаций [5 – 7] лишь включением в состав затрат на ликвидацию последствий аварии затрат на расследование ее причин.

Прочие виды вреда — виды вреда, причиненного физическим и юридическим лицам, которые невозможно прогнозировать заранее.

С нашей точки зрения, включение в состав ущербов от возможных аварий ГТС плотин затрат на ликвидацию последствий аварии и прочих видов ущербов повышает надежность выполняемых оценок; было бы целесообразно включить эти виды ущерба и в перечень прогнозируемых видов вреда, что обеспечило бы более полный учет фактически причиняемого вреда.

«Методика» [5] предусматривает четыре метода оценки ущербов от возможной аварии ГТС:

метод детальной оценки (инвентаризация на основе экспедиционного обследования);

планшетный метод оценки (метод с использованием карт, в том числе — с использованием современных ГИС-технологий);

метод укрупненных показателей, базирующийся на макроэкономических показателях региона и гипотезах о том, что:

1. Ущерб объектам, расположенным в населенных пунктах, пропорционален населению зоны разрушения (ниже этот вопрос будет обсужден подробнее);

2. Ущерб предприятиям транспорта и связи пропорционален протяженности автодорог в зоне затопления;

метод ориентировочной оценки.

Метод планшетной оценки, по-видимому, является наиболее перспективным. Возможно создание электронных карт, содержащих подробную информацию не только о топографии местности, но и о расположении объектов хозяйственного назначения и их стоимости. В таких картах могут быть заинтересованы различные пользователи — государственные органы, хозяйственники, страховые компании и т.д., что должно снизить их стоимость. Использование таких карт и соответствующего матобеспечения позволит дать наиболее объективную и, вместе с тем, оперативную оценку ущерба от аварии. Однако в настоящее время такие карты отсутствуют или являются малодоступными.

Метод детальной оценки, как наиболее достоверный, рекомендован для наиболее ответственных и наиболее опасных гидроузлов, а метод укрупненных показателей — для менее значимых гидроузлов. В реальности, однако, область применения этих методов иная. Для крупных гидроузлов сбор информации о расположении в нижнем бьефе хозяйственных объектов и их высотная «привязка» представляют крайне тяжелую, практически невыполнимую задачу. В этой ситуации и следует использовать метод укрупненных показателей. Для сравнительно небольших объектов целесообразно использовать метод детальной оценки.

Метод ориентировочной оценки описан в [5] недостаточно подробно. Следует доработать этот метод, учитывая, что он может быть эффективно использован для идентификации потенциально опасных ГТС и определения размера вреда при авариях ГТС 3 и 4 классов.

«Методика» [6], как и [5], предусматривает четыре метода оценки вреда от аварии, но состав этих методов не полностью совпадает с рекомендациями [5]. Перечислим эти методы:

- основной метод, не носящий в [6] специального названия;
- метод аналогий;
- метод укрупненных показателей;
- метод экспертных оценок.

Основной метод оценки размера вреда [6] в идейном смысле близок к методу детальной оценки [5], но отличается от него в следующих вопросах:

1. Метод группирует основные составляющие вреда в соответствии с требованиями «Порядка ...» [4];
2. В отличие от алгоритма метода детальной оценки [5], алго-

ритм метода [6] перегружен деталями. В качестве примера рассмотрим рекомендации [6] по определению ущерба основным производственным фондам:

Ущерб основным производственным фондам определяется как сумма:

$$I_1 = \Pi_{\text{офю}} + \Pi_{\text{офп}}, \quad (2)$$

где $\Pi_{\text{офю}}$ — потери в результате уничтожения основных производственных фондов;

$\Pi_{\text{офп}}$ — потери в результате повреждения основных производственных фондов.

При гидродинамических авариях степень разрушения зданий и сооружений (степень утраты остаточной стоимости) может определяться исходя из параметров гидродинамической аварии в зоне затопления (силового воздействия волны прорыва на здания и сооружения) в соответствии с Табл. ПЗ.1. Приложения 3.

$\Pi_{\text{офю}}$ рекомендуется рассчитывать по формуле:

$$\Pi_{\text{офю}} = \sum_{i=1}^n (S_{oi} - (S_{mi} + S_{yi})), \quad (3)$$

где S_{oi} — стоимость замещения (при затруднительности ее определения — остаточная стоимость) i -го вида уничтоженных основных фондов, руб.; S_{mi} — стоимость материальных ценностей, годных для дальнейшего использования, i -го вида уничтоженных основных фондов, руб.; S_{yi} — утилизационная стоимость i -го вида уничтоженных основных фондов, руб.; n — число видов уничтоженных основных фондов.

Разумеется, при конкретных расчетах оценка того, какая доля стоимости i -го вида основных фондов будет уничтожена аварией и потребует восстановления, какая доля окажется пригодной для дальнейшего использования, а так же какова утилизационная стоимость уничтоженных основных фондов, невозможна и в реальности столь высокая детализация расчетов не может быть осуществлена.

«Методика» [7] рекомендует практически те же методы, что и [5] (без метода ориентировочной оценки), но, с нашей точки зрения, правильнее определяет области применимости этих методов:

метод детальной оценки предназначен для аварий ГТС, порождающих локальные последствия, и использующий данные экспедиционных исследований территории возможной чрезвычайной ситуации, вызванной аварией ГТС;

планшетный метод оценки предназначен для аварий ГТС, порождающих местные чрезвычайные ситуации, и использующий информацию об отдельных объектах, содержащуюся в геоинформационных базах данных и системах (ГИС);

метод укрупненных показателей предназначен для аварий СГТС, порождающих чрезвычайные ситуации в масштабах региона и более, и использующий статистические данные экономического развития регионов и плотности расселения населения в этих регионах.

«Порядок ...» [4] не требует определения социального вреда в денежном выражении. В то же время, в соответствии с требованиями «Правил ...» [3], «величина финансового обеспечения ответственности определяется исходя из оцененного в рублях размера максимального вреда, который может быть причинен жизни, здоровью физических лиц, имуществу физических и юридических лиц в результате аварии гидротехнического сооружения». В методиках детальной оценки вреда [5, 7] и основном методе «Методики ...» [6] прописан расчет социального вреда в денежном выражении; в методе укрупненных показателей он проводится лишь в натуральных показателях. В практике декларирования безопасности ГТС имеются различные толкования вопроса о необходимости определения размера социального вреда; в значительной степени решение о том, требуется ли приводить эти оценки в денежном выражении или достаточно натуральных показателей, принимается волевым порядком. Этот вопрос тоже требует доработки. В расчетный размер причиняемого вреда должны входить все виды ущерба третьим лицам, при которых возникает гражданская ответственность владельца потенциально опасных ГТС.

Наиболее тяжелые последствия причиняют аварии плотин крупных водохранилищ. Как правило, такие водохранилища имеют комплексное назначение и используются для целей гидроэнергетики, питьевого, сельскохозяйственного и технического водоснабжения, рыбного хозяйства и т.д. Такие плотины также формально могут иметь различную ведомственную принадлежность. Так, гидроузлы Рыбинского и Угличского водохранилищ считаются сооружениями преимущественно энергетического назначения и «Расчет размера вреда ...» для них должен выполняться в соответствии с рекомендациями [5], а гидроузел Шекснинского водохранилища, расположенный, как и Угличский гидроузел, в верхнем бьефе Рыбинского гидроузла и имеющий в своем составе ГЭС, считается сооружением преимущественно судоходного назначения и «Расчет размера вреда ...» для этого гидроузла должен выполняться в соответствии с рекомендациями [7].

Методики расчетов размера вероятного вреда [5] – [7] в большей степени ориентированы на аварии плотин водохранилищ, нежели на аварии ГТС других типов [8]. Однако опыт проведения расчетов размера вреда выявил ряд дефектов этих документов, вызывающих сомнения в результатах выполненных оценок и ведущих к неоднозначности таких оценок, затрудняющих их согласование в органах исполнительной власти субъектов РФ. Некоторые такие дефекты были обсуждены в [9, 10]. Остановимся подробнее на некоторых дефектах, пока не обсуждавшихся специалистами, но, как нам представляется, относящихся к наиболее значительным.

Дефект 1. В действующих методиках [5 – 7] нет четкого разделения между оценкой величины собственности, размещенной в зоне возможного затопления, и оценкой ущерба от аварии. Так, в [5 – 7] содержатся аналогичные друг другу рекомендации по методу укрупненных показателей оценки ущербов от возможной аварии основным фондам предприятий I_1 , готовой продукции предприятий I_2 , жилому фонду и личной собственности граждан I_3 , основанные на гипотезе о том, что стоимость этих видов собственности в зоне затопления пропорциональна населению этой зоны. Так как подход к определению этих видов ущербов одинаков, ограничимся более подробным рассмотрением того, как именно рекомендуется в [5 – 7] оценивать ущерб основным фондам предприятий. Расчет ущерба основным фондам производится по формуле:

$$I_1 = I_{1(\text{фон})} \cdot (S_1 \cdot K_1 \cdot P_1 + S_2 \cdot K_2 \cdot P_2 + S_3 \cdot K_3 \cdot P_3), \quad (4)$$

где I_1 — ущерб основным производственным фондам; $I_{1(\text{фон})}$ — общая балансовая стоимость основных производственных фондов субъекта Российской Федерации, отнесенная к единице его территории; S_1, S_2, S_3 — площадь соответственно зон сильных, средних и слабых разрушений;

$$I_{1(\text{фон})} = \frac{C}{S}, \quad (5)$$

где: C — общая балансовая стоимость основных производственных фондов субъекта Федерации без объектов транспорта и связи, степень разрушения (утраты балансовой стоимости) составляет $K_1 = 0,7$ в зоне сильных разрушений; $K_2 = 0,3$ в зоне средних разрушений, $K_3 = 0,1$ в зоне слабых разрушений; S — площадь территории субъекта Федерации; P_1, P_2, P_3 — коэффициенты концентрации основных фондов на территории зон, соответственно сильных, средних и слабых разрушений; P_i — плотность насе-

ления в зонах соответственно сильных ($i = 1$), средних ($i = 2$) и слабых ($i = 3$) разрушений.

$$P_i = \frac{P_i}{P}, \quad (6)$$

где P — средняя плотность населения субъекта Российской Федерации. Степень разрушения K_1, K_2, K_3 назначается по гидродинамическим характеристикам наводнения: максимальной глубине затопления, максимальной скорости течения и продолжительности затопления в соответствии с табличными данными [5 – 7].

По существу здесь проведена оценка величины основных фондов предприятий C_i , размещенных в зонах сильных, средних и слабых разрушений:

$$C_i = C \frac{S_i}{S} \frac{P_i}{P} = C \frac{n_i}{N}, \quad (7)$$

где n_i — население зоны разрушений i -й степени, а затем выполнена оценка величины ущербов основным фондам предприятий этих зон по формуле:

$$I_1 = C_1 \cdot K_1 + C_2 \cdot K_2 + C_3 \cdot K_3. \quad (8)$$

Формула (5) имеет ясный смысл, она должна применяться и при детальном методе оценки вреда. Отличие должно заключаться лишь в том, что величины основных фондов предприятий зоны возможного разрушения должны быть определены не при помощи формулы (4), а выяснены у владельцев соответствующих предприятий, специалистов-оценщиков, в органах государственной власти или у других лиц, обладающих информацией о величине этой собственности.

Рекомендации по методу детальной оценки величины ущерба [5 – 7] не позволяют выделить основные составляющие вреда от аварии, прогноз которых требуется выполнить в соответствии с [4]. Как отмечалось выше, и основной метод «Методики» [6] имеет алгоритм, практически невыполнимый в реальных задачах. Несмотря на большое количество недоработок [9, 10], основной подход метода укрупненных показателей достаточно логичен и удовлетворяет требованиям [4].

Разделение операций оценки величины собственности и величины ущерба этой собственности из-за аварии позволила бы использовать общую схему оценки вреда при любых используемых методах оценки величины собственности в зонах возможного затопления.

Дефект 2. В [5 – 7], так же, как и в [4], не даны определения различных видов ущербов, что позволяет трактовать эти ущербы неоднозначно.

Для пояснения ситуации рассмотрим подробнее способы оценки ущербов основным фондам предприятий I_1 и сельскохозяйственному производству I_6 , рекомендованные при использовании метода укрупненных показателей. При оценке ущербов основным фондам предприятий I_1 , оборотным фондам предприятий $I_{об}$ и готовой продукции предприятий I_2 стоимость соответствующих сегментов собственности принимается пропорциональной населению этих населенных пунктов. Это относится и к городам, и к сельским населенным пунктам, в которых преобладают предприятия сельскохозяйственной отрасли. Ущерб сельскохозяйственному производству I_6 принимается в размере 50% от стоимости земли по действующим нормативам восстановления. При этом площадь нарушений принимается равной 40% от общей площади затопленных сельхозугодий:

$$I_6 = 0,5 \cdot 0,4 S_{с.х.} K_{норм.с}, \quad (9)$$

где I_6 — ущербы сельскохозяйственному производству; $S_{с.х.}$ — площадь сельхозугодий, расположенных в зоне катастрофического затопления, га; $K_{норм.с.}$ — средний по субъекту Российской Федерации норматив стоимости освоения новых земель взамен изымаемых сельскохозяйственных угодий (значения $K_{норм.с.}$ для регионов России приведены в [5 – 7]).

Таким образом, ущерб сельскохозяйственному производству связывается с затоплением сельхозугодий. Ущерб основным фондам сельхозпредприятий (машинному парку, постройкам и т.д.), их оборотным фондам и готовой, но нереализованной продукции, попадают в состав ущерба основным и оборотным фондам предприятий I_1 и $I_{об}$, готовой продукции предприятий I_2 . Явным образом это нигде не сказано и ни может не вызывать неоднозначное толкование.

С нашей точки зрения, в нормативные документы, регламентирующие расчет размера вероятного вреда при авариях ГТС, следовало бы включить раздел «Термины и определения», в котором должны быть даны следующие определения:

Ущерб основным фондам предприятий — ущерб зданиям, сооружениям, машинам и механизмам, тягловому скоту, маточному поголовью сельскохозяйственных, птицы, рыбы, используемым предприятиями (кроме предприятий транспорта и связи) в их производственной деятельности.

Ущерб оборотным производственным фондам — ущерб зданиям, сооружениям, машинам и механизмам, принадлежащим предприятиям (кроме предприятий транспорта и связи), но не используемым в их производственной деятельности (недостроенным, не полностью укомплектованным и т.д.), недоделанной и не готовой для реализации продукции, сырью, сельскохозяйственным животным, птице, рыбе (кроме тяглового скота и маточного поголовья) и т.д.

Ущерб готовой продукции предприятий² — ущерб готовой для реализации, но не проданной продукции предприятий, хранящейся до реализации на складах.

Ущерб элементам транспорта и связи — ущерб основным и оборотным средствам предприятий транспорта и связи — зданиям, транспортным магистралям, судам, автомобильному парку, подвижному составу, трубопроводам, кабелям, линиям электропередач, используемым предприятиями транспорта и связи в их производственной деятельности.

Ущерб жилому фонду и имуществу граждан — ущерб жилью, постройкам бытового назначения, личному имуществу граждан, кроме части имущества, используемой ими в производственной, предпринимательской и коммерческой деятельности, зданиям общественного назначения (школам, больницам, санаториям, детским лагерям, зданиям, используемым органами государственной власти и т.д.), культовым зданиям, зданиям и сооружениям городской или сельской инфраструктуры (водоснабжения, канализации и т.д.).

Расходы на ликвидацию последствий аварии — затраты на меры по ликвидации последствий аварии:

- эвакуацию людей из зоны бедствия;
- разборку завалов, обрушившихся строений, расчистку от вынесенного грунта;
- ликвидацию ледовых заторов;
- восстановление водоснабжения, электроснабжения и теплоснабжения по временной схеме;
- единовременные выплаты населению;
- прочие расходы, связанные с обеспечением необходимых условий проживания населения, затронутого гидродинамической аварией.

Ущерб сельскохозяйственному производству включает ущерб от затопления полей и пастбищ, исключая ущербы зданиям, сооружениям и машинному парку сельскохозяйственного назна-

² Готовая продукция предприятий — составная часть оборотных средств предприятий и целесообразность выделения этого элемента ущербов из ущербов оборотным средствам вызывает сомнения

чения, а так же животноводству, которые относятся к ущербу основным и оборотным средствам сельхозпредприятий.

Ущерб лесному хозяйству состоит из двух составляющих — ущерб лесу как сырью и затраты на восстановление лесного фонда, пострадавшего при аварии ГТС.

Ущерб окружающей среде от сброса в нее опасных веществ — потеря стоимости объектов природы из-за сброса в нее опасных веществ.

Ущерб, вызванный нарушением питьевого водоснабжения из-за аварии водозаборных сооружений верхнего бьефа включает в себя ущерб от разрушения насосных станций и порчи оборудования из-за резкого падения уровня воды и вызванных им оползней, а так же затраты на организацию временного водоснабжения, проектирование и восстановления постоянного водоснабжения за исключением ущерба объектам водоснабжения в нижнем бьефе, который учитывается в состав ущерба благоустройству населенных пунктов нижнего бьефа, включаемого в ущерб жилому фонду и личной собственности граждан.

Ущерб объектам водного транспорта — ущерб основным и оборотным средствам предприятий водного транспорта, нанесенный в верхнем бьефе гидроузла, а также транспортным сооружениям, входящим в состав напорного фронта гидроузла, за исключением ущерба, нанесенного в нижнем бьефе, который включается в ущерб элементам транспорта и связи.

Ущерб рыбному хозяйству — ущерб предприятиям, занимающимся промышленным рыболовством в верхнем бьефе, обусловленный гибелью рыбы.

Прочие виды реального ущерба³ — ущербы, причиненные физическим и юридическим лицам, которые сложно заранее прогнозировать.

Дефект 3. В действующих нормативных документах [3, 4] и в соответствующих Распоряжениях администрации субъектов РФ не установлен процесс согласования и утверждения «Расчета размера вреда ...», а так же обязанности соответствующих государственных органов исполнительной власти субъектов РФ по проведению этих работ. В результате прохождения документации во многих случаях сопровождается необоснованными отказами в согласовании проведенных «Расчетов размера вероятного вреда ...». Так, в отказах в согласо-

³ В «Порядке ...» [4] прочие виды реального ущерба не обозначены. Такие ущербы предусмотрены в «Методиках ...» [5 – 7] при использовании метода укрупненных показателей. По-видимому, этот элемент общего прямого вреда от аварии следует включать и при использовании метода детальной оценки ущерба

нии этих документов властями субъектов Федерации встречались требования выполнения расчетов исключительно организациями, «прошедшими аккредитацию на право осуществления деятельности в области гражданской обороны, защиты населения и территорий от чрезвычайных ситуаций, обеспечения пожарной безопасности и безопасности людей на водных объектах ...», а также нанесения на карту зоны затопления зон катастрофических, сильных, средних и слабых воздействий на население» и т.д. В некоторых случаях сотрудники органов власти субъектов Федерации требовали дважды учесть один и тот же вид вреда. Расходы на ликвидацию последствий аварии включают в себя разборку завалов, обрушившихся строений, расчистку от вынесенного грунта, а в одном из субъектов Федерации требовали сверх того отдельной строкой учесть затраты на разборку разрушенных строений и вывоз мусора.

Дефект 4. В действующих нормативных документах [4 – 7] не предусмотрена оценка некоторых существенных видов реального прямого вреда: ущерба владельцу водохранилища из-за потери воды и прекращения или ограничения водопользования (в России в большинстве случаев водохранилища принадлежат Российской Федерации).

Отметим также, что за период декларирования безопасности ГТС и проведения расчетов вреда от возможных аварий накопился ряд вопросов, решение которых требует специальных научно-исследовательских проработок, которые не могут быть проведены специалистами по гидротехнике, речной гидравлике или экономике водного хозяйства. К таким проработкам следует отнести:

оценку числа жертв возможной гидродинамической аварии с учетом погодных условий и температуры воды в прорывном потоке;

разработку рекомендаций по последствиям возможной эвакуации населения из зоны возможного затопления (время, необходимое на организацию срочной эвакуации населения, затраты на эвакуацию, учет возможного увеличения заболеваемости и смертности среди эвакуируемых людей) с учетом сезона, погодных условий, территориальных особенностей (горная местность, таежные районы, районы крайнего севера и т.д.);

экономическую и социальную оценку последствий возможного прекращения электроснабжения (в тех случаях, когда замещение энергии аварийных электростанций невозможно и авария приводит к тяжелым социальным последствиям — гибели или травмированию людей, поломке оборудования, выбросам загрязнителей в окружающую среду и т.д.), теплоснабжения населен-

ных пунктов (в тех же условиях), техводоснабжения (при условии опасности поломки оборудования, выбросов загрязнителей в окружающую среду и т.д.), ирригационного водоснабжения сельхозугодий (при условии гибели многолетних насаждений, но не текущего урожая, потеря которого относится к упущенной выгоде).

По-видимому, следует так же пересмотреть некоторые вопросы, касающиеся оценки степени повреждения зданий и сооружений в зоне возможного разрушения и дополнить данные о степени повреждений иногда встречающимися в расчетах объектами: теплицами и парниками, различного рода машинами, стоящими на открытых площадках, набережными, пристанями и т.д.

Кроме того, вызывает сомнения подход к определению степени разрушения мостов. В соответствии с рекомендациями [5 – 7], степень разрушения мостов связана с глубиной затопления, скоростью течения и продолжительностью затопления. Аналогичным образом в [5 – 7] оценивается степень разрушения жилых и промышленных зданий, шоссе и железных дорог. Для всех этих сооружений такой подход к грубой оценке последствий затопления представляется обоснованным, но для мостов он вызывает сомнения. Мостовое строение часто располагается на большой высоте и не может быть затоплено даже при значительном подъеме воды. Причиной разрушения таких мостов могут явиться не затопления, а размыв основания и динамическое воздействие потока на опоры. Непонятно, где именно скорость должна превысить приведенную в табличных данных [5 – 7], чтобы возникли разрушения моста. Приведенное в [5 – 7] значение скорости течения, при котором бетонные и металлические мосты получают тяжелые разрушения, 3 м/с, в действительности могут реализовываться в подмостовых отверстиях многих мостов в проектных условиях и не вызывать разрушений вообще. По-видимому, степень разрушения мостов должна быть связана с превышением того расхода воды, на пропуск которого рассчитан мост.

Назрела необходимость переработки нормативно-методической базы оценки размера вреда от возможных аварий ГТС. При проведении переработки соответствующих документов необходимо их широкое обсуждение в среде специалистов с привлечением научных и проектных организаций.

ЛИТЕРАТУРА

1. **Федеральный закон** Российской Федерации №117-ФЗ «О безопасности гидротехнических сооружений». Принят Государственной Думой 23 июня 1997 г.

2. **Положение** о декларировании безопасности гидротехнических сооружений. Утверждено Постановлением Правительства Российской Федерации от 6.11.1998 г. № 1303.
3. **Правила** определения величины финансового обеспечения гражданской ответственности за вред, причиненный в результате аварии гидротехнического сооружения. Утверждены Постановлением Правительства Российской Федерации от 18 декабря 2001 г. № 876.
4. **Порядок** определения размера вреда, который может быть причинен жизни, здоровью физических лиц, имуществу физических и юридических лиц в результате аварии гидротехнического сооружения. Утвержден приказом МЧС РФ, МПР, Минтранса РФ и Госгортехнадзора РФ от 18.05.2002 г. №243/15/270/68/89. Зарегистрирован в Минюсте РФ 3 июня 2002 г. Регистрационный №3493.
5. **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. Утверждена Приказом МЧС РФ и Минэнерго РФ от 29.12.2003 г. № 776/508.
6. **РД 03-626-03.** Методика определения размера вреда, который может быть причинен жизни, здоровью физических лиц, имуществу физических и юридических лиц в результате аварий гидротехнического сооружения предприятий. Утверждена Приказом МЧС России и Госгортехнадзора от 15.08.2003 № 482/175а.
7. **Методика** определения размера вреда, который может быть причинен жизни, здоровью физических лиц, имуществу физических и юридических лиц в результате аварии судоходных гидротехнических сооружений. Утверждена Приказом МЧС России и Минтранса России от 02.10.2007г. № 528/143.
8. **Есиновский В.А., Мельник Г.В., Цветков А.И., Секисова И.А., Школьников С.Я.** Особенности определения размера вреда жизни, здоровью, имуществу физических и юридических лиц в результате аварий судоходных гидротехнических сооружений // Гидротехническое строительство. – М., 2009. – №6.
9. **Троицкий А.В., Школьников С.Я.** Опыт применения методики укрупненной оценки ущербов при гидродинамической аварии гидротехнических сооружений. //Безопасность энергетических сооружений (БЭС). Вып. 15. – М.: НИИЭС, 2005.
10. **Школьников С.Я.** Порядок и методика расчета размера вероятного вреда, причиняемого в случае аварии гидротехнического сооружения // Энергоназор и энергобезопасность, 2007. – №4.
11. **РД 153-34.2-002-01.** Временная методика оценки ущерба, возможно вследствие аварии гидротехнического сооружения.
12. **СНиП 33-01-2003.** Гидротехнические сооружения. Основные положения. Госстрой России. – М., 2004.

ГИДРОМЕХАНИЧЕСКИЕ ПЕРЕХОДНЫЕ ПРОЦЕССЫ И СИЛОВЫЕ ВОЗДЕЙСТВИЯ НА АГРЕГАТЫ ГЭС

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

Текущий этап развития гидроэнергетики характеризуется не столько новым строительством, сколько реконструкцией и модернизацией ГЭС с заменой старого изношенного оборудования, причем заметной тенденцией является стремление к повышению максимальной мощности гидроагрегатов.

Это означает, что существующий проточный тракт должен пропускать расходы больше первоначально запроектированных, и скорости потока увеличатся. Соответственно должны возрасти инерционные показатели напорных водоводов T_w . Напротив, инерционные показатели гидрогенераторов T_A снижаются, поскольку конструкции современных электрических машин обладают, как правило, меньшей удельной металлоемкостью.

Создается коллизия, когда для снижения максимальной частоты вращения агрегата при сбросах нагрузки скорость закрытия направляющего аппарата (НА) турбины желательнее увеличить, в то же время возросшая инерционность проточного тракта требует уменьшить скорость закрытия НА во избежание недопустимого повышения давления в водоводах.

В установках с радиально-осевыми (РО) турбинами это может угрожать безопасности водоводов, хотя в общем случае имеющийся запас прочности способен предотвратить разрушение. Гораздо серьезнее обстоит дело в установках с поворотно-лопастными (ПЛ) турбинами, где к уже упомянутым факторам роста T_w и снижения T_A добавляется понижение минимального уровня нижнего бьефа из-за размыва русла.

Поскольку пригрузка (давление) со стороны нижнего бьефа из-за размыва уменьшается, а скорости потока под рабочим колесом из-за увеличения мощности увеличиваются — возрастает опасность возникновения вакуума и разрыва потока под рабочим колесом. Под давлением со стороны нижнего бьефа разорвавшаяся колонна воды смыкается, причем встреча двух потоков происходит практически мгновенно.

Повышение давления под рабочим колесом ΔH описывается известным уравнением Н.Е. Жуковского $\Delta H = cv/g$, где c — скорость

волны распространения давления в напорном водоводе, порядка 1000 м/с, v — суммарная скорость смыкающихся колонн, не менее 2 – 3 м/с. Получаем гидроудар ΔH примерно 200 – 300 м.

При диаметре рабочего колеса 10 м сила, направленная вверх, достигает 15,7 – 23,5 тысяч тонн. Лопастей рабочего колеса и лопатки направляющего аппарата разрушаются, и вода заливает помещения станции. Известный пример — авария на Каховской ГЭС в 1952 году.

Основные опасности на ГЭС, связанные с гидромеханическими переходными процессами, показаны в табл. 1.

Таблица 1

Опасные явления на ГЭС, связанные с переходными процессами, причины их появления и возможные аварийные ситуации

№	Опасные явления	Возможные причины	Аварийные ситуации
1	Повышенный гидроудар и заброс оборотов генератора	Увеличение номинальной мощности агрегатов	Разрыв трубопроводов
2	Возможность разрыва сплошности потока под рабочим колесом турбины и обратного гидроудара	Размывы в нижнем бьефе, понижающие уровни на выходе из отсасывающих труб	Разрушение элементов конструкции турбины
3	Повышенные отрицательные гидравлические осевые усилия	Отклонения от заводских гарантий регулирования гидротурбин по скорости движения регулирующих органов	Подъем вращающихся частей агрегата

Авария на агрегате ГА2 Саяно-Шушенской ГЭС породила множество версий происшедшего. В большинстве они сводились к поиску повышенных непроектных нагрузок на крышку турбины, приведших к разрушению шпилек крепления. Представляет интерес анализ силовых воздействий на агрегат ГА2 перед аварией и при ее развитии и связь этих воздействий с характером протекающих переходных процессов в проточном тракте турбины.

17 августа имела место повышенная интенсивность регулирования Саяно-Шушенской ГЭС, которая была связана с отключением Братской ГЭС от режима автоматического регулирования частоты и мощности (АРЧМ). Начиная с 23 часов 16 августа 2009 г. агрегат ГА2 три раза переходил из зоны I малых нагрузок (рис. 1) в

основную рабочую зону III и обратно. При последнем переходе произошла авария.

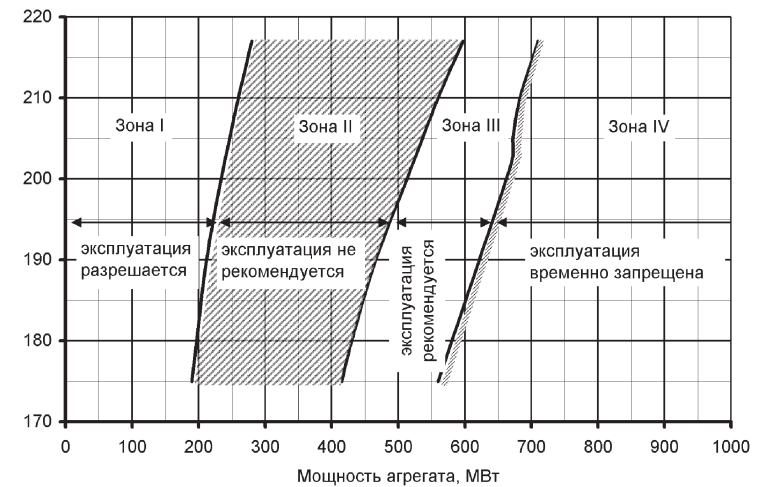


Рис. 1. Эксплуатационная характеристика гидроагрегата с турбиной P0230/833-B-677

Непосредственно перед аварией по заданию АРЧМ станция стала разгружаться. В 8:13:20 агрегаты, работавшие под управлением группового регулятора активной мощности (ГРАМ), достигли нижней границы зоны III – 575 МВт. Диапазон на разгрузку исчерпался, и в 8:13:20.500 агрегат ГА2, имевший наибольший приоритет из работавших в зоне III, начал плановый переход из зоны III в зону I.

Ниже показана последовательность зафиксированных аварийных событий и реакция на них системы регулирования.

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

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

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

В 8 : 13 : 25.199 датчики вертикальных вибраций показали движение агрегата вверх и зашкалили, частота вращения при этом осталась номинальной.

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

В 8 : 13 : 25.555 сигнал тахогенератора показал резкий рост частоты вращения до 125%, в то время, когда частота вращения, измеренная по напряжению генератора, осталась на уровне 100%. По инерционным характеристикам ротор генератора массой 916 т не может увеличить частоту вращения до 125% за 0,5 с. Очевидно, сигнал 125% был ложным и появился из-за отказа тахогенератора в результате вертикального перемещения агрегата. Еще через 1 с тахогенератор показывал уже 5%, что говорит о его выходе из строя.

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

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

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

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

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

На рис. 2 представлены зафиксированные автоматизированной системой управления технологическим процессом (АСУ ТП) сигналы ГРАМ и регулятора турбины при предпоследнем и последнем проходе агрегата ГА2 через зону II в виде трендов изменения мощности, частоты вращения и положения промежуточного сервомотора, управляющего главными золотниками индивидуальных сервомоторов направляющего аппарата.

Сравнение предпоследнего и последнего проходов через зону II показывает:

средняя скорость закрытия промежуточного сервомотора в первые 4 с переходного процесса в последнем (аварийном) переходном процессе была ниже, чем в предпоследнем;

в последнем (аварийном) проходе имело место запаздывание 2,5 с;

максимального обратного заброса мощности относительно начала закрытия промежуточного сервомотора, в предпоследнем проходе указанное запаздывание было существенно меньше и составляло 0,5 с.

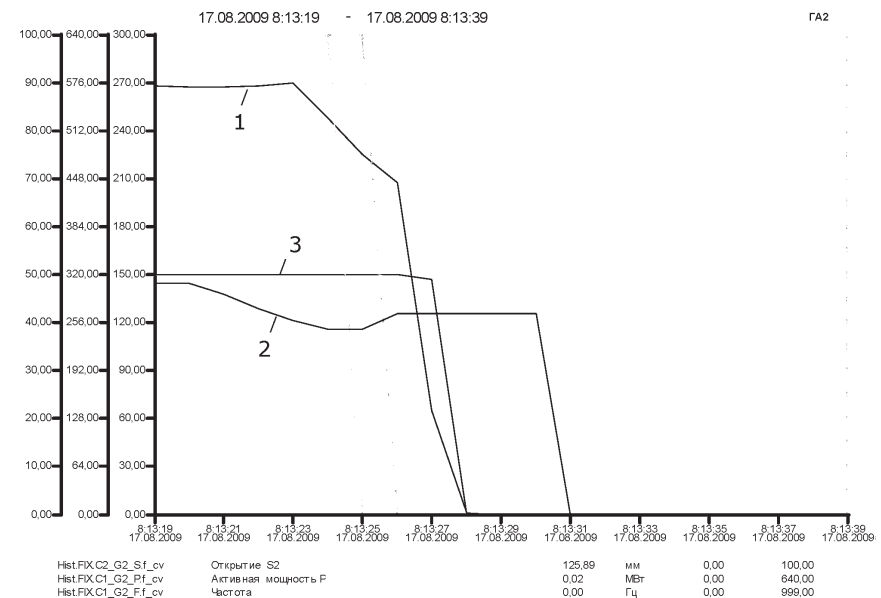
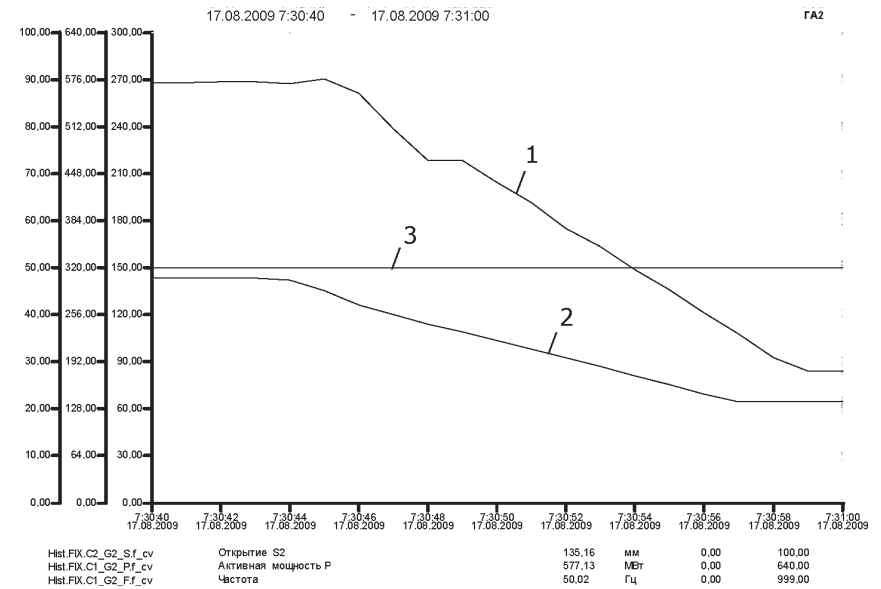


Рис. 2. Предпоследний (а) и последний (б) проходы агрегата ГА2 через зону II: 1 – активная мощность, 2 – положение штока промежуточного сервомотора, 3 – частота вращения по датчику напряжения

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

Что касается повышенных пульсаций давления и вибраций, то они имели место и отмечались во всех подобных процессах. Существенный рост вибраций турбинного подшипника при прохождении зоны II в процессе разгрузки 01.08.2009 г. хорошо виден на рис. 3.

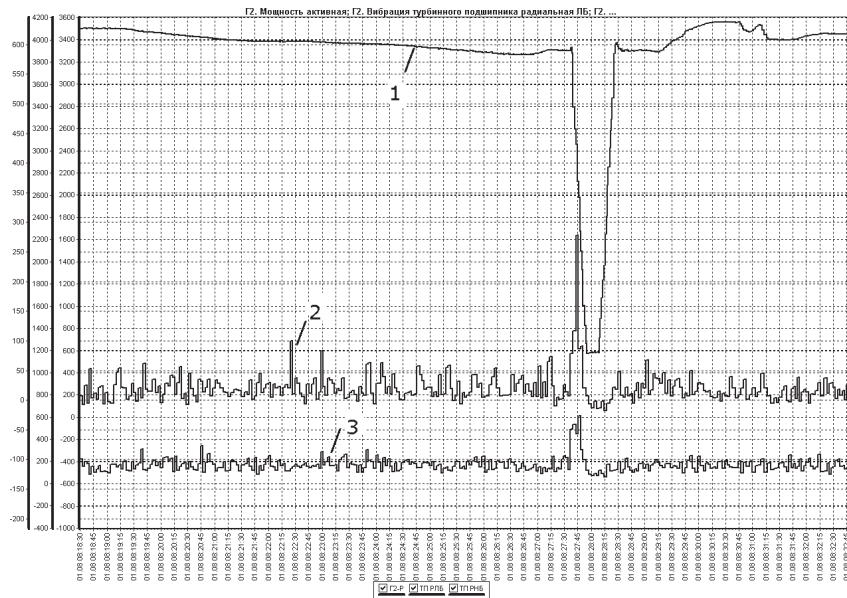


Рис. 3. Вибрации турбинного подшипника при работе агрегата ГА2 под нагрузкой и при переходе через зону II

Непосредственно перед аварией вибрации турбинного подшипника достигали 1600 мкм, что на порядок больше допустимых [1].

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

закрытие направляющего аппарата турбины началось в 8:13:22; движение частей агрегата вверх после разрыва шпилек зафиксировано 8:13:25.200;

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

до 8:13:25.200 агрегат оставался в сети, и не было условий для изменения его частоты вращения, приборы не зарегистрировали в этот период никаких нештатных электрических или механических сигналов кроме повышенных вибраций турбинного подшипника, которые наблюдались задолго до аварии.

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

Таблица 2

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

№	Нагрузки, действующие на крышку турбины	Сила, т
1	Осевая сила на крышку турбины, направлена вниз	+ 2 130*
2	Сила от давления воды 233 м на периферийную кольцевую часть крышки турбины между статором турбины и верхним ободом рабочего колеса площадью 30,2 м ² , направлена вверх	- 7 037
3	Составляющая от пульсаций давления в отсасывающей трубе ±15 м, действующая снизу на площадь рабочего колеса 35,98 м ²	± 540
	Равнодействующая осевых сил на крышку турбины в момент обрыва шпилек, направлена вверх	- 5 447
	Равнодействующая осевых сил на крышку турбины (-7037 + 2130 тонн) в момент начала движения крышки, направлена вверх	- 4 907

* знак «+» относится к силам, направленным вниз, знак «-» к силам, направленным вверх

сила давления воды на периферическую кольцевую часть крышки (площадь 30,2 м²) 233 тс/м² x 30,2 м² = 7 037 т, или 69,03 МН; суммарный вес частей гидроагрегата, опирающихся на крышку турбины — 1 687 т;

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

Равнодействующая сил с учетом веса конструкции составила 7037-1687-443 = 4907 т. Кроме того, на крышку периодически действовала направленная вверх сила 540 т от пульсационной составля-

ющей давления ± 15 м вод. ст. Максимальное значение с учетом пульсационной компоненты составило $4907 + 540 = 5447$ т или 53,44 МН.

У шпилек номинала D80 внутренний диаметр с учетом резьбы составляет 75,67 мм. Площадь поперечного сечения одной шпильки $F_1 = 0,004495$ м². Так как 6 шпилек были без гаек и, следовательно, не работали, то суммарная площадь номинальных поперечных сечений остальных 74 шпилек составила $74F_1 = 0,3326$ м². Потеря доли поперечного сечения вследствие усталостного износа по данным ЦНИИТМАШ составила в среднем 64,9%, оставив в рабочем состоянии 35,1%. То есть на разрыв работала площадь $0,3326 \times 0,351 = 0,11675$ м².

Предел текучести для шпилек из стали 35 составляет, согласно стандарту, 2800 кг/см² или 274 МПа, предел прочности на разрыв 5400 кг/см², или 530 МПа. При равномерном восприятии нагрузки 5447 т (53,44 МН) напряжения на разрыв составили бы 4665 кг/см², или 457 МПа (без учета усилий натяга). При таких напряжениях здоровый металл течет, а поврежденный трещинами – рвется.

Следует также учесть, что нагрузка воспринималась неравномерно из-за того, что 6 шпилек не работали вообще, а у ряда других несущая способность из-за усталостного излома была потеряна на 80% и более. Точнее, из 49 найденных и исследованных шпилек 6 не работали, а из остальных 43 потеряли более 80% несущей способности 12 шпилек, из них 8 потеряли 95 – 98% прочности.

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

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

После обрыва крышки началось ускоренное движение всей конструкции вверх под действием внешней силы 7 037 т (табл. 2). Расчеты первого приближения показали, как поднимется конструкция за первую половину секунды (рис. 4, табл. 3).

В процессе движения агрегата вверх крышка турбины вместе с рабочим колесом и направляющим аппаратом за 0,4 с вышли вверх из турбинной камеры. Закрученный поток, выходящий из спиральной камеры, разделился на две части. Основная часть потока по-

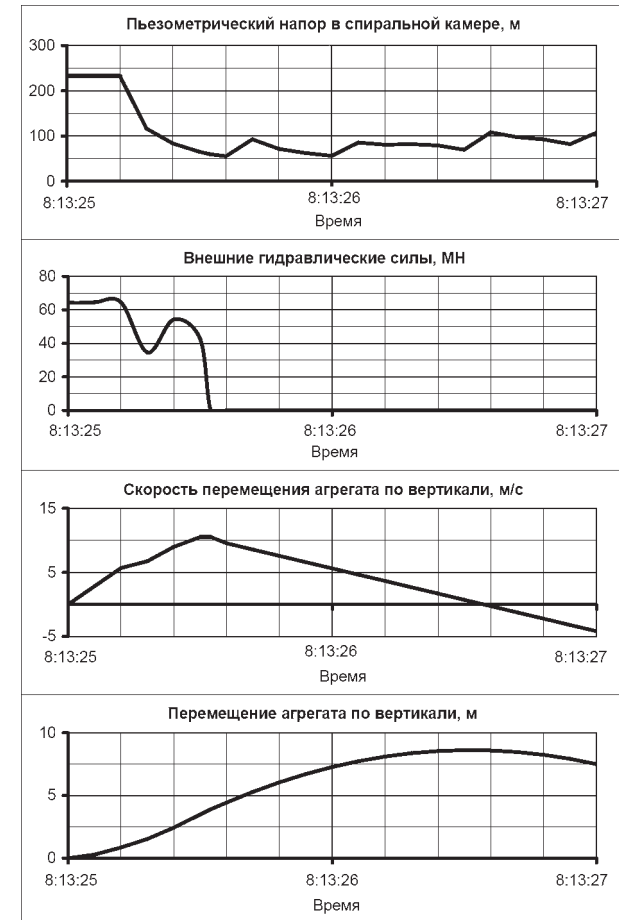


Рис. 4. Характеристики движения конструкций гидроагрегата после обрыва крышки

Таблица 3

Подъем крышки турбины за первую половину секунды после обрыва крышки

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

шла в горловину отсасывающей трубы и, далее, в нижний бьеф, другая часть двигалась по турбинной шахте вместе с крышкой турбины и рабочим колесом.

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

Подброс агрегата в пределах шахты турбины длился не более 1,5 с. После подъема турбины на 2 м давление в турбинной камере стало действовать на рабочее колесо снизу. То есть, фактически передалось на всю площадь крышки турбины. Крышка турбины и рабочее колесо под ней представляли собой поршень, с ускорением перемещающийся под действием давления воды. Через 0,4 с после обрыва сила давления воды на крышку и рабочее колесо составила $84 \text{ тс/м}^2 \times 60,2 \text{ м}^2 = 5 057 \text{ т}$ или 49,6 МН.

Во время подброса турбина вращалась с номинальной частотой вращения. По мере подъема рабочего колеса и освобождения горловины отсасывающей трубы расход через рабочее колесо уменьшался. После подъема выходных кромок над верхом статорных колонн расход стал равен нулю, так как давление на входных и выходных кромках лопастей практически выровнялось.

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

- при ее обрыве — 5 277 т;
- в момент начала движения крышки — 4 737 т;
- при движении через 0,4 с после обрыва — 3 370 т (табл. 4);
- при движении через 0,5 с после обрыва — 2 226 т (табл. 4).

Действие внешних сил на конструкцию продолжалось в течение 0,4...0,5 с, пока рабочее колесо не поднялось на высоту 3...3,5 м (см. рис. 4), после чего этап разгона закончился. Конструкция перешла в свободный полет с начальной скоростью около 10 м/с. Расчеты показывают, что при действии внешней силы в продолжение 0,5 с высота подъема составляет 8...9 м и возрастает до 11 м с увеличением продолжительности действия импульса до 0,6 с. Общее время движения конструкции от обрыва до падения составило около 3 с.

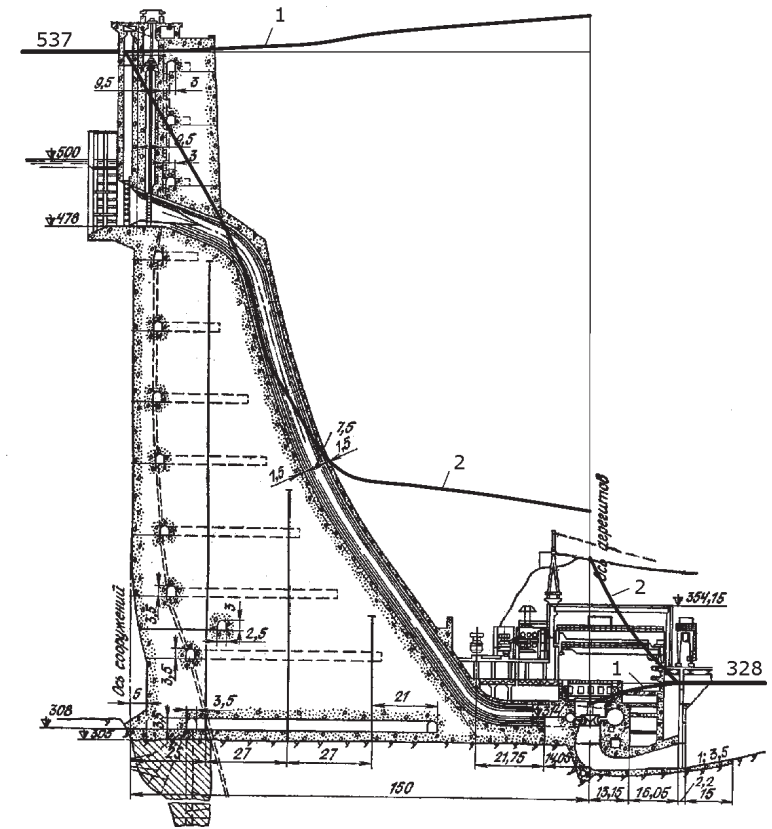


Рис. 5. Эпюры гидроудара в водоводе и отсасывающей трубе: 1 – при плановом переходе агрегата через зону II; 2 – при выходе рабочего колеса из турбинной камеры в процессе развития аварии

Таблица 4
Нагрузки, действующие на крышку турбины при развитии аварии

№	Нагрузки, действующие на крышку турбины	Сила, тонн	
		Через 0,4 с после обрыва	Через 0,5 с после обрыва
1	Осевая сила на крышку турбины, направленная вниз	+ 1 687	+ 1 687
2	Осевая сила от давления воды на всю площадь крышки турбины 60,2 м ² , направленная вверх	- 5 057	- 3 913
	Равнодействующая осевая сила на крышку турбины, направлена вверх	- 3 370	- 2 226

Во время подъема и последующего падения произошло разрушение конструкции агрегата. Через образовавшееся в шахте турбины отверстие, частично перекрытое турбиной, в машинный зал начал поступать высокоскоростной поток, остановить который возможно только сбросом аварийно-ремонтных затворов водоприемника на плотине.

Степень ущерба от аварий с разрушением или разгерметизацией напорного водовода приплотинной ГЭС зависит от того, как быстро опускается аварийно-ремонтный затвор на водоприемнике. Нормальный сброс должен проходить за 2 – 5 минут [2].

Аварийно-ремонтные затворы водоприемника являются единственным средством защиты приплотинных ГЭС от аварийных ситуаций, связанных с разрывом напорных водоводов, срывом крышки турбины, люков и т.п. Они расположены вне действия разрушающего потока и могут достаточно быстро перекрыть водовод.

Импульс на сброс затвора должен подаваться автоматически или вручную от ключей на центральном пульте управления и на щитах управления агрегатами. Для обеспечения автоматического сброса затвора необходимо, чтобы автоматика реагировала на увеличение расхода водовода сверх максимального при работе турбины. Применявшиеся ранее ложковые датчики повышения скорости давали большое число ложных срабатываний в результате воздействия мелкого сора, что привело к их демонтажу на большинстве ГЭС. В современных системах противоаварийной автоматики для выдачи сигнала на сброс затвора могут быть использованы расходомеры или датчики перепада давления, установленные в водоприемнике.

Система питания датчиков и электроаппаратуры гидропривода аварийно-ремонтных затворов должна иметь дублирование от автономного источника, расположенного в непосредственной близости от колонки управления гидроприводом.

Задолго до аварии системой вибрационного контроля на ГА2 Саяно-Шушенской ГЭС были зафиксированы повышенные вибрации турбинного подшипника. Включение сигналов системы виброконтроля в команды на аварийный останов агрегата является важным условием обеспечения его безопасной работы.

Выводы

1. Многие аварии, сопровождающиеся разрушением напорных водоводов и гидроагрегатов, связаны с переходными процессами, которые вызывают повышенные нагрузки на сооружения и оборудование ГЭС. Особенно важно учитывать протекание переходных

процессов в условиях увеличения мощности и изменения условий эксплуатации, связанных, например, с размывами в НБ или изменением режима работы ГЭС в энергосистеме.

2. Современные компьютерные модели позволяют имитировать работу водоводов основного оборудования, системы регулирования для получения полной картины в любых условиях эксплуатации и предугадывать возможные аварийные ситуации.

3. Анализ переходных процессов на ГА2 Саяно-Шушенской ГЭС показал:

разрушение шпилек произошло во время планового переходного процесса снижения нагрузки при прохождении зоны II с повышенными пульсациями давления; сила давления, направленная вверх, составляла 7037 т;

действующей нагрузки было достаточно, чтобы разрушить шпильки крепления крышки турбины, имеющие значительные усталостные нарушения; разрушению способствовало то, что ослабленные шпильки и шпильки с открутившимися гайками были расположены по фланцу неравномерно;

после обрыва крышки части агрегата общей массой 1687 т были подброшены на высоту 8-9 м силой давления воды, действовавшей примерно в течение 0,5 с.

3. На всех приплотинных и деривационных ГЭС крышка турбины находится под действием гидравлических сил давления, превышающих ее собственный вес и вес опирающихся частей агрегата. Фланец крепления крышки к статору турбины является ответственным элементом, крепление которого должно подвергаться периодическому контролю и замене.

4. Предотвращению аварии способствовало бы включение сигналов системы виброконтроля в команды на аварийный останов агрегата. Препятствием к развитию подобных аварий является своевременный сброс аварийно-ремонтных затворов на водоприемнике, которые должны иметь автономную систему питания, автоматическую и дистанционную ручную систему управления сбросом затворов.

ЛИТЕРАТУРА

1. Владиславлев Л.А. Вибрация гидроагрегатов гидроэлектрических станций. – М.: Энергия, 1972.
2. Гидроэнергетическое и вспомогательное оборудование гидроэлектростанций /Справочное пособие// Под ред. Д.С.Щавелева. – М.: Энергоатомиздат, 1988.

ОЦЕНКА РАЗМЕРА ВРЕДА ОТ ВОЗМОЖНОЙ АВАРИИ ГТС СУХОГО ДОКА

Есиновский В.А., кандидат техн. наук, ООО «ЭЦБ ГТС «Гидротехэкспертиза», Мельник Г.В., Шестов Г.Е., инженеры (ОАО «Гипроречтранс»), Школьников С.Я., кандидат техн. наук (ЗАО «НТЦ Гидротехбезопасность»)

Сухой док — изолированная от акватории площадка с отметками дна ниже уровня воды в акватории, которая может по мере необходимости осушаться или наполняться водой, используемая для строительства и ремонта судов, строительства наплавных блоков различного назначения и т.д. На период проведения работ док осушается, после завершения работ — заполняется водой.

Как правило, сухие доки имеют ворота различной конструкции, позволяющие пропускать суда или наплавные блоки. Применяются так же сухие доки с разборными перемычками; судно или наплавной блок выводятся из дока после разборки перемычки. Перемычки могут представлять собой земляные дамбы или состоять из разборных элементов различной конструкции. И в качестве ворот, и в качестве разборных элементов могут использоваться батапорты — плавучие конструкции, транспортируемые к месту установки, а при установке заполняемые водой для обеспечения устойчивости.

Сухие доки являются напорными гидротехническими сооружениями (ГТС), подлежащими декларированию безопасности.

В мировой гидротехнической практике известны случаи гидродинамических аварий сухих доков. Так, в марте 2003 г. произошло аварийное разрушение перемычки судоремонтного сухого дока в порту Рашида в Дубаи (Объединенные Арабские Эмираты) [1], рис. 1. Док имел размеры в плане 525 x 100 м, напор 12 м. Перемычка, ограждающая док со стороны моря, состояла из большого количества батапортов. В момент аварии в доке находилось до 500 человек, производился ремонт пяти судов: нефтеналивного танкера водоизмещением 57 тыс. т, сухогруза водоизмещением 7 тыс. т, буксира и двух барж водоизмещением 4 и 5 тыс. т [1].

В результате аварии погибло 27 человек, получили травмы и были госпитализированы 150 чел. К моменту публикации [1] судьба некоторых рабочих верфи была неизвестна, и можно было опасаться, что число погибших при аварии достигнет 50 чел. Стапель с установленным на нем буксиром опрокинулся, буксир затонул (рис. 2). Одно из ремонтируемых судов ударило носом о стенку дока и получило повреждение (рис. 3).



Рис. 1. Прорыв напорного фронта сухого дока в Дубаи [1]



Рис. 2. Обрушение стапеля с установленным на нем буксиром [2]

Проводящийся в составе работ по декларированию безопасности ГТС сухого дока расчет размера вреда, который может быть причинен жизни, здоровью физических лиц, имуществу физических и юридических лиц из-за возможной аварии, должен выполняться в соответствии с нормативными документами [2 – 4], регламентирующими расчет ущербов гидротехнических сооружений промышленных предприятий, кроме предприятий топливно-энергетического комплекса. Расчет выполняется с целью определения величин



Рис. 3. Удар судна о береговую стенку [2]

ны гражданской ответственности владельца ГТС в случае возникновения аварии; экономический ущерб владельцу в расчет не включается¹. В практике проведения оценки вреда от такой аварии возникают затруднения, связанные со специфическими особенностями сухих доков, а именно:

1. Отсутствием на затопляемой территории постоянных зданий и сооружений; размещением людей и оборудования на незащищенной территории (в соответствии с рекомендациями [4], число жертв аварии и экономический ущерб от затопления связаны с воздействием потока на здания и сооружения, в которых эти люди и оборудование размещаются²);

2. Необходимостью проведения серии расчетов для различных этапов строительства, различающихся количеством работающих людей, используемого оборудования, при строительстве корабля или наплавного блока, расположением и степенью готовности строящегося объекта, занимающего значительную часть территории дока и существенно определяющего процесс затопления;

3. Отсутствием рекомендаций по оценке степени повреждения находящихся в доке судов или наплавных блоков;

4. Для сухих доков, размещающихся на морских побережьях, влиянием приливов, высоких волн прибоя, ветровых нагонов, навалов льда и т.д.

В некоторых случаях так же возникают специфические вопросы с собственностью затопляемых объектов и юридическим статусом людей, оказавшихся в зоне возможного затопления. В

¹ Ссылки приводятся в конце статьи

соответствии с «Порядком определения размера вреда ...» [3], «основными составляющими по определению вероятного вреда являются прогнозы:

количества людей, которые могут погибнуть и пропасть без вести, кроме физических лиц, являющихся работниками гидротехнического сооружения, при исполнении ими служебных обязанностей на территории гидротехнического сооружения;

количества людей, которые могут быть травмированы и нуждаться в госпитализации, кроме физических лиц, являющихся работниками гидротехнического сооружения, при исполнении ими служебных обязанностей на территории гидротехнического сооружения;

количества работников гидротехнического сооружения, которые могут погибнуть и пропасть без вести при исполнении ими служебных обязанностей на территории гидротехнического сооружения;

количества работников гидротехнического сооружения, которые при исполнении ими служебных обязанностей на территории гидротехнического сооружения могут быть травмированы и нуждаться в госпитализации;

ущерба основным и оборотным фондам предприятий, кроме основных и оборотных фондов владельца гидротехнического сооружения; ...» и др.

При авариях плотин и защитных дамб люди, попавшие в зону возможных затоплений, за исключением самой ближней к месту аварии территории, являются жителями населенных пунктов или работниками предприятий, расположенных в этой зоне; они не имеют непосредственного отношения к предприятию – владельцу ГТС. Так же объекты хозяйственного назначения в зоне затопления, за исключением объектов разрушенного гидроузла, являются собственностью третьих лиц, не имеющих к гидроузлу прямого отношения. На территории сухого дока людей и объектов, не относящихся напрямую к доку, быть не может. Тем не менее, возможны ситуации, при которых часть монтажных работ проводят специализированные предприятия, используя при этом свою технику. Так, для одного из сухих доков, в котором строился крупный наплавной блок, имелись следующие отношения собственности: сам док принадлежал порту; он был арендован предприятием, которое заказало строительство этого блока; строительство осуществляла специализированная подрядная организация, арендовавшая подъемно-транспортное оборудование у другой строительной

организации, причем обслуживали это оборудование работники его владельца.

При возможных авариях судоремонтных доков может быть нанесен вред:

судам, проходящим ремонт (стоимостью c_{1a});

оборудованию и механизмам, принадлежащим судовладельцу или другим юридическим лицам, кроме владельца сухого дока (стоимостью $c_{1б}$);

материалам и инструментам, предназначенным для проведения ремонтных работ, принадлежащим судовладельцу или другим юридическим лицам, кроме владельца сухого дока (стоимостью $c_{об}$);

оборудованию, механизмам, материалам и инструментам, предназначенным для проведения ремонтных работ, принадлежащим владельцу сухого дока. В этом случае стоимость основных фондов предприятий, кроме предприятия — владельца дока:

$$c_1 = c_{1a} + c_{1б}; \quad (1)$$

стоимость оборотных фондов $c_{об}$, кроме оборотных фондов владельца дока.

При возможных авариях судостроительных доков или доков для строительства наплавных блоков может быть нанесен вред:

строящимся судам или наплавным блокам $c_{об1}$;

оборудованию и механизмам, принадлежащим заказчику судна или наплавного блока или другим юридическим лицам, кроме владельца сухого дока (стоимостью c_1);

материалам и инструментам, предназначенным для проведения ремонтных работ, принадлежащим судовладельцу или другим юридическим лицам, кроме владельца сухого дока (стоимостью $c_{об2}$); в этом случае стоимость основных фондов предприятий c_1 , стоимость оборотных фондов:

$$c_{об} = c_{об1} + c_{об2}; \quad (2)$$

оборудованию, механизмам, материалам и инструментам, предназначенным для проведения ремонтных работ, принадлежащим владельцу сухого дока.

«Порядок ...» [2] требует оценки размера вреда для случаев наиболее вероятного и наиболее тяжелого сценариев аварии.

Наиболее вероятной аварией сухого дока с входными воротами является разрушение этих ворот. Так как при таком сценарии аварии и при относительно небольшой площади возможного затопления время затопления будет мало, а глубина и скорость течения воды велики, естественно предположить, что всем находящимся в доке объек-

там: машинам, механизмам, материалам, инструментам, временным постройкам и самим строящимся или ремонтируемым судам или наплавным блокам – будут нанесены тяжелые повреждения. Тяжесть аварии при этом определяется в основном числом находящихся в доке людей и механизмов, а так же степенью готовности судов или наплавных блоков. Поэтому наиболее тяжелый сценарий аварии определяется при анализе графика производства работ в доке.

Для оценки числа человеческих потерь от возможной аварии в Методике [4] приведена табл. 1.

Таблица 1

Доля человеческих потерь от числа всех людей, находящихся в зонах возможного разрушения⁴

Зона воздействия	Общие потери (%)		Из общего числа потерь (%)			
	днем	ночью	Безвозвратные		Возвратные	
			днем	ночью	днем	ночью
1. Катастрофическая зона	60	90	40	75	60	25
2. Зона сильного воздействия	13	25	10	20	90	80
3. Зона среднего воздействия	5	15	7	15	93	85
4. Зона слабого воздействия	2	10	5	10	95	90

В [4] зоны воздействия определяются степенью разрушения застройки. Катастрофической зоной считается зона, затапливаемая в течение первого часа после аварии и затапливаемая на глубину более 3 м. По-видимому, такое определение катастрофической зоны не вполне удачно. Так, в соответствии с [4], бетонные и железобетонные промышленные здания антисейсмической конструкции получают слабые повреждения лишь при затоплении на глубину более 4 м; вряд ли для оценки числа жертв возможной аварии из числа находящихся в таких зданиях людей следует применять коэффициенты для катастрофической зоны. Видимо, к катастрофической зоне следует относить территорию, на которой сильные разрушения возникают в течение первого часа с начала аварии. При аварии сухого дока с внезапным разрушением ворот все находящиеся в доке работники попадают в катастрофическую зону.

Оценим время затопления сухих доков, отделенных от основной акватории перемычками, при аварии последних, используя уравнение баланса воды в затапливаемом доке:

$$\frac{dW}{dt} = Q, \quad (3)$$

где: W — объем воды в доке, Q — расход через проран, t — время.

Если перемычка является земляной дамбой, то при аварии проран в ее теле развивается во времени. В выполняемых ниже оценках раскрытия прорана опираемся на рекомендованную А.М. Прудовским [5] эмпирическую формулу для интенсивности выноса материала тела плотины:

$$, \quad (4)$$

где: $W_{\text{вын}}$ — объем вынесенного грунта, A — эмпирическая константа, по данным [5] слабо зависящая от грунта и $AH \approx 0,07 \text{ м}^{1/2}/\text{с}$, H_0 — разность уровня верхнего бьефа и подошвы плотины. В [5] так же принимается, что размыв происходит в теле плотины, не затрагивая (почти не затрагивая) ее основание, а откосы бортов прорана представляют собой плоскости, перпендикулярные оси дамбы и имеющие постоянный уклон, зависящий от материала дамбы.

Далее считаем, что дамба построена на горизонтальной плоскости. Проран на начальном этапе своего раскрытия имеет треугольное поперечное сечение с отметкой дна выше основания дамбы, а затем, углубившись до основания, приобретает трапециевидальное поперечное сечение и постепенно расширяется, не углубляясь в дно.

Из рассмотрения формулы (4) очевидно, что она пригодна лишь для проранов, размыв которых происходит при истечении из них потока в неподтопленном режиме. В самом деле, в формуле (4) никак не учитывается влияние на ход процесса отметки воды в нижнем бьефе, что возможно лишь при неподтопленном истечении. Построим формулу интенсивности выноса грунта из тела дамбы таким образом, чтобы при ее использовании для условий неподтопленного истечения она переходила бы в (4). При неподтопленном истечении в створе прорана число Фруда $Fr=1$, то есть скорость воды v равна скорости длинных волн малой амплитуды c , которая для поперечных сечений потока сложной формы определяется по формуле:

$$c = \sqrt{g \frac{\omega}{B}}, \quad (5)$$

где: $\omega = \omega(h)$ — площадь поперечного сечения потока, $B = B(h)$ — его ширина по верху, $g = 9,8 \text{ м/с}^2$ — ускорение силы тяжести. Далее параметры течения в створе прорана при неподтопленном истечении обозначаем нижним индексом «*»; в вычислительной гидравлике параметры течения, соответствующего числу Фруда $Fr = 1$, называют критическими и их традиционно помечают нижним индексом «*».

Таким образом, глубина потока в критическом сечении и его скорость функционально связаны между собой. Если считать, что потери напора на вход в проран невелики, то глубина потока в нем связана с напором на дамбу формулой Бернулли. Уравнение Бернулли для потока, протекающего из акватории в проран, имеет вид:

$$H_0 = h_* + \frac{v_*^2}{2g} + \Delta h, \quad (6)$$

где H_0 — глубина в акватории над дном прорана, Δh — потери напора на вход в проран. При трапециевидальной форме прорана и при условии небольших потерь напора на вход в проран:

$$H_0 = h_* + \frac{v_*^2}{2g} = h_* + \frac{g \frac{\omega_*}{B_*}}{2g} = h_* + \frac{1}{2} \frac{(b + mh_*)h_*}{(b + 2mh_*)}, \quad (7)$$

откуда:

$$h_* = \sqrt{\left(\frac{3b - 4mH_0}{10m}\right)^2 + \frac{2bH_0}{5m}} - \left(\frac{3b - 4mH_0}{10m}\right). \quad (8)$$

Введем обозначения

$$\tilde{h} = \frac{h_*}{H_0}, \quad \tilde{b} = \frac{b}{mH_0}, \quad \tilde{v} = \frac{v}{\sqrt{gH_0}}, \quad (9)$$

где: $\tilde{v} = Q/\omega$ — скорость течения в проране, ω — площадь сечения воды в нем.

В обозначениях (9) формула (8) имеет вид:

$$\tilde{h} = \sqrt{\left(\frac{3\tilde{b} - 4}{10}\right)^2 + \frac{4\tilde{b}}{10} - \frac{3\tilde{b} - 4}{10}}. \quad (10)$$

Из уравнения Бернулли (6) следует, что

$$\tilde{v} = \sqrt{2(1 - \tilde{h})}. \quad (11)$$

Таким образом, в условиях неподтопленного истечения

$$H_0 = \frac{v^2}{2g(1 - \tilde{h})}, \quad (12)$$

а \tilde{h} — функция размеров трапециевидального прорана и напора воды H_0 .

При неподтопленном истечении через проран из формул (4) и (12) следует:

$$\frac{dW_{\text{ВЫН}}}{dt} = AH_0^{(5/2-\alpha)} \left(\frac{v^2}{2g(1-\tilde{h})} \right)^\beta, \quad (13)$$

где $\alpha > 0, \beta > 0, \alpha + \beta = 2,5$. Формула (13) выглядит правдоподобной и в области подтопленного истечения, т.к. скорость v в этом случае зависит от режима в нижнем бьефе. При полностью затопленном доке скорость течения равна 0 и расширение прорана не продолжается.

На рис. 4,а дано схематическое изображение прорана в теле плотины, размытого на полную глубину (вид сверху). Оценим объем вымытого тела. На рис. 4,б представлены схематические чертежи этого тела (виды сверху и сбоку). В скобках даны «невидимые» точки, закрытые точками, стоящими перед скобками.

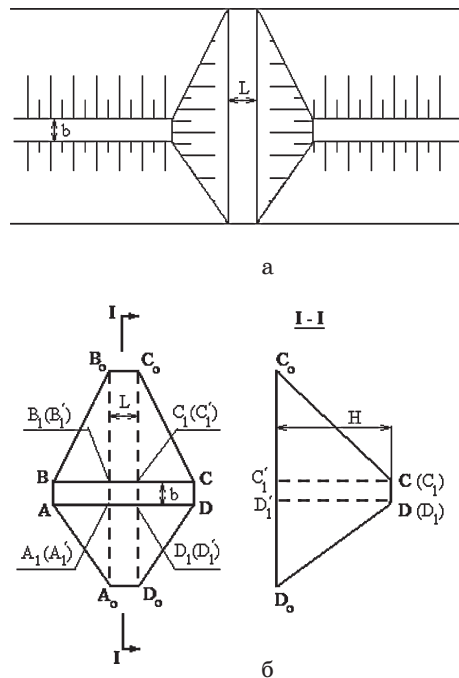


Рис. 4. Схема прорана в ограждающей док дамбе (а) и пространственной фигуры, вымытой из прорана в ходе аварии (б)

Параметры плотины: высота H , ширина гребня b , заложение верхового (обращенного к акватории) откоса $m_в$, низового (обращенного в сторону дока) — $m_н$. Длина прорана по низу L , заложение откоса прорана $m_{\text{пр}}$.

Вымытое из плотины тело (тело прорана) состоит из:

1. Трапецеидальной призмы $A_0A_1B_1B_0D_0D_1C_1C_0$ объемом:

$$W_1 = L \left(b + \frac{m_в + m_н}{2} H \right) H. \quad (14)$$

2. Две треугольные призмы $AA_1A_1'BB_1B_1'$ объемом:

$$W_2 = m_{\text{пр}} b H^2. \quad (15)$$

3. Четыре тетраэдра $AA_0A_1A_1', BB_0B_1B_1', CC_0C_1C_1', DD_0D_1D_1'$ общим объемом:

$$W_3 = \frac{1}{3} (H^3 m_{\text{пр}} m_в + H^3 m_{\text{пр}} m_н) = \frac{1}{3} H^3 m_{\text{пр}} (m_в + m_н). \quad (16)$$

Таким образом, общий объем грунта, вынесенного из тела плотины, при ширине прорана по дну L составляет:

$$W = L \left(b + \frac{m_в + m_н}{2} H \right) H + m_{\text{пр}} b H^2 + \frac{1}{3} H^3 m_{\text{пр}} (m_в + m_н), \quad (17)$$

а изменение этого объема при расширении прорана по дну от L_0 до L_1 составит:

$$\Delta W = (L_1 - L_0) \left(b + \frac{m_в + m_н}{2} H \right) H. \quad (18)$$

В период, пока проран не успевает развиваться на полную глубину, его объем составляет:

$$W = m_{\text{пр}} b h^2 + \frac{1}{3} h^3 m_{\text{пр}} (m_в + m_н), \quad (17, a)$$

где h — глубина прорана, а изменение этого объема при изменении глубины прорана от h_0 до h_1 составит:

$$\Delta W = m_{\text{пр}} b (h_1^2 - h_0^2) + \frac{1}{3} (h_1^3 - h_0^3) m_{\text{пр}} (m_в + m_н) \quad (18, a)$$

Отметка гребня плотины $Z_{\text{пл}}$ превосходит отметку воды в акватории Z_A . Оценим глубину воды в проране на этапе до раскрытия прорана до дна, считая, что истечение неподтоплено, то есть число

Фруда $Fr = \frac{v}{c} = 1$ (скорость течения v равна скорости малых возмущений)

$$c = \sqrt{g \frac{\omega}{B}}, \quad (19)$$

где: ω — площадь поперечного сечения прорана, B — его ширина по верху.

Подтопление истекающего потока произойдет при повышении уровня воды в затопленном доке до глубин, при которых волновые возмущения из дока начнут влиять на расход. Если предполагать, что после вытекания из прорана в док поток значительно расширяется, то в условиях подтопленного потока отметка воды в нижнем доке сравняется с отметкой воды в проране. Это следует из того, что давление в потоке за внезапным расширением равно давлению в узкой части потока при условии достаточно большой степени расширения. Принимаем за начало подтопления момент, когда одновременно выполняются два условия:

1. Число Фруда в потоке над дном прорана равно 1;
2. Уровни воды в доке и проране равны между собой (уровень воды в проране в это время еще может быть определен по формуле (8)).

Ограничимся в данной работе рассмотрением ситуации, в которой поток за водосливом существенно расширяется: $\omega_{\text{НВ}} \gg \omega_{\text{В}}$, где $\omega_{\text{В}}$ и $\omega_{\text{НВ}}$ — площадь сечения потока в створах водослива и нижнего бьефа соответственно. В такой ситуации скорость течения в нижнем бьефе мала и выражение $H_0 - h_0$ можно считать потерями напора на истечение через водослив. При таких условиях:

$$H_0 - h_0 = \frac{v_B^2}{2g}, \quad (20)$$

где: v_B — скорость воды над водосливом. Формула (20) говорит о том, что при существенном расширении потока полностью теряется скоростной напор. Такое явление широко известно при течениях в трубах, где оно является следствием гипотезы Борда, с высокой точностью выполняющейся в течениях при малых значениях числа Маха. Гипотезу о полной потере напора при большом расширении потока часто применяют и для течений в открытых руслах. При этом отметки воды в узком и нижележащем широком створах равны между собой.

На рис. 5 представлены результаты численного эксперимента по затоплению сухого дока с земляной дамбой. В расчете принималось, что в начальный момент времени в теле дамбы образовался проран, заглубленный под уровень воды в акватории на глубину, составляю-

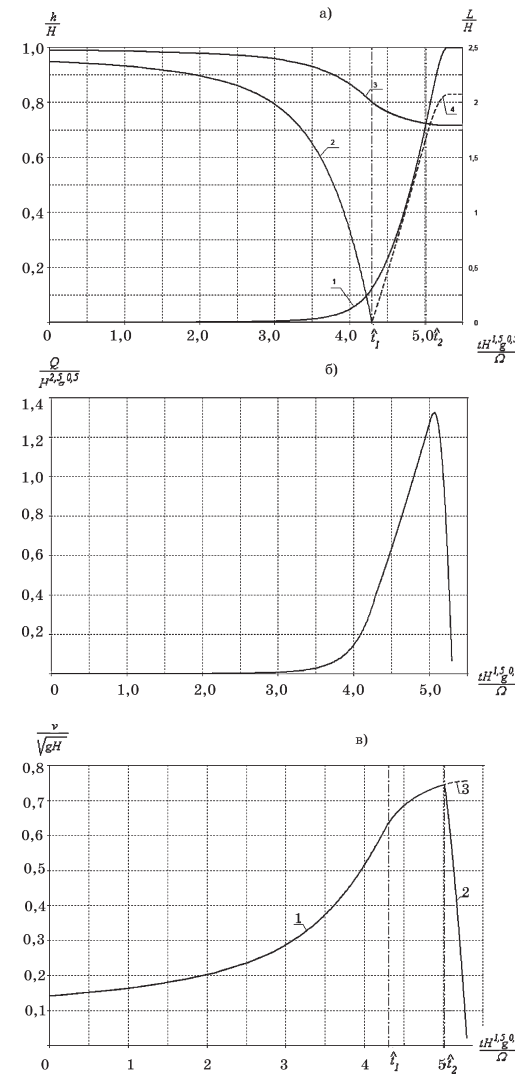


Рис. 5. Результаты математического моделирования гидродинамической аварии сухого дока с земляной дамбой. Графики изменения во времени уровня воды в доке (а.1), отметки дна прорана (а.2), глубины, при достижении которой истечение при форме прорана, соответствующей данному времени, становится подтопленным (а.3), длины прорана по низу (а.4), гидрограф затопления (б), скорости истекающей через проран воды (в; в.1 — ветвь возрастания скорости из-за углубления и расширения прорана, в.2 — ветвь падения скорости из-за подтопления прорана, в.3 — критическое значение скорости при подтопленном проране). Обозначения: t — время, H, h — глубина а акватории над дном

дока и в доке соответственно, L — длина прорана по дну, Ω — площадь дока, g — ускорение сила тяжести, t_1 — время размыва прорана на полную глубину,

$$t_2 \text{ — время начала подтопления прорана, } \hat{t} = \frac{tH^{1.5}g^{0.5}}{\Omega}$$

щую 5% от напора. Причиной возникновения первоначального прорана может явиться суффозия тела и основания плотины, калматаж дренажей, ошибки при производстве работ и т.д. По-видимому, воздействие, приводящее к мгновенному разрушению дамбы в целом маловероятно; наиболее вероятным представляется такой ход событий, при котором возникшие нарушения приводят к возникновению первоначального прорана, размыв которого ведет к нарастанию масштабов аварии. Расчет проводился для условной дамбы с заложением откосов 1 : 2,5; шириной гребня, составляющей 40% от напора, с гребнем, превышающим уровень воды в акватории на 20% от напора.

Из результатов гидравлических расчетов видно, что даже при достаточно больших размерах дока значительные затопления наступают достаточно быстро. Примем, что площадь дока 5 га (такую площадь имеют, например, доки верфи Харланд энд Вульф в Ольстере или Хьюндей Констракшн в Юж. Корее, входящие в число крупнейших в мире; примерно такой была площадь сухого дока Рашида в Дубае)⁵, напор на дамбу относительно невелик и составляет 10 м. Время заполнения дока на глубину 4 м (при такой глубине сильные разрушения наносятся кирпичным промышленным зданиям высотой 1 – 3 этажа; по-видимому, такие же повреждения будут нанесены и незащищенным механизмам в зоне возможного затопления) составит ≈ 2000 сек. Таким образом, все находящиеся в пределах дока оборудование, механизмы, материалы и инструменты попадут в зону сильных разрушений, работники, находящиеся на территории дока — в катастрофическую зону. При строительстве в доке судна или наплавного блока они так же попадут в зону сильных разрушений. При ремонте судна (если считать, что оно не потеряло в ходе ремонтных работ плавучесть) по одной лишь скорости заполнения дока водой судить о степени его разрушения трудно. Отметим, что скорость течения в проране достаточно велика. При напоре 10 м она достигает 7,5 м. Вблизи прорана до затопления сухого дока она возрастет (при расширении бурный поток ускоряется). Можно ожидать, что такие скорости нанесут расположенным в зоне около прорана судам сильные повреждения.

Имеющиеся в настоящее время нормативные документы по оценке вреда из-за возможных аварий гидротехнических сооружений недостаточны для проведения расчетов ущербов из-за аварий сухих доков. Необходимо дополнить «Методику ...» [5] рекомендациями по степени повреждения строящихся или ремонтируемых судов, строительной техники, других объектов, расположенных в зоне возможного за-

топления, а так же данными о возможных человеческих потерях для людей, застигнутых волной прорыва на открытой местности, в судах или наплавных блоках, получающих повреждения от аварии и т.д.

¹ В Декларации безопасности ГТС должен указываться класс чрезвычайной ситуации, вызываемой его возможной аварией. Этот класс определяется числом пострадавших людей и размером материального ущерба [6] без разделения на ущерб собственнику или другим физическим и юридическим лицам. Как правило, класс чрезвычайной ситуации определяется в ходе работ по определению размера вреда от аварии, так что ущерб собственнику приходится все-таки учитывать.

² В Методике [4] даются рекомендации по степени повреждения автомобильного и железнодорожного транспорта, не расположенного в зданиях: «средние разрушения транспорта наступают при превышении глубины 1 м или скорости воды $1 \div 1,5$ м/с, сильные — при превышении глубины 1,5 или скорости воды 2 м/с». Вызывает определенные сомнения столь крупная градация механизмов, при которой и легкой, и грузовой большегрузный автотранспорт попадают в одну группу объектов по степени разрушения. Рекомендации по степени разрушения подъемных кранов, тракторов, бетономешалок, другой строительной техники в известной нам нормативной литературе отсутствуют.

³ В [2] доля человеческих потерь дана в зависимости от числа жителей зоны возможного затопления. Видимо, не будет большой ошибкой применить таблицу и для числа людей, находящихся в зоне возможного затопления, но не проживающих в ней. Число жертв возможной аварии зависит от времени суток. Основной причиной этого является ночной сон. Так как в данном случае люди находятся на работе и не спят, для ночных смен принимаем дневные коэффициенты.

⁴ $\tilde{v} = \frac{v}{\sqrt{gH_0}}$ можно считать числом Фруда; в вычислительной гидравлике, однако,

принято считать числом Фруда отношение скорости течения к скорости длинных волн малой амплитуды c , определяемой по формуле (5). При таком определении числа Фруда оно играет в гидравлике открытых русел такую же роль, как в газовой динамике число Маха.

⁵ Самый большой в России сухой док размерами в плане 380 x 250 м располагается в порту Восточный возле Находки. Он был предназначен для строительства крупногабаритных железобетонных оснований для платформ «Лунская-А» и «Пилтун-Астоская-Б» на Сахалинском шельфе. После того, как строительство бетонных платформ завершилось, док был затоплен. В настоящее время проводится капитальный ремонт сухого дока с целью изготовления на его базе основания гравитационного типа, которое будет в дальнейшем использовано для установки морской нефтегазодобывающей платформы на месторождении Аркутун-Даги (северо-восточный шельф острова Сахалин) [8].

ЛИТЕРАТУРА

1. **The Cargo Letter Orginal Story.** The Moment of Disaster At Dubai – March 2002. интернет-ресурс http://www.cargolaw.com/2000_nightmare_singlesonly2.html.
2. **The Commercial Diving Directory.** Disaster Photos. Интернет-ресурс http://www.longstreath.com/diving_photos.php?caID=7, 2002.

3. **Порядок** определения размера вреда, который может быть причинен жизни, здоровью физических лиц, имуществу физических и юридических лиц в результате аварии гидротехнического сооружения. Утвержден Приказом МЧС РФ, МПР, Минтранса РФ и Госгортехнадзора РФ от 18.05.2002 г. №243/15/270/68/89. Зарегистрирован в Минюсте РФ 3 июня 2002 г. Регистрационный №3493.
4. **Правила** определения величины финансового обеспечения гражданской ответственности за вред, причиненный в результате аварии гидротехнического сооружения. Утверждены Постановлением Правительства Российской Федерации от 18 декабря 2001 г. №876.
5. **РД 03-626-03.** 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. Утверждена Приказом МЧС России и Госгортехнадзора от 15.08.2003 № 482/175а.
6. **Постановление** Правительства Российской Федерации от 21 мая 2007 г. №304 «О классификации чрезвычайных ситуаций природного и техногенного характера».
7. **Прудовский А.М.** Образование прорана при прорыве земляной плотины //Безопасность гидротехнических сооружений. Вып. 2–3. –М.: ОАО «НИИЭС», 1998.
8. **Киселев П.Г.** Справочник по гидравлическим расчетам. Издан. П. Государственное энергетическое издательство. – М. – Л., 1957.
9. **Док в порту** Находки может стать основанием для нефтегазодобывающей платформы. Сайт RosInvest.Com. 30 Мая, 2008.

ФОРМИРОВАНИЕ ИСТОЧНИКА ФИНАНСОВОГО ОБЕСПЕЧЕНИЯ ДЛЯ ВОЗМЕЩЕНИЯ ВРЕДА ОТ ВОЗМОЖНЫХ АВАРИЙ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ

Орлов А.В., кандидат техн. наук, (ЗАО «Индустриальный риск»)

Одной из обязанностей владельцев гидротехнических сооружений (ГТС), установленной Федеральным законом «О безопасности гидротехнических сооружений», является формирование источника финансового обеспечения гражданской ответственности. Финансовое обеспечение гражданской ответственности в случае возмещения вреда, причиненного в результате аварии ГТС (за исключением обстоятельств вследствие непреодолимой силы), осуществляется за счет средств собственника ГТС или эксплуатирующей организации, а также за счет страховой суммы, определенной договором страхования риска гражданской ответственности.

Для того, чтобы владелец ГТС приступил к формированию источника финансового обеспечения, необходимо органу государственного надзора за безопасностью ГТС определить величину финансового обеспечения гражданской ответственности на основании выполненного владельцем ГТС расчета вероятного вреда. Процедура определения величины финансового обеспечения гражданской ответственности установлена Правительством Российской Федерации Постановлением от 18.12.2001 N 876 «Об утверждении правил определения величины финансового обеспечения гражданской ответственности за вред, причиненный в результате аварии гидротехнического сооружения».

Таким образом, порядок формирования источника финансового обеспечения гражданской ответственности состоит из следующих шагов:

- выбор сценария возможных аварий (наиболее вероятных и наиболее тяжелых);
- проведение расчета вероятного вреда для каждого сценария;
- согласование выполненного расчета с органами власти субъектов Российской Федерации на территориях, которым может быть причинен вред;
- утверждение расчета органом государственного надзора за безопасностью ГТС в составе утверждаемой декларации;
- определение органом государственного надзора за безопасностью ГТС величины финансового обеспечения гражданской ответственности;
- формирование владельцем ГТС источника финансового обеспечения гражданской ответственности.

Настоящая статья ставит своей целью помочь собственникам ГТС, эксплуатирующим организациям правильно выполнить перечисленные выше шаги.

Выбор сценария аварий ГТС является важным этапом декларирования безопасности. Анализ утвержденных надзорным органом деклараций безопасности ГТС показывает, что владельцами сооружений назначаются сценарии возможных аварий, хотя теоретически и возможные, однако часто не отвечающие требованиям действующего законодательства.

При разработке декларации безопасности необходимо учитывать, с одной стороны, возможность разрушения или повреждения сооружений по любой причине, с другой стороны, для расчета вероятного вреда необходимо использовать только те сценарии возможных аварий, которые отвечают установленным в нормативных правовых документах требованиям.

В соответствии со статьей 16 Федерального закона «О безопасности гидротехнических сооружений» (117-ФЗ, 1997г.): «Вред, причиненный жизни, здоровью физических лиц, имуществу физических и юридических лиц в результате нарушения законодательства о безопасности гидротехнических сооружений, подлежит возмещению физическим или юридическим лицом, причинившим такой вред, в соответствии с Гражданским кодексом Российской Федерации». Указанная статья устанавливает общие обязанности собственника ГТС или эксплуатирующую организацию возмещать вред, причиненный другим лицам на общих основаниях при наличии вины. Вина собственника ГТС или эксплуатирующей организации устанавливается, если ими допущены нарушения законодательства о безопасности ГТС.

Согласно статье 17 Федерального закона «О безопасности гидротехнических сооружений» (117-ФЗ, 1997г.): «Собственник гидротехнического сооружения, а также эксплуатирующая организация в случае, если гидротехническое сооружение находится в государственной или муниципальной собственности, обязаны иметь финансовое обеспечение гражданской ответственности». Указанная статья формирует механизм в законе, обеспечивающий гарантии возмещения причиненного вреда собственником ГТС или эксплуатирующей организацией.

Согласно статье 929 Гражданского Кодекса Российской Федерации под гражданской ответственностью понимается ответственность по обязательствам, возникающим вследствие причинения вреда жизни, здоровью или имуществу других лиц, а в случаях, предусмотренных законом, также ответственность по договорам. Указанная статья является ключевой в понимании механизма формирования величины финансового обеспечения. Величина финансового обеспечения должна формироваться не по любым обязательствам, возникающим у собственника ГТС или эксплуатирующей организации, а только по тем, которые относятся к гражданской ответственности. При этом вред, причиненный жизни, здоровью или имуществу других лиц, с которыми собственник гидротехнических сооружений или эксплуатирующей организации не состоит в договорных отношениях, так называемые «третьи лица», подлежит возмещению и относится к гражданской ответственности. Вред, причиненный ненадлежащим исполнением договора, относится к гражданской ответственности, если это предусмотрено законом.

Примером такой формы гражданской ответственности может служить норма статьи 547 Гражданского Кодекса Российской Фе-

дерации «Ответственность по договору энергоснабжения», где предусмотрено, что:

1. В случаях неисполнения или ненадлежащего исполнения обязательств по договору энергоснабжения сторона, нарушившая обязательство, обязана возместить причиненный этим реальный ущерб.

2. Если в результате регулирования режима потребления энергии, осуществленного на основании закона или иных правовых актов, допущен перерыв в подаче энергии абоненту, энергоснабжающая организация несет ответственность за неисполнение или ненадлежащее исполнение договорных обязательств, при наличии ее вины.

Если компания, эксплуатирующая ГТС ГЭС, не имеет договоров энергоснабжения, следовательно, нормы статьи 547 Гражданского Кодекса Российской Федерации не распространяются на такую энергогенерирующую компанию.

Таким образом, гражданская ответственность владельца ГТС, который не имеет договоров энергоснабжения, определяется только размером вреда, причиненного жизни, здоровью и имуществу других лиц, с которыми такой владелец не состоит в договорных отношениях.

Согласно нормам статьи 1064 Гражданского Кодекса Российской Федерации установлены общие основания ответственности за причинение вреда: вред, причиненный личности или имуществу гражданина, а также вред, причиненный имуществу юридического лица, подлежит возмещению в полном объеме лицом, причинившим вред, т.е. в рассматриваемом нами случае — владельца ГТС.

Согласно статье 1079 Гражданского Кодекса Российской Федерации, установившей ответственность за вред, причиненный деятельностью, создающей повышенную опасность для окружающих, энергогенерирующая компания, использующая ГТС, являющиеся источниками повышенной опасности, обязана возместить вред, причиненный гидротехническими сооружениями, если не докажет, что вред возник вследствие непреодолимой силы или умысла потерпевшего. Компания может быть освобождена судом от ответственности полностью или частично также по основаниям, предусмотренным пунктом 2 статьи 1083 Гражданского Кодекса Российской Федерации.

Обязанность возмещения вреда возлагается законом на владельца ГТС. Владелец ГТС не отвечает за вред, причиненный этим источником (ГТС), если докажет, что источник выбыл из его обладания в результате противоправных действий других лиц. Ответственность за вред, причиненный источником повышенной опасности, в таких случаях несут лица, противоправно завладевшие источником. При наличии вины компании в противоправном изъятии это-

го источника из его обладания ответственность может быть возложена как на владельца, так и на лицо, противоправно завладевшее источником повышенной опасности.

Владельцы ГТС солидарно несут ответственность за вред, причиненный в результате взаимодействия гидротехнических сооружений с другими источниками повышенной опасности третьим лицам по основаниям, предусмотренным статьей 1079 Гражданского Кодекса Российской Федерации. Каскады ГЭС на р. Кама (Камская ГЭС, Воткинская ГЭС, Нижнекамская ГЭС), на р. Ангара (Иркутская ГЭС, Братская ГЭС, Усть-Илимская ГЭС, Богучанская ГЭС), на р. Вилюй (каскад Вилюйских ГЭС-1,2, Светлинская ГЭС), на р. Енисей (Саяно-Шушенская ГЭС, Майнская ГЭС, Красноярская ГЭС) являются примерами, когда ГЭС принадлежат разным собственникам. В случае возникновения аварии ГТС на вышележащем гидроузле, потерпевшие могут обращаться с исками о возмещении вреда к любому из владельцев ГТС.

При проведении расчета вероятного вреда, который может быть причинен потерпевшим в результате возможной аварии ГТС, необходимо учитывать положения законодательства Российской Федерации.

При возмещении причиненного вреда, согласно нормам статьи 1083 Гражданского Кодекса Российской Федерации, учитывается вина потерпевшего. Так вред, возникший вследствие умысла потерпевшего, возмещению не подлежит. Если грубая неосторожность самого потерпевшего содействовала возникновению или увеличению вреда, в зависимости от степени вины потерпевшего и причинителя вреда, размер возмещения должен быть уменьшен.

При грубой неосторожности потерпевшего и отсутствии вины причинителя вреда в случаях, когда его ответственность наступает независимо от вины, размер возмещения должен быть уменьшен или в возмещении вреда может быть отказано, если законом не предусмотрено иное. При причинении вреда жизни или здоровью гражданина отказ в возмещении вреда не допускается.

Указанная норма статьи 1083 Гражданского Кодекса Российской Федерации корреспондируется со статьей 59 Градостроительного Кодекса Российской Федерации (ФЗ-190) «Возмещение вреда, причиненного жизни или здоровью физических лиц, имуществу физических или юридических лиц при осуществлении территориального планирования и градостроительного зонирования».

В части 1 указанной статьи установлено, что возмещение вреда, причиненного жизни или здоровью физических лиц, имуществу физических или юридических лиц в результате утверждения не со-

ответствующим требованиям технических регламентов документов территориального планирования Российской Федерации и документов территориального планирования субъектов Российской Федерации, осуществляется в полном объеме.

В части 2 указанной статьи установлено, что возмещение вреда, причиненного жизни или здоровью физических лиц, имуществу физических или юридических лиц в результате утверждения, не соответствующих требованиям технических регламентов документов территориального планирования муниципальных образований, правил землепользования и застройки, документации по планировке территорий муниципальных образований, осуществляется в полном объеме.

Часть 3 указанной статьи устанавливает субсидиарную ответственность Российской Федерации или субъекта Российской Федерации за причинение вреда, указанного в частях 1 и 2 рассматриваемой статьи в случае наличия положительного заключения государственной экспертизы проектов документов территориального планирования, не соответствующих требованиям технических регламентов.

Таким образом, можно сделать вывод, что организация, владеющая ГТС, освобождается от возмещения вреда, причиненного использованием ГТС, в следующих случаях:

1. Причинение вреда в результате действия непреодолимой силы, в том числе и в результате вызванной этой силой аварии, к таким авариям необходимо отнести все случаи воздействия на ГТС факторов, интенсивность которых превышает проектные и воздействие которых не может быть устранено действиями эксплуатирующего персонала;
2. Причинение вреда в результате противоправного завладения ГТС посторонними лицами, при условии отсутствия вины эксплуатирующей организации в таком завладении;
3. Умысла самого потерпевшего, что явилось причиной причинения потерпевшему вреда.

Практика проведения расчетов вероятного вреда, который может быть причинен в результате возможной аварии ГТС для целей формирования величины финансового обеспечения гражданской ответственности, показывает, что рассмотренные выше правовые нормы не всегда находят свое отражение.

Так в большинстве случаев, в методических материалах, разработанных органами государственной исполнительной власти, осуществляющими надзор за безопасностью гидротехнических сооружений, не нашли отражение указанные требования закона. Более того, в ряде методик предлагается проводить расчеты вероятного вреда по составленным, которые не относятся к гражданской ответственно-

сти владельцев гидротехнических сооружений. В частности, ответственность за причинения вреда в результате неисполнения договора теплоснабжения ТЭЦ по причине аварии на золошлакоотвале, относится к договорной ответственности и не подпадает под гражданскую ответственность теплогенерирующей компании.

Формирующаяся в настоящее время региональная градостроительная документация, к сожалению, также не отражает особенности эксплуатации уже существующих гидроузлов на водотоках. Часть технических требований к инженерной защите городов и поселений не учитывает разрешенные по проекту режимы работы вышележащих гидроузлов. Это приводит, с одной стороны, к принятию градостроительных решений, которые ограничивают пропускную способность гидроузлов, следовательно, снижают уровень безопасности эксплуатируемых гидротехнических сооружений, с другой стороны, порождает у населения иллюзию, что во всех наводнениях и паводках виноваты собственники гидроузлов или эксплуатирующие организации.

Вопрос об ответственности собственника ГТС или эксплуатирующей организации при работе гидроузла с уровнем верхнего бьефа между нормальным подпорным уровнем (НПУ) и форсированным подпорным уровнем (ФПУ) по причинам технических проблем на гидроузле не рассматривается ни в одной методике расчета вреда. Между тем из норм закона следует, что при таком режиме работы, который возник из-за технических проблем (потеря возможности сброса заданного расхода в нижний бьеф) у собственника гидротехнических сооружений или эксплуатирующей организации возникает обязанность возместить причиненный в зоне кратковременного затопления вред, т.е. возникает гражданская ответственность. Рассмотрение подобных сценариев аварий при проведении расчетов вероятного вреда становится актуальным особенно после аварии на Саяно-Шушенской ГЭС 17 августа 2009 года.

На обязанность учитывать ответственность причинителя вреда, действующего в состоянии крайней необходимости (когда причиняется меньший вред, дабы предотвратить причинение большего вреда) обратил внимание Верховный Суд Российской Федерации в своем первом Постановлении 2010 года. Эта норма заложена в статье 1067 Гражданского Кодекса Российской Федерации.

Рассмотренные примеры показывают, что при разработке новых административных регламентов в области ГТС, разработчикам нормативных документов необходимо учесть требования законодательства Российской Федерации в части внесения коррективов в методи-

ки расчета вероятного вреда, который определяют владельцы ГТС для формирования источника финансового обеспечения гражданской ответственности.

Выполненный расчет вероятного вреда согласовывается владельцем ГТС в органах власти субъектов Российской Федерации, территориям которых может быть причинен вред. Порядок согласования определяется самим субъектом Российской Федерации. Практика показывает, что у властей субъектов Российской Федерации нет единого подхода к порядку согласования расчета вероятного вреда. Это порождает трудности, как по проведению самих расчетов, так и по применяемым при расчете методикам. Следует отметить, что методики расчета вероятного вреда, который может быть причинен в результате аварии ГТС, не являются нормативными документами, а носят лишь рекомендательный характер.

При утверждении деклараций безопасности ГТС органами государственного надзора определяется величина финансового обеспечения гражданской ответственности. Порядок определения этой величины, исходя из размера возможного вреда, органами государственного надзора не установлен. Практика показывает, что органы государственного надзора определяют величину финансового обеспечения гражданской ответственности равной значению размера вреда, рассчитанного для сценария наиболее тяжелой аварии, без учета вероятности возникновения такой аварии. Такой подход, по мнению автора статьи, необоснованно завышает размер назначаемого финансового обеспечения гражданской ответственности.

В настоящее время в Российской Федерации не разработаны правовые нормативные документы, определяющие порядок формирования владельцем ГТС источника финансового обеспечения гражданской ответственности. Статья 17 Федерального закона «О безопасности гидротехнических сооружений» говорит лишь о том, что таким источником могут быть собственные средства владельца ГТС, а также страховая сумма по договору страхования гражданской ответственности. В отсутствие правового нормативного регулирования этого вопроса действует общее правило, установленное Гражданским Кодексом Российской Федерации, гласящее, что по обязательствам сторона гражданского правового оборота отвечает всем своим имуществом. Следовательно, отсутствие установленных государством правил формирования источника финансового обеспечения гражданской ответственности, согласованных с действующим налоговым законодательством, дает основание владельцам ГТС ссылаться на общую

норму Гражданского Кодекса Российской Федерации и не формировать источник финансового обеспечения гражданской ответственности.

Указание в статье 17 Федерального закона «О безопасности гидротехнических сооружений» о страховой сумме по договору страхования гражданской ответственности носит субсидиарный характер и может являться не обязательным дополнением к собственным средствам владельца ГТС. Напомним, что по состоянию на начало 2010 года в Российской Федерации законом не установлена обязанность владельца ГТС страховать свою гражданскую ответственность, такое страхование может осуществляться им добровольно.

При разработке административных регламентов в области обеспечения безопасности ГТС необходимо:

- определить на нормативной основе методики расчета вероятного вреда;
- установить общие принципы согласования вероятного вреда органами власти субъектов Российской Федерации;
- нормативно определить методику определения величины финансового обеспечения гражданской ответственности;
- разработать правовые нормативные документы, определяющие порядок формирования владельцем ГТС источника финансового обеспечения гражданской ответственности.

ЛИТЕРАТУРА

1. **Федеральный Закон РФ «О безопасности гидротехнических сооружений»** от 21.07.1997 г. №117-ФЗ.
2. **Постановление** Правительства Российской Федерации от 06.11.98 № 1303 «**Об утверждении Положения о декларировании безопасности гидротехнических сооружений**».
3. **Постановление** Правительства Российской Федерации от 18 декабря 2001 г. №876 «**Об утверждении Правил определения величины финансового обеспечения гражданской ответственности за вред, причиненный в результате аварии гидротехнического сооружения**».
4. **Приказ** Минприроды России от 22.07.2009 №221 «**Об утверждении формы декларации безопасности гидротехнических сооружений**».
5. **Приказ** МЧС РФ, Минэнерго РФ, МПР, Минтранса РФ и Госгортехнадзора РФ от 18 мая 2002 г. №243/150/270/68/89 «**Об утверждении Порядка определения размера вреда, который может быть причинен жизни, здоровью физических лиц, имуществу физических и юридических лиц в результате аварии гидротехнического сооружения**».
6. **Приказ** МЧС России и Минэнерго России от 29 декабря 2003 №776/508 «**Об утверждении Методики определения размера вреда, который может быть причинен жизни, здоровью физических лиц, имуществу физи-**

ческих и юридических лиц в результате аварий гидротехнических сооружений предприятий топливно-энергетического комплекса».

7. «**Методика** оценки вероятностного ущерба от вредного воздействия вод и оценки эффективности осуществления превентивных водохозяйственных мероприятий». – М: ФГУП «ВИЭМС», 2007.
8. **СНиП 33-01-2003**. Гидротехнические сооружения. Основные положения. – М.: Госстрой, 2004.
9. **СНиП 2.06.01-86**. Гидротехнические сооружения. Основные положения проектирования. Госстрой СССР. – М: ЦИТП, 1987.
10. **СНиП 2.06.06-85**. Плотины бетонные и железобетонные. Госстрой СССР. – М.: ЦИТП, 1986.
11. **СНиП 2.02.02-85**. Основания гидротехнических сооружений. Госстрой России. – М.: ФГУП ЦПП, 2004.
12. **СНиП 2.06.08-87**. Бетонные и железобетонные конструкции гидротехнических сооружений. Госстрой СССР. – М.: ЦИТП, 1987.
13. **СНиП II-7-81** Строительство в сейсмических районах. – М.: ГУП ЦПП, 2000.
14. **СНиП 2.06.15-85**. Инженерная защита территории от затопления и подтопления.
15. **СНиП 2.07.01-89**. Инженерная подготовка и защита территории.
16. **СНиП IV.5.82**. Берегоукрепительные работы.

АНАЛИЗ СОСТОЯНИЯ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ ГИДРОУЗЛОВ ДОМОДЕДОВСКОГО РАЙОНА МОСКОВСКОЙ ОБЛАСТИ

Волков В.И., кандидат техн. наук, Каганов Г.М., доктор техн. наук, Секисова И.А., кандидат техн. наук (ФГОУ ВПО МГУП)

На территории Московской области насчитывается порядка 1800 водоемов с низконапорными гидротехническими сооружениями. Водоемы обследованных сотрудниками МГУП гидроузлов (1054 шт.) имеют общую площадь 15282,3 га и объем 341,4 млн. м³, что превышает общий полезный объем водохранилищ отдельного бьефа канала им. Москвы и сопоставимо с полезной емкостью водохранилищ Москворецкой системы. Это подчеркивает необходимость усиления внимания к состоянию и безопасности гидротехнических сооружений относительно небольших по размерам водоемов низконапорных гидроузлов IV класса.

В статье авторов [1], посвященной анализу состояния гидротехнических сооружений Подольского района Московской области, показана актуальность сбора и анализа информации для отдельных райо-

нов субъектов федерации, так как именно на местах формируются реальные планы (программы) ремонтных работ или реконструкции для обеспечения безопасности гидротехнических сооружений.

С учетом этого в настоящей работе рассматривается состояние гидротехнических сооружений Домодедовского района, который относится к районам Московской области с наиболее высокой площадью водоемов на 1 км² территории (0,59 га/1 км²). Домодедовский район расположен на юге Московской области (рис.1) и занимает территорию 816,26 км² или 1,78% площади всей Московской области. В районе проживает 125,70 тыс. жителей или 1,88% населения области.

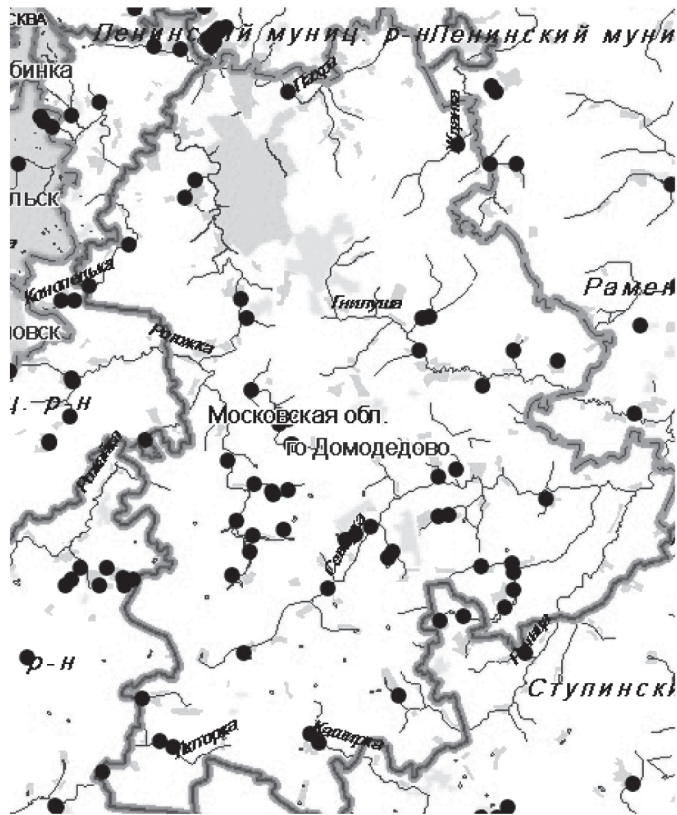


Рис. 1. Схема размещения обследованных гидротехнических сооружений водоемов Домодедовского района (картографическая основа — ЗАО «Геоцентр-Консалтинг»); % — створы плотин

В Домодедовском районе насчитывается порядка 90 водоемов с напорными гидротехническими сооружениями (ГТС), из которых обследованы гидротехнические сооружения самых больших 52 водоемов (в 2005г. — 6; в 2007г. — 43; в 2008г. — 3). Основными водотоками района, в бассейне которых размещены ГТС, являются притоки р. Пахры (22 водоема), р. Лопасни (4 водоема), р. Северки (18 водоемов); на самой р. Северке — 6 водоемов и на р. Каширке — 2 водоема. На рис. 2 представлена линейная схема размещения водоемов с обследованными ГТС на водотоках на части бассейна р. Северки. Такая схема должна использоваться при оценке безопасности гидроузлов с учетом состояния расположенных выше по течению ГТС.

В табл. 1 приведены общие данные по водоемам Домодедовского района и средние показатели по Московской области.

В табл. 2 представлены сравнительные данные по водоемам Домодедовского района и в среднем по Московской области по различным показателям: количество водоемов на 1 км² территории, площадь водоемов в % от территории района или области, количество м² водоемов на 1 жителя и количество водоемов на 1000 жителей.

Большинство водоемов (23 или 44,2%), ранее предназначавшихся для целей орошения, по прямому назначению не используются. Эти водоемы используются в настоящее время в рекреационных целях. Часть водоемов используется для технических нужд, для организации культурного рыболовства. Ряд плотин являются частью транспортной системы района (около одной трети). Следует отметить, что все водоемы могут быть использованы в противопожарных целях, что крайне важно для Московской области.

Среди обследованных гидроузлов преобладающими являются гидроузлы с водоемами с относительно небольшой емкостью: 40,4% имеют объем, не превышающий 100 тыс. м³ (табл. 3). Количество обследованных гидроузлов с объемом водохранилищ более 0,5 млн. м³ составило 6 (11,5% от всех обследованных гидроузлов).

75 % (39) плотин гидроузлов имеют высоту, превышающую 5 м, включая 8 (15,4%) плотин высотой более 10 м (табл. 4). Средняя высота плотин в русловой части створа составляет 7,0 м.

Большинство гидротехнических сооружений находится в муниципальной собственности городского округа Домодедова (ГТС 37 водоемов или 71,2%), федеральную форму собственности име-

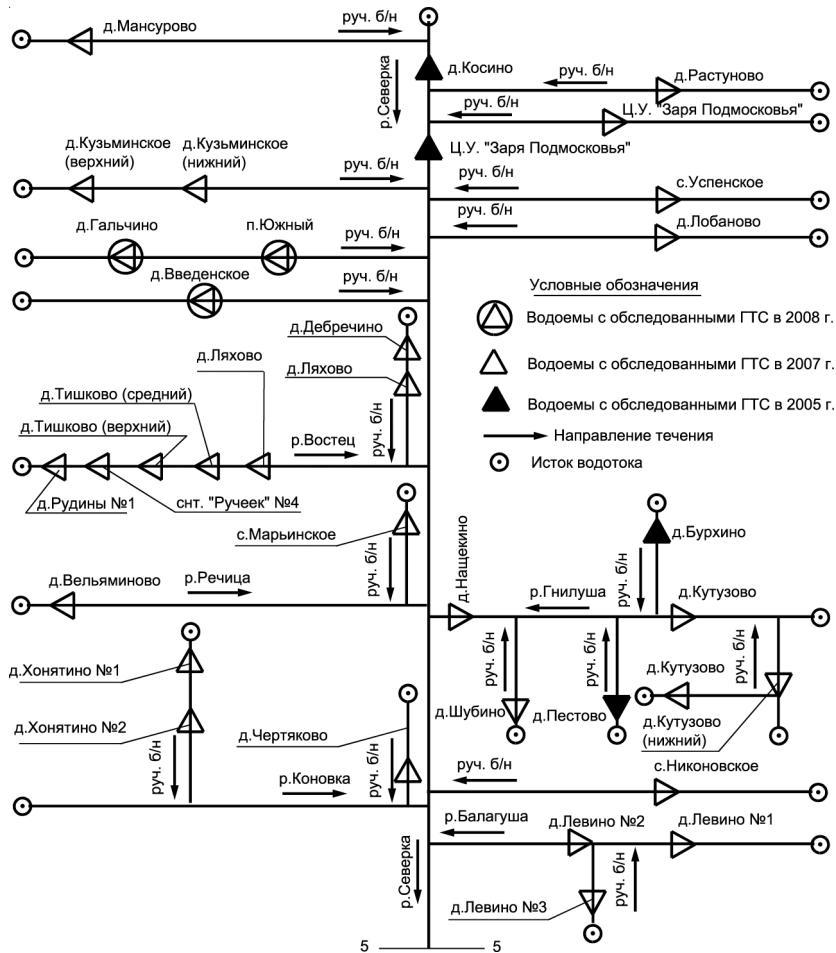


Рис. 2. Схема размещения водоемов с обследованными ГТС на водотоках на части бассейна р.Северки в Домодедовском и прилегающих районах Московской области

ют 2 объекта, частную — 4 и 17,3%, ГТС девяти водоемов не имеют собственника. Службы эксплуатации существуют, в основном, формально, только на десяти (19,2%) гидроузлах.

В соответствии с Российским регистром ГТС (РР ГТС) [6] безопасность гидротехнических сооружений классифицируется по четырем уровням: нормальный, пониженный, неудовлетворительный и опасный. Отсутствуют гидроузлы, сооружения которых мог-

Таблица 1

Общие данные по водоемам с обследованными гидротехническими сооружениями

Показатель	Домодедовский район	Московская область
Кол-во водоемов	52	1054
Суммарный объем, млн. м ³	10,80	341,41
Общая площадь, га	463,90	15282,29
Средний объем водоема, млн. м ³	0,21	0,32
Средняя площадь водоема, га	8,92	14,50
Средняя глубина водоема, м	2,33	2,23
Средняя высота плотины, м	7	6,1

Таблица 2

Сравнительные показатели по водоемам Домодедовского района и Московской области

Показатель	Домодедовский район	Московская область
Кол-во жителей, тыс. чел.	125,70	6672,77
Площадь, км ²	816,26	45800,0
Кол-во водоемов на 1 км ² территории	0,064	0,023
Кол-во водоемов на 1000 жителей	0,41	0,16
Площадь водоемов в % от территории	0,0057	0,0033
Площадь водоемов на 1 жителя, м ²	36,9	22,9

Таблица 3

Распределение обследованных гидротехнических сооружений в зависимости от объема создаваемого ими водохранилища

Объем, V, млн. м ³	< 0,1	0,1 ≤ V < 0,5	0,5 ≤ V < 1	≥ 1	Всего
Количество	21	25	5	1	52
в %	40,4%	48,1%	9,6%	1,9%	100%

Таблица 4

Распределение обследованных гидроузлов в зависимости от высоты входящей в них плотины

Высота плотины H _{пл} , м	< 5	5 ≤ H _{пл} < 10	≥ 10	Всего
Количество	13	31	8	52
в %	25,0	59,6	15,4	100,0

ли бы быть отнесены к нормальному уровню безопасности. Вместе с тем в РР ГТС недостаточно четко прописано состояние ГТС (которое поставлено в соответствие к уровню безопасности) и используются понятия: работоспособное, частично работоспособное, неработоспособное; для пониженного уровня безопасности понятие «состояния» отсутствует. В соответствии с предложениями МГУП, уровням безопасности по РР ГТС должны соответствовать состояния ГТС, приведенные в табл. 5, которые, как представляется авторам, более близки к инженерам-гидротехникам. Следует отметить очень высокий процент гидротехнических сооружений с неудовлетворительным и опасным уровнем безопасности (в сумме около 71,2%).

Таблица 5

Распределение гидротехнических сооружений в зависимости от их технического состояния и по уровню безопасности

Состояние* Уровень безопасности**	Количество	в %
Нормальное Нормальный	0	0,0%
Удовлетворительное Пониженный	15	28,8
Потенциально опасное Неудовлетворительный	17	32,7
Аварийное Опасный	20	38,5
Всего	52	100

В табл. 6 приведено распределение обследованных гидроузлов по степени готовности к пропуску паводка и по уровню безопасности в зависимости от года строительства и срока службы. На рис. 3 представлено распределение гидроузлов в зависимости от их степени готовности к пропуску расчетных паводковых расходов и приведен процент основных гидротехнических сооружений (плотина, водосброс), техническое состояние которых не обеспечивает безопасность гидроузла при пропуске паводков.

В табл. 7 приведено распределение обследованных гидроузлов по степени опасности для территорий нижнего бьефа в зависимости от года строительства и срока службы.

Напорный фронт обследованных гидроузлов образован однородными земляными плотинами. Бетонные плотины, формирующие основную часть напорного фронта, отсутствуют.

Таблица 6

Распределение гидротехнических сооружений по степени готовности к пропуску паводка и по уровню безопасности в зависимости от года строительства и срока службы

Год строительства		По 1969. вкл.	1970 – 1979 вкл.	После 1979	Всего	
Срок эксплуатации T, лет		≥ 40	40 > T ≥ 30	30 > T		
В целом гидроузлов	Кол-во	12	27	13	52	
	в %	23,1	51,9	25,0	100,0	
Степень готовности к пропуску паводка	Достаточная	Кол-во	3	5	7	15
		в %	25,0	18,5	53,8	28,8
	Недостаточная	Кол-во	9	22	6	37
		в %	75,0	81,5	46,2	71,2
Уровень безопасности	Нормальный	Кол-во	0	0	0	0
		в %	0,0	0,0	0,0	0,0
	Пониженный	Кол-во	3	5	7	15
		в %	25,0	18,5	53,8	28,8
	Неудовлетворительный	Кол-во	3	11	3	17
		в %	25,0	40,7	23,1	32,7
Опасный уровень	Кол-во	6	11	3	20	
	в %	50,0	40,7	23,1	38,5	

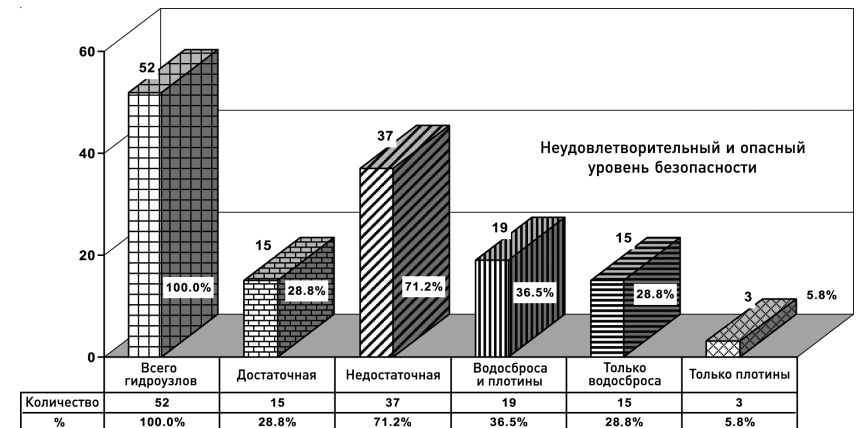


Рис. 3. Распределение гидроузлов в зависимости от их степени готовности (достаточная или недостаточная) к пропуску расчетных паводковых расходов

Таблица 7

Распределение гидротехнических сооружений по степени опасности для территорий нижнего бьефа в зависимости от года строительства и срока службы

Год строительства		По 1969г. вкл.	1970 – 1979 вкл.	После 1979	Всего	
Срок эксплуатации T , лет		≥ 40	$40 > T \geq 30$	$T < 30$		
В целом гидроузлов	Кол-во	12	27	13	52	
	в %	23,1	51,9	25,0	100,0	
По степени опасности для нижнего бьефа	Особо опасные	Кол-во	2	4	6	12
		в %	16,7	14,8	46,2	23,1
	Опасные	Кол-во	7	19	4	30
		в %	58,3	70,4	30,8	57,7
	Не опасные	Кол-во	3	4	3	10
		в %	25,0	14,8	23,1	19,2

Безопасность земляных плотин зависит от ряда факторов, среди которых для низконапорных сооружений особо значимым является запас гребня плотины над уровнем верхнего бьефа. В Домодедовском районе из 22-х плотин, находящихся в потенциально опасном или аварийном техническом состоянии, 14 плотин (63,6%) имеют недостаточный запас гребня.

Безопасность грунтовых подпорных сооружений, наряду с запасом гребня плотин над расчетными уровнями верхнего бьефа, устойчивостью откосов, фильтрационной прочностью тела плотины и основания, зависит от состояния крепления верхних откосов и покрытий гребня.

Среди 52 земляных плотин сплошное бетонное крепление верхних откосов имеют только 13 плотин; крепление зоны верхнего откоса только у входного оголовка водосбросов применено на одной плотине (табл. 8). Крепление крупнообломочными материалами выполнено на одной плотине. Т.е., в целом, только 28,8% верхних откосов плотин имеют сплошное или частичное крепление верхних откосов. Примененный в надводной части на большинстве откосов плотин посев трав (71,2% плотин) из-за некачественного первоначального выполнения и отсутствия эксплуатации не является защитой от волновых воздействий и не препятствует переработке откоса ветровой волной. Так, среди 22 плотин с опасным

Таблица 8

Типы креплений верхних откосов земляных плотин

Тип крепления верхнего откоса плотины	Количество креплений плотин		
	шт	% от всех типов креплений	% от данного типа крепления
1. Бетонное крепление, всего	15	26,9	
в т.ч. сборными плитами, всего	12		85,8
в т.ч. монолитными плитами, всего	1		7,1
в т.ч. сборно-монолитное крепление	0		0,0
в т.ч. с креплением только у входного оголовка водосброса	1		7,1
2. Асфальтобетонное крепление	0	0,0	
3. Крепление крупнообломочными грунтами, всего	1	1,9	
в т.ч. каменное	1		100
4. Биологическое крепление, всего	37	71,2	
в т.ч. посев трав	37		100,0
в т.ч. посадка ивы	0		0,0
Всего земляных плотин	52		

и неудовлетворительным уровнем безопасности 18 (81,8%) не имеют надлежащего крепления верхнего откоса.

В табл. 9 приведены типы покрытий гребня земляных плотин Домодедовского района. В основном, гребни плотин, снабженных тем или иным покрытием, находятся в удовлетворительном

Таблица 9

Типы покрытий гребня земляных плотин

Покрытие гребня плотины	Количество	
	шт.	%
Асфальтовое	16	30,8
Бетонное сплошное	7	13,5
Бетонное двухрядное	0	0,0
Гравийное	0	0,0
Щебеночное	2	3,8
Улучшенное грунтовое (втрамбованный щебень, гравий)	2	3,8
Без покрытия	25	48,1
Всего земляных плотин	52	

Таблица 10
 Типы, количество и уровень безопасности водосбросов различного типа при земляных плотинах

Тип водосброса	Количество				Уровень безопасности сооружений (проценты указаны от количества сооружений данного типа)							
	Всего, шт	% от общего	шт	% от типа	Нормальный		Пониженный		Неудовлетворительный		Опасный	
					шт	%	шт	%	шт	%	шт	%
1. Открытые береговые водосбросы, всего	6	11,5			0	0,0	3	50,0	1	16,7	2	33,3
в т. ч. регулируемые	1	1,9	16,7		0	0,0	1	100,0	0	0,0	0	0,0
в том числе нерегулируемые	5	9,6	83,3		0	0,0	2	40,0	1	20,0	2	40,0
2. Открытые в теле плотины, всего	2	3,8			0	0,0	2	100,0	0	0,0	0	0,0
в т. ч. регулируемые	0	0,0	0,0		0	-	0	-	0	-	0	-
в т. ч. нерегулируемые	2	3,8	100,0		0	0,0	2	100,0	0	0,0	0	0,0
3. Водосбросные плотины, всего	2	3,8			0	0,0	1	50,0	0	0,0	1	50,0
в т. ч. водосливные	1	1,9	50,0		0	0,0	0	0,0	0	0,0	0	0,0
в т. ч. с затворами	1	1,9	50,0		0	0,0	1	100,0	0	0,0	0	0,0
в т. ч. с фермами	0	0,0	0,0		0	-	0	-	0	-	0	-
4. Трубчатые водосбросы, всего	39	75,0			0	0,0	10	25,6	13	33,3	16	41,0
а) с башенными оголовками, всего	22	42,3	56,4		0	0,0	7	31,8	9	40,9	6	27,3
в том числе нерегулируемые, всего	22	42,3	56,4		0	0,0	7	31,8	9	40,9	6	27,3
с переливом по всему периметру или через окна на отметке НПУ	18	34,6	81,8		0	0,0	6	33,3	7	38,9	5	27,8
со стальной башней с переливом по всему периметру или через окна на отметке НПУ	0	0,0	0,0		0	-	0	-	0	-	0	-
со стальной башней с переливом по всему периметру или через окна на отметке НПУ	0	0,0	0,0		0	-	0	-	0	-	0	-
с переливом через фронтальную стенку	1	1,9	4,5		0	0,0	0	0,0	0	0,0	1	100,0
с переливом через фронтальную и боковую(ые) стенку(и)	2	3,8	9,1		0	0,0	0	0,0	2	100,0	0	0,0

с переливом по всему периметру и смещенные с донным водовыпуском	1	1,9	4,5		0	0,0	1	100,0	0	0,0	0	0,0
со стальным оголовком с переливом по всему периметру и смещенные с донным водовыпуском	0	0,0	0,0		0	-	0	-	0	-	0	-
в т. ч. регулируемые (без перелива по верху стенок башни), всего	0	0,0	0,0		0	-	0	-	0	-	0	-
с открытой фронтальной стенкой (частично или полностью), перекрытой затворами, и/или затворами, установленными внутри башенного оголовка, включая вариант размещения рабочего затвора на входе в отводящую трубу	0	0,0	-		0	-	0	-	0	-	0	-
с затворами во фронтальной и/или боковых стенках	0	0,0	-		0	-	0	-	0	-	0	-
со стальным оголовком с открытой фронтальной стенкой или донным отверстием и затворами внутри башни	0	0,0	-		0	-	0	-	0	-	0	-
б) с кошловыми оголовками, всего	6	11,5	15,4		0	0,0	2	33,3	0	0,0	4	66,7
с переливом по всему периметру	6	11,5	100,0		0	0,0	2	33,3	0	0,0	4	66,7
с переливом через фронтальную стенку	0	0,0	0,0		0	-	0	-	0	-	0	-
с переливом через фронтальную и боковую(ые) стенку(и)	0	0,0	0,0		0	-	0	-	0	-	0	-
с переливом через фронтальную стенку и затворами	0	0,0	0,0		0	-	0	-	0	-	0	-
в) безбашенные, всего	11	21,2	28,2		0	0,0	1	9,1	4	36,4	6	54,5
регулируемые	2	3,8	18,2		0	0,0	1	50,0	0	0,0	1	50,0
не регулируемые	9	17,3	81,8		0	0,0	0	0,0	4	44,4	5	55,6
г) сифонные	0	0,0	-		0	-	0	-	0	-	0	-

состоянии (кроме отдельных случаев гребней с улучшенным грунтовым покрытием). В то же время около 50% плотин не имеют покрытия на гребне, и их эксплуатация затруднена, особенно, при неблагоприятных погодных условиях.

Безопасность низконапорных гидроузлов, наряду с состоянием самой грунтовой плотины, во многом определяется состоянием водосбросных сооружений. При проведении обследований и последующем анализе результатов для оценки надежности тех или иных типов водосбросов была выполнена детальная классификация существующих водопропускных сооружений при земляных плотинах (табл. 10), и по каждому типу сооружений установлен уровень безопасности.

В Домодедовском районе преобладают трубчатые водосбросы (75,0%), среди которых наиболее распространенными являются нерегулируемые (96,2%). Обобщение данных по уровню безопасности основных типов водосбросов приведено в табл. 11.

В целом, водосбросы 35 плотин (67,3%) имеют опасный и неудовлетворительный уровень безопасности. Лучшие показатели безопасности имеют открытые водосбросы (количество таких водосбросов с опасным и неудовлетворительным уровнем безопасности составляет 46,2% от общего числа сооружений этого типа). Среди трубчатых водосбросов наиболее высокий процент сооружений с опасным и неудовлетворительным уровнем безопасности (90,9%) имеют безбашенные трубчатые водосбросы (при среднем показателе — 74,3%).

В составе обследованных ГТС водоемов насчитывается 33 водовыпуска, уровень безопасности которых для различных типов водовыпусков приведен в табл. 12. В основном преобладают донные водовыпуски с запорным колодцем в нижнем бьефе (26 или 78,8%), при этом в потенциально опасном и аварийном состоянии находятся 21 водовыпуск (80,8%). В целом, из 33 водовыпусков могут выполнять свои функции только 6 водовыпусков (18,2%).

Выводы

1. На примере Домодедовского района Московской области показаны возможности методологии МГУП для сбора значительного объема информации (при практическом отсутствии документации и служб эксплуатации), позволяющей на уровне местных органов власти оперативно принимать необходимые решения для обеспечения безопасности гидротехнических сооружений в районе, планировать и осуществлять ремонтные работы.

Таблица 11

Обобщенные данные по всем водосбросам при земляных плотинах

Тип водосброса	Количество			Уровень безопасности*							
	всего шт.	% от общего кол-ва	% от типа	Нормальный		Пониженный		Неудовлетворительный		Опасный	
				шт.	%	шт.	%	шт.	%	шт.	%
Открытые, всего	13	25,0		0	0,0	7	53,8	2	15,4	4	30,8
в т.ч. открытые береговые	6	11,5	46,2	0	0,0	3	50	1	16,7	2	33,3
в т.ч. открытые в теле плотины	2	3,8	15,4	0	0,0	2	100	0	0,0	0	0,0
в т.ч. водосбросные плотины	2	3,8	15,4	0	0,0	1	50	0	0,0	1	50,0
в т.ч. обводные каналы	2	3,8	15,4	0	0,0	0	0,0	1	50,0	1	50,0
в т.ч. прораны	1	1,9	7,7	0	0,0	1	100	0	0,0	0	0,0
Трубчатые, всего	39	75,0		0	0,0	10	25,6	13	33,3	16	41,0
в т.ч. с башенными оголовками	22	42,3	56,4	0	0,0	7	31,8	9	40,9	6	27,3
в т.ч. с ковшовыми оголовками	6	11,5	15,4	0	0,0	2	33,3	0	0,0	4	66,7
в т.ч. безбашенные	11	21,2	28,2	0	0,0	1	9,1	4	36,4	6	54,5
Итого	шт	52		0		17		15		20	
	%	100		0,0		32,7		28,8		38,5	

* Уровень безопасности в % приведен от количества всех водосбросов данного типа

2. Отмечено значительное количество гидроузлов, имеющих неудовлетворительный и опасный уровень безопасности (32,7 и 38,5%, соответственно).

3. Впервые приведены важные статистические данные по уровню безопасности по гидроузлам и входящим в них отдельным гидротехническим сооружениям, детализированным по их типу.

Тип водовыпуска	Количество		Уровень безопасности							
	Всего, шт	В % от общего кол-ва	Нормальный		Пониженный		Неудовлетворительный		Опасный	
			шт	%	шт	%	шт	%	шт	%
Открытые, всего	0	0,0	0	-	0	-	0	-	0	-
в том числе регулируемые	0	0,0	0	-	0	-	0	-	0	-
в том числе водозаборы ГЭС	0	0,0	0	-	0	-	0	-	0	-
Тручатые, всего	33	100,0	0	0,0	6	18,2	20	60,6	7	21,2
а) совмещенные с водосбросом, всего	4	12,1	0	0,0	1	25,0	3	75,0	0	0,0
в т. ч. совмещенные с нерегулируемыми башенными водосбросами, всего	4	12,1	0	0,0	1	25,0	3	75,0	0	0,0
в т. ч. совмещенные с регулируемыми башенными водосбросами (без перелива поверх стенок башни), всего	0	0,0	0	-	0	-	0	-	0	-
б) несовмещенные с водосбросами, всего	29	87,9	0	0,0	5	17,2	17	58,6	7	24,1
в т. ч. с башенным оголовком в верхнем бьефе, всего	2	6,1	0	0,0	0	0,0	1	50,0	1	50,0
в том числе безбашенные, всего	26	78,8	0	0,0	5	19,2	15	57,7	6	23,1
в том числе сифонные	1	3,0	0	0,0	0	0,0	1	100,0	0	0,0
Итого	33	100	0	0,0	6	18,2	20	60,6	7	21,2

4. Представляется целесообразным в дальнейшем уточнить терминологию по состояниям ГТС, применяемую в РР ГТС, и использовать для их описания следующие названия: нормальное, удовлетворительное, потенциально опасное и аварийное, поставив их в соответствие с уровнем безопасности, приведенном в РР ГТС (нормальный, пониженный, неудовлетворительный и опасный).

ЛИТЕРАТУРА

- Каганов Г.М., Волков В.И., Секисова И.А. Анализ состояния низконапорных гидротехнических сооружений Российской Федерации на примере обследования гидроузлов Московской области // Гидротехническое строительство, 2008. – №8.
- Каганов Г.М., Волков В.И. К оценке состояния низконапорных гидротехнических сооружений при отсутствии проектной документации // Природообустройство. – М.: МГУП. – №3.
- Каганов Г.М., Волков В.И. Некоторые проблемы обеспечения безопасности гидротехнических сооружений // Материалы международной научно-практической конференции «Роль природообустройства в обеспечении устойчивого функционирования и развития экосистем». – М.: МГУП, 2006. Ч. 1.
- Каганов Г.М., Волков В.И., Секисова И.А. Результаты предаводкового обследования 2006 г. гидроузлов Московской области // Гидротехническое строительство, 2007. – №4.
- Каганов Г.М., Волков В.И. Состояние бесхозяйных гидротехнических сооружений Московской области // Природообустройство. 2008. – № 2.
- Инструкция о ведении Российского регистра гидротехнических сооружений. РД 03-307а-99 / Утв. МПР России 12.07.1999. Приказ №144, Минэнерго России 12.07.1997. приказ НК-3357, Минтранс России 12.07.1999. Приказ НК-141367-ис., Госгортехнадзором России 12.07. 1999. Приказ №01/229а.

2. СТРОИТЕЛЬНЫЕ КОНСТРУКЦИИ, МАТЕРИАЛЫ, ТЕХНОЛОГИИ

АНАЛИЗ НОВЫХ МЕТОДОВ РАСЧЕТА ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ СООРУЖЕНИЙ

*Николаев В.Б., доктор техн. наук, Гун С.Я., кандидат техн. наук,
Ксенофонтов В.К., инженер, Николаев Д.В., кандидат техн. наук
(ОАО «НИИЭС»)*

В настоящее время определение усилий в сложных конструкциях производят, как правило, методом конечных элементов, что позволяет учесть пространственную работу сооружения. При этом в плитных и оболочечных элементах определяются до восьми компонентов усилий.

Очевидно, что точное определение усилий (в результате сложного трудоемкого расчета) утрачивает смысл, если расчет прочности железобетонных сечений производят на основе представления конструкции в виде балочных элементов, изолированно рассматривая два направления. Тем самым задается направление трещин, никак не связанное с пространственным напряженным состоянием сооружений. В проектной практике по СНиПу армирование и проверка достаточности сечений и класса бетона производят отдельно на действие усилий в направлении оси X (продольная сила N_x , изгибающий момент M_x) и в направлении Y (продольная сила N_y , изгибающий момент M_y).

Также отдельно производят расчет поперечной арматуры на действие поперечных усилий Q_{xz} и Q_{yz} . Тем самым пренебрегают общепризнанным фактом, что трещины в пространственных конструкци-

ях связаны с главными напряжениями (зависящими от совокупного действия всех 8 усилий для плит и оболочек одновременно) и простираются под определенными углами к направлениям армирования.

Разрушение стенок канала им. Москвы, шлюза Воткинской ГЭС, обрушение сопрягающих устоев Загорской ГАЭС, железобетонной буровой платформы «Слепнер», резко возрастающие деформации в стенах шлюзов Саратовской ГЭС, Павловского шлюза являются далеко не полным перечнем негативных состояний энергетических сооружений.

Представляемые методики и программа в определенной мере устраняет перечисленные недостатки.

При расчете нетрещиностойких железобетонных конструкций применяют два подхода, базирующихся на упрощенной, линейно деформируемой и более сложной, нелинейно деформируемой, расчетных схемах.

Первая методика является «нормативной» классической двухэтапной: на первом этапе определяются усилия, на втором – проводят расчет сечений.

Эта методика расчета, использующая линейно деформируемую модель, основывается на задании некоторого модуля деформации, учитывающего трещины дисперсно. При этом используется величина приведенного модуля деформации железобетона, определяемого из равенства жесткостей упругой системы и жесткости с трещинами по СП 52-101-2003, возможен также и учет понижения модуля деформаций за счет раскрытия блочных швов. По указанной двухэтапной методике производят подбор арматуры, класса бетона по прочности.

Методика расчета по нелинейно деформируемой схеме является проверочной, намного сложнее, но она более точна, так как образование и развитие трещин в конструкции, пластические деформации в арматуре и в бетоне, являются результатом вычислений. Методика одноэтапна, так как аппроксимируется арматура, и в результате расчетов (без расчета сечений) определяются напряжения в арматуре и сжатых зонах бетона.

При этом траектории трещин или задаются дискретно, раскрываясь с использованием определенного критерия, либо автоматическим.

Расчет выполняется итерационным методом с определением на каждой итерации перераспределения внутренних усилий в конструкции. Применение данной методики более трудоемко, так как, во-первых, при разработке расчетной модели МКЭ необходимо дополнительно аппроксимировать арматурный каркас железобетон-

ной конструкции, а во-вторых, для выполнения расчетов требуется намного больше времени вычислений на ПЭВМ повышенной производительности.

Резюмируя оба приведенных подхода, следует считать, что обе методики дополняют друг друга, и расчет ответственных сооружений следует проводить по обоим изложенным ниже методам.

Основные положения по расчету армирования и прочности пространственных сечений

Методика расчета железобетонных плит и оболочек базируется на основных положениях теории железобетона, некоторых зависимостях теории Карпенко Н.И. и методе вторичных полей напряжений.

Предполагается, что в произвольной двумерной конструкции плоскость с магистральной трещиной в расчетном конечном элементе на поверхности ориентирована под углом, определяемым направлением площадки главного растягивающего напряжения (рис. 1).

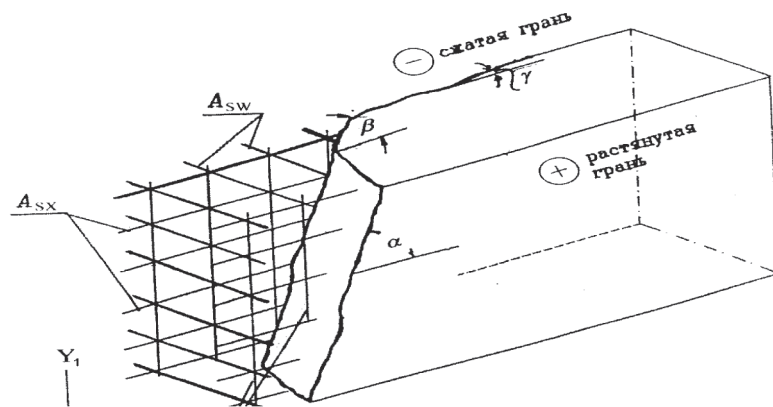


Рис. 1. Местная система координат элемента

Рассматривается пространственное сечение элемента, аппроксимированное тремя последовательно образующимися плоскостями, соответствующими трём фазам образования магистральной трещины:

первоначальному появлению на растянутой грани элемента трещины, при котором образуется первая плоскость пространственного сечения, проходящая по площадке главных растягивающих напряжений (либо по блочному шву) от комбинации усилий N_x , N_y , N_{xy} , M_x , M_y , M_{xy} , которая расположена перпендикулярно к срединной плоскости элемента и наклонена под углом β к продольной оси элемента;

вторичному участку трещины или участку предразрушения, при котором образуется вторая плоскость пространственного сечения, расположенная под углом β к срединной плоскости элемента с учетом действия поперечных сил;

участку трещины, выходящей на сжатую грань элемента в момент его разрушения, при котором образуется третья плоскость пространственного сечения, расположенная под углом γ к срединной плоскости элемента.

Возникающее при этом новое поле напряжений принимается предельным и рассчитывается на основе зависимостей, полученных из рассмотрения равновесия усилий во фрагменте с двумя соседними трещинами.

Алгоритм расчета армирования и оценки прочности сечений конструкций, выполняемых из железобетона, состоит из следующих разделов:

1. По исходным величинам усилий N_x , N_y , N_{xy} , M_x , M_y , M_{xy} , Q_{xz} , Q_{yz} , полученные в результате расчета сооружения методом конечных элементов, определяются напряжения на гранях плиты, положение главных площадок, наличие одной или двух взаимно-перпендикулярных пересекающихся трещин.

2. Определяются усилия в сечениях, совпадающих с площадками главных напряжений по известным формулам теории упругости — N_ϕ , M_ϕ , Q_ϕ .

3. Определяются коэффициенты, учитывающие податливость и сопротивление продольной арматуры нагельным (поперечным на срез) усилиям в зависимости от углов наклона главных площадок к ортогональным направлениям армирования.

4. В рамках СНиПа определяется площадь продольной арматуры по площадкам главных напряжений.

5. С помощью нагельных коэффициентов осуществляется переход от армирования по главным напряжениям на направления, совпадающие с местной системой координат элементов.

6. Определяется поперечное армирование, в том числе и с учетом блочных швов.

7. Определяют напряженное состояние арматуры при нормативных нагрузках в сечениях с главными напряжениями. По найденным значениям напряжений определяется величина раскрытия трещин.

8. Производится проверка объемной прочности бетона в сжатой зоне по критериям Яшина или Карпенко, разработанных в НИИЖБ, учитывающих трехосное напряженное состояние, возникающее в пространственных железобетонных конструкциях.

9. Производится проверка сжатой зоны бетона на срез в условиях сложного напряжённого состояния.

Поперечное армирование может определяться методом вторичных полей напряжений, позволяющим также учитывать наличие блочных швов.

Метод иллюстрируется представляемой расчетной схемой на рис. 2.

Задаваясь законом распределения касательных напряжений в сечениях, проходящих через устье участка трещины предразрушения,

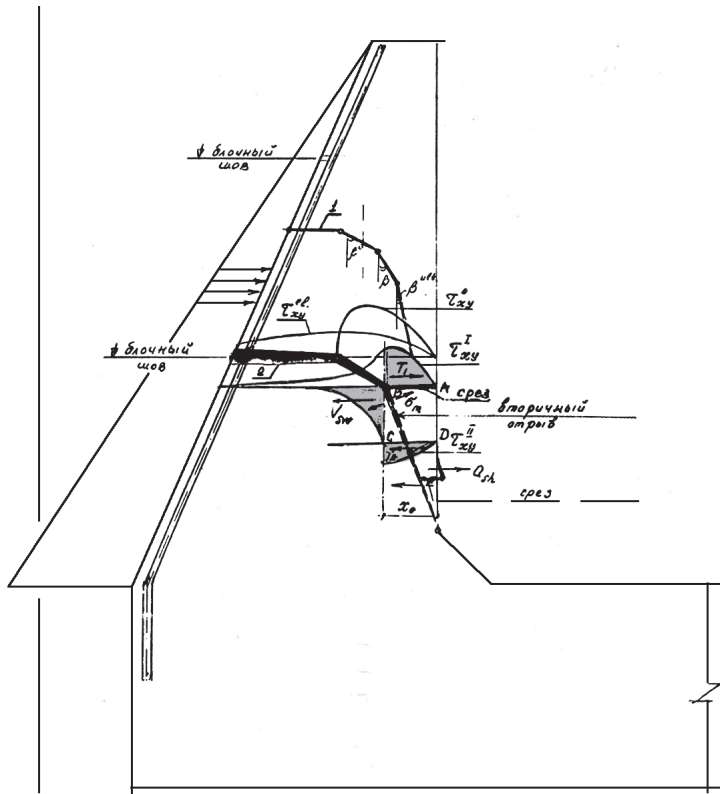


Рис. 2. Расчетная схема к определению вторичных напряжений:
 1 — характер трещинообразования монолитных зон;
 2 — характер трещинообразования зон блочных швов;
 — трещины «вторичного отрыва» (трещины, образующиеся в поле напряжений с учетом развития участка трещины предразрушения);
 ~~~~~ — трещины среза

ния, из условия равновесия участка сжатой зоны ABCD (рис. 2) была составлена следующая система:

$$\tau_{xy} = K_{\tau} \frac{h_{\tau} - x}{h_{\tau} - x_{\beta}} \cdot \frac{Q}{bx}, \quad (1)$$

$$\sigma_y^{M,N} = K_L \frac{N_b}{bx}, \quad (2)$$

$$\sigma_y^Q = \frac{Q}{bb_0} \left[ K_{\tau} \frac{x_{\beta}}{x} + K_{\tau} \frac{x - x_{\beta}}{x} \left( 1 + \frac{h_{\tau} - x}{h_{\tau} - x_{\beta}} \right) - \frac{4(x + b_0 \operatorname{tg} \theta)^2 (1,5h - x + 2,5b_0 \operatorname{tg} \theta)}{(h + b_0 \operatorname{tg} \theta)^3} \right], \quad (3)$$

где  $K_{\phi}$  — функция, учитывающая изменение напряженного состояния в зависимости от угла наклона трещины;  $K_L$  — функция, учитывающая шаг трения;  $N_b$  — нормальное сжимающее усилие в сжатой зоне;  $x$  — высота сжатой зоны;  $h_{\phi}$  — глубина распределения касательных напряжений, равная  $2x/K_{\tau}$ ;  $b_0$  — зона распределения вторичных (поперечных к оси) напряжений.

Третий член формулы  $\sigma_y^Q$  получен при интегрировании касательных напряжений в сечении между трещинами. При этом в целях запаса проинтегрирована функция касательных напряжений, определяемых одночленной формулой Журавского с увеличением высоты сечения на величину, равную  $b_0 \operatorname{tg} \theta$ .

В результате специальных теоретических исследований в работе [1] получена функция распределения касательных напряжений по высоте сечений между трещинами взамен формулы Журавского, определяемой касательные напряжения для элементов, работающих без трещин. При разработке был учтен фактор сцепления арматуры с бетоном, принимаемый по нормальному логарифмическому закону сцепления.

Кроме того, при расчете конструкций с переменной высотой сечения вводят в (2) коэффициент  $\phi_1$ , равный  $1 - 2 \operatorname{tg} \theta$ , полученный из анализа эксцентриситетов сжимающих сил в сжатой зоне в сечениях с трещиной и между трещинами.

Следует также остановиться на конструкциях-массивах, отличающихся от плит и оболочек, в которых геометрические размеры соизмеримы.

В этом случае предлагается рассматривать равновесие выделяемого тетраэдра, ограниченного основанием — плоскостью трещины, боковыми поверхностями, совпадающими с тремя плоскостями армирования. Уравнения равновесия совместно с условиями дефор-

мирования арматурных стержней в продольном и поперечном направлениях имеют следующий вид:

$$\left. \begin{aligned} \mu_x + \frac{1}{n_{\tau\beta}} \cdot \frac{\psi_{sx}}{\psi_{sy}} \cdot \frac{\cos^2 \beta}{\cos^2 \alpha} \mu_y + \frac{1}{n_{\tau\gamma}} \cdot \frac{\psi_{sx}}{\psi_{sz}} \cdot \frac{\cos^2 \gamma}{\cos^2 \alpha} \mu_z &= \frac{\sigma_m}{R_s}; \\ \frac{1}{n_{\tau\alpha}} \cdot \frac{\psi_{sy}}{\psi_{sx}} \cdot \frac{\cos^2 \alpha}{\cos^2 \beta} \mu_x + \mu_y + \frac{1}{n_{\tau\gamma}} \cdot \frac{\psi_{sy}}{\psi_{sz}} \cdot \frac{\cos^2 \gamma}{\cos^2 \beta} \mu_z &= \frac{\sigma_m}{R_s}; \\ \frac{1}{n_{\tau\alpha}} \cdot \frac{\psi_{sz}}{\psi_{sx}} \cdot \frac{\cos^2 \alpha}{\cos^2 \gamma} \mu_x + \frac{1}{n_{\tau\beta}} \cdot \frac{\psi_{sz}}{\psi_{sy}} \cdot \frac{\cos^2 \beta}{\cos^2 \gamma} \mu_y + \mu_z &= \frac{\sigma_m}{R_s} \end{aligned} \right\},$$

где  $\psi_{si}$  — коэффициенты, характеризующие сцепление арматуры с бетоном;  $n_{\tau i}$  — коэффициенты, характеризующие податливость арматурных стержней тангенциальным воздействиям, в изотропном представлении характеризуют модуль сдвига.

Метод предложен проф. Карпенко Н.И. [2], нами проведена конкретизация методики для практического использования.

Зависимости по определению нагельной податливости могут быть составлены путем рассмотрения напряженно-деформированного состояния стержней на упругопластическом бетонном основании клиновидной формы, так как главный параметр, влияющий на жесткость системы, является углом наклона трещин по отношению к стержню. Были предложены специальные косвенные методы и способы обработки результатов испытаний по определению коэффициента нагельной податливости. Опыты показали увеличение нагельного эффекта с арматурой крупных диаметров по сравнению с ранее проведенными опытами Карпенко, которые велись на тонких плитах с малыми диаметрами арматуры. В результате были предложены функции коэффициентов податливости. Коэффициенты податливости являются функциями от аргумента  $\lambda_{x,y}$ , рассмотренных в работе [3].

**Методика расчета по нелинейно деформируемой схеме (с заданными траекториями магистральных трещин)**

Расчетная модель базируется на использовании многослойных элементов SHELL4L программного комплекса «COSMOS/M» (США) и вспомогательной программы, учитывающей пластическую работу материала в той форме, как это допускает новый СНиП на железобетонные конструкции.

Алгоритм расчета основан на следующих предпосылках:

задаются исходные прочностные и деформативные характеристики материалов;

определяется напряженно-деформированное состояние в элементах конструкций;

полученные напряжения сравниваются с напряженным состоянием на предыдущем шаге итераций;

в случае совпадения напряжений на двух шагах итераций расчет заканчивается;

если напряжения на двух шагах итераций не совпадают, то происходит корректировка исходных данных и выполняется новый расчет.

Процесс работы программы «COSMOS/M» продемонстрирован блок-схемой, приведенной на рис. 3.

Для аппроксимации конструктивных элементов блока АЭС ис-

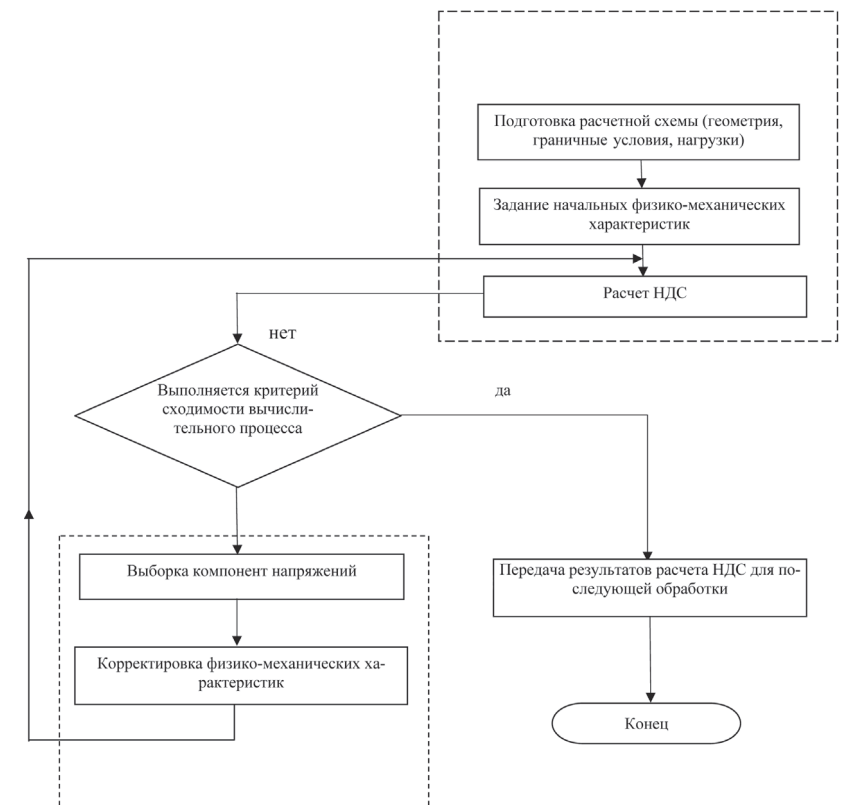


Рис. 3. Блок-схема работы программ «COSMOS/M»

пользуются 4-х узловые многослойные ортотропные плитные конечные элементы типа Shell4L. Каждый узел имеет 5 степеней свободы: три перемещения в трех ортогональных направлениях и два угла поворота из плоскости плиты.

При использовании этих элементов плита или стена разбивается по толщине на некоторое число слоев (например, 10). Два слоя моделируют рабочую арматуру в растянутой и сжатой зоне, что позволяет непосредственно определить напряжения в рабочей арматуре. Различие в площадях армирования в зависимости от направления воспроизводится с помощью разных модулей упругости по этим направлениям, а независимая работа арматуры от другого направления достигается обнулением модуля сдвига. С помощью переменного модуля упругости можно учесть диаграмму состояния сжатой и растянутой арматуры, а также величину проскальзывания между арматурой и бетоном.

Остальные слои моделируют бетон. Для каждого слоя, моделирующего бетон, на этапе нагружения определяются главные напряжения и положения главных площадок. Угол, определяющий положение главных площадок, принимается за угол анизотропии.

Критериями раскрытия и продвижения трещин по заданным траекториям могут быть упрощенные теории прочности с использованием «одноосной» нелинейной связи  $\sigma - \varepsilon$ , либо «объемные» критерии Купфера, либо ранее нами применяемая теория пластичности Гениева в варианте Лейтеса [4]. Кроме феноменологических теорий прочности наиболее достоверным критерием, подтвержденным экспериментальными исследованиями, является критерий проф. Орехова В.Г., Зерцалова М.Г. [5], использующий механику разрушения хрупких материалов.

*Процедура решения задачи включает следующие операции:*

сооружение аппроксимируется конечно-элементной сеткой;

вся нагрузка разбивается на ряд шагов;

в пределах каждого шага по нагрузке вычисляются напряжения в бетоне и арматуре с учетом зависимостей, рекомендуемых новым СНиПом для железобетонных конструкций. Итерационный процесс продолжается до того момента, пока напряжения в конструкции не перестанут меняться. В результате учета пластических деформаций происходит снижение экстремальных напряжений, их перераспределение на соседние стержни арматуры;

процесс продолжается до установления полной величины нагрузки и постоянства напряжений в конструкции.

Основываясь на данных натурных наблюдений (прежде всего за

трещинообразованием), в расчете учет нелинейных процессов ограничивается лишь отдельными зонами сооружения.

Для аппроксимации ряда зон блока, где по натурным данным и ранее проведенным расчетным исследованиям ожидаются наибольшие разрушения, использовались многослойные элементы, учитывалось нелинейное поведение материала бетона и арматуры.

Для примера, на рис. 4 на цветной вкладке приведена топология рассчитываемого блока АЭС, на рис. 5 на цветной вкладке — топология трещин в помещении бокса сепараторов.

На рис. 6 приводятся значения напряжений в рабочей арматуре массивного перекрытия на различных шагах итерации до установившегося (яркий синий цвет) процесса. Нормативные сопротивления арматуры составляют  $40000 \text{ т/м}^2$ .

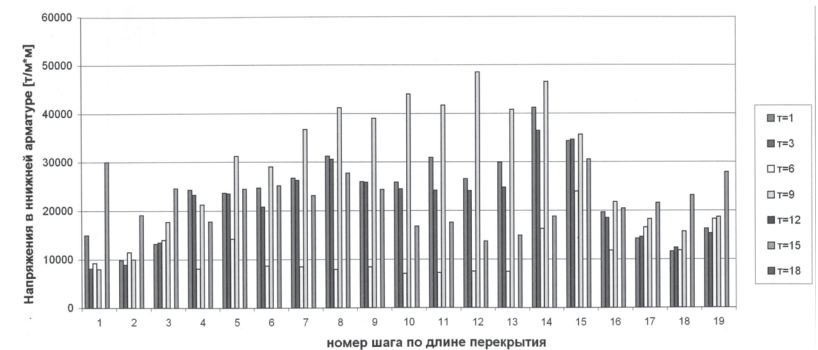


Рис. 6. Гистограммы напряжений в нижней арматуре верхнего перекрытия бокса сепараторов в зоне примыкания к стенам при действии статки и температуры

**Методика расчета по нелинейно деформируемой схеме с прогрессирующим (с развитием) трещинообразованием**

В данном разделе приводится пример разработки объемной расчетной модели для проведения расчетных исследований по нелинейно деформируемой схеме. Расчеты на заданные нагрузки выполняются с помощью программы «ADINA» в нелинейной постановке, с применением деформационной модели железобетона, учитывающей образование трещин в железобетонной конструкции, пластические деформации в арматуре и в бетоне.

Разработанная модель МКЭ обеспечивает расчет критериев безопасности строительных конструкций и позволяет скорректировать регламент значений напряжений и температур.



С помощью этой расчетной модели можно определить предупреждающий и предаварийный критерии безопасности в наиболее ответственных конструкциях.

**Разработка расчетной модели**

В данном разделе приводятся основные положения нелинейной математической модели бетона и арматуры, а также описание расчетной конечно-элементной модели на примере бокса сепараторов водяного пара.

**Основные положения математической модели материалов**

В отличие от арматуры, бетон в железобетонной конструкции находится в сложном объемном напряженном состоянии. Поэтому разработка математической модели бетона является главным компонентом методики расчета по нелинейно деформируемой схеме.

При проведении расчетов применена реализованная в программе «ADINA» и получившая наибольшее признание феноменологическая математическая модель бетона Купфера, формулировка которой построена на базе простых одноосных испытаний образцов (рис. 7).

Как следует из приведенной диаграммы, всю область ее можно разбить на три участка, в которых деформирование бетона происходит по разным законам:

$$\begin{aligned} & \tilde{\epsilon} \geq 0; \\ & 0 > \tilde{\epsilon} \geq \tilde{\epsilon}_c; \\ & \tilde{\epsilon}_c > \tilde{\epsilon} \geq \tilde{\epsilon}_U, \end{aligned}$$

где  $\tilde{\epsilon}_c$ , — деформация, соответствующая минимальному (разрушающему) напряжению  $\tilde{\sigma}_c$ , которое в принципе может быть достигнуто;  $\tilde{\epsilon}_U$  — предельная деформация при сжатии.

Если  $\tilde{\epsilon} > 0$ , то материал растянут; соотношения между напряжениями и деформациями, в этом случае, остаются линейными до тех пор, пока не наступит стадия разрушения при растягивающих напряжениях, равных  $\tilde{\sigma}_t$ .

Поскольку задача об определении напряженно-деформированного состояния в бетонных конструкциях при использовании численными методами решается методом секущих модулей, то при  $\tilde{\epsilon} > 0$ , начальный тангенциальный модуль (модуль Юнга) определяется соотношением:

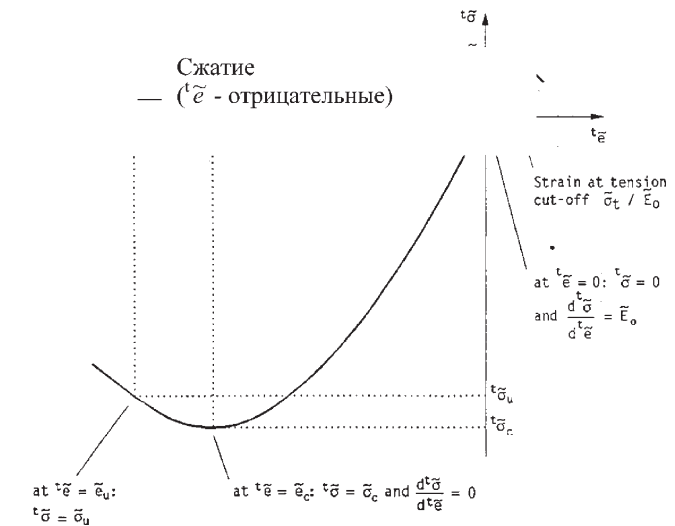


Рис. 7. Диаграмма поведения бетона при одноосном испытании образца

Условные обозначения, используемые при формулировке модели:  ${}^t\tilde{E}$  — изотропный тангенциальный модуль Юнга для момента времени «t» (левый верхний индекс «t» всегда относится к моменту времени «t»); — одноосный, начальный тангенциальный модуль (все одноосные величины помечаются знаком «~», расположенным над соответствующей величиной);  $\tilde{E}_s$  — одноосный секущий модуль, соответствующий максимальному одноосному напряжению, ;  $\tilde{E}_U$  — одноосный секущий модуль, соответствующий предельному одноосному напряжению, ;  $\tilde{E}_{pi}$  — одноосный тангенциальный модуль по направлению ;  ${}^t e_{ij}$  — полные деформации;  $e_{ij}$  — приращения деформаций;  ${}^t \tilde{\epsilon}$  — одноосная деформация; — одноосная деформация, соответствующая , ;  $\tilde{\epsilon}_U$  — предельная одноосная деформация сжатия, ;  ${}^t \sigma_{ij}$   $\sigma_{ij}$  — приращения напряжений;  ${}^t \tilde{\sigma}$  — одноосное напряжение;  $\tilde{\sigma}_t$  — одноосные растягивающие напряжения; — максимальные одноосные сжимающие напряжения, ;  $\tilde{\sigma}_U$  — предельные одноосные сжимающие напряжения, ;  ${}^t \sigma_{pi}$  — главное напряжение по i-му направлению, ( ${}^t \sigma_{p1} \geq {}^t \sigma_{p2} \geq {}^t \sigma_{p3}$ ).

$$\tilde{E}_0 = \frac{\partial \tilde{\sigma}}{\partial \tilde{\epsilon}}, \quad (4)$$

При значениях деформаций  $\tilde{\epsilon} \leq 0$  используются следующие соотношения для определения изотропного тангенциального модуля Юнга для момента времени  $t$ :

$$\tilde{E}_0 = \frac{\partial \tilde{\sigma}}{\partial \tilde{\epsilon}};$$

$$C = 2 - \frac{\tilde{E}_0}{E_s} + A;$$

$$p = \tilde{\epsilon}_U / \tilde{\epsilon}_c.$$

Параметры, входящие в соотношение (5), определяются на базе одноосных испытаний.

В нормативном документе СП 52-01-03 оговорено, что в случае отсутствия конкретных данных одноосных испытаний бетона можно воспользоваться значениями величин, приведенных в табл. 5.6 этого документа.

Соотношение между напряжениями и деформациями в уравнении (5) допускает использование монотонного характера возрастания нагрузки. При разгрузке и при нагрузке после разгрузки используется начальное значение  $\tilde{E}_0$  модуля Юнга. Для деформированных состояний за пределами значений  $\tilde{\epsilon}_U$  при сжатии принято, что напряжения уменьшаются до нуля по линейному закону.

Арматура в железобетонной конструкции работает на осевые продольные усилия сжатия/растяжения. Для учета нелинейного поведения арматурной стали используется билинейная модель, характеризующая упругую и пластическую стадии ее работы. Пластическая стадия работы арматуры представлена площадкой текучести с некоторым упрочнением.

Тестирование методики расчета, учитывающей образование и развитие трещин в железобетоне, проводилась сравнением значений перемещений, полученных расчетом по программе «ADINA» и зарегистрированных в лабораторных испытаниях железобетонных балок. Испытания двухслойной балочной конструкции перекрытия на статические и температурные воздействия были проведены в ОАО «НИИЭС», к.т.н. Д.В. Николаевым [6].

**Математическое моделирование экспериментальных исследований железобетонной балки на двух опорах (SOLID-3D и TRUSS элементы) с контактным швом**

Описание задачи и исходные данные:

Рассматривается статически определимая железобетонная балка, на которую приложены две силы по нормали к её продольной оси. Модель выполнена двухслойной с высотой слоёв  $h_1$  и  $h_2$  соответственно для верхнего и нижнего слоя (рис. 8, 9). Связь слоёв осуществляется за счёт поперечной арматуры (см. рис. 12, б) и контактной группы элементов с коэффициентом трения 0,21. Требуется смоделировать балку и сопоставить вертикальные перемещения с экспериментальными данными. Усилие  $P$  — активное усилие в домкратах, усилие  $N$  — анкер усиления.

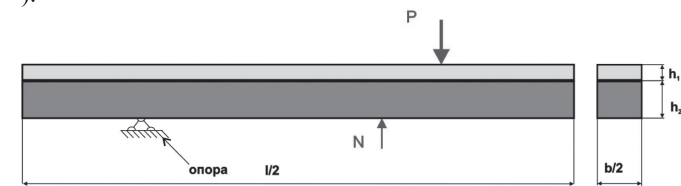


Рис. 8. Геометрические параметры балки

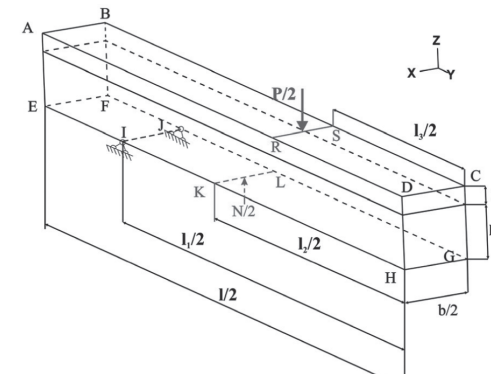


Рис. 9. Геометрические параметры модели

Ввиду симметрии задачи в расчетной схеме рассматривается только  $j$  часть балки с двумя плоскостями симметрии (рис. 9). При разработке расчетной модели МКЭ использовались восьми узловые объёмные твёрдотельные элементы (см. рис. 12, а) и двухузловые

стержневые элементы (воспринимающие только продольные деформации) (см. рис. 12, б).

Данная задача решается в нелинейной постановке с использованием шагово-итерационного метода расчёта при постепенном возрастании уровня нагрузки (рис. 10). Для описания работы арматуры применяется упругопластическая билинейная математическая модель с упрочнением (рис. 11, б), а для бетона – математическая модель, сформулированная Купфером, которая построена на базе стандартных одноосных испытаний бетонных образцов (рис. 11, а).

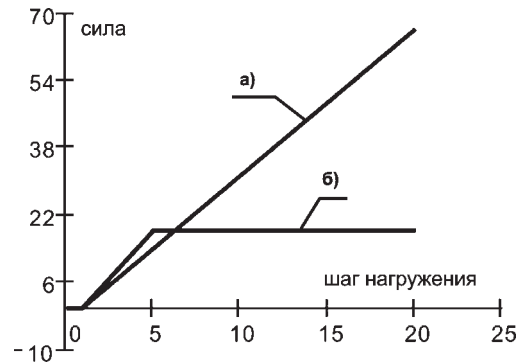


Рис. 10. Графики зависимостей сил, приложенных к модели от шага нагружения: а) — силы  $P$ ; б) — силы  $N$

Кинематические граничные условия:

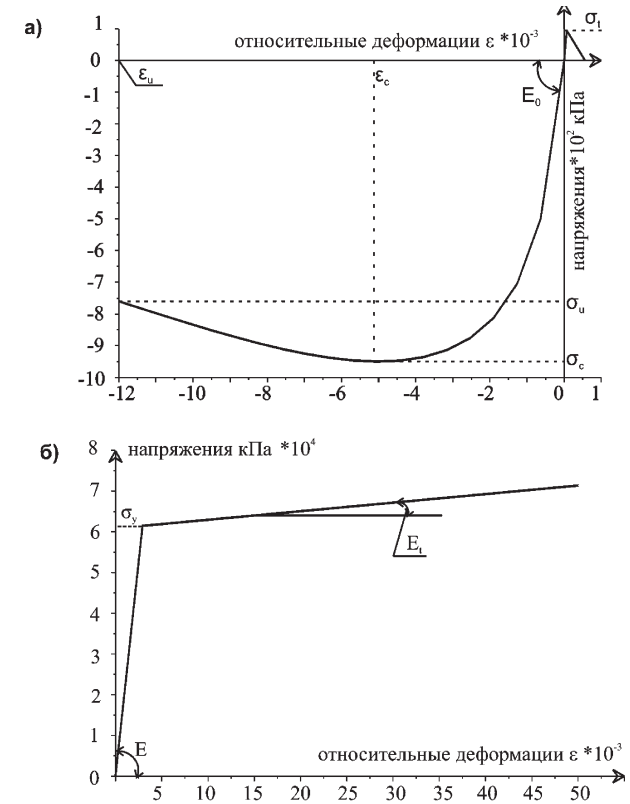
|           |                 |                  |
|-----------|-----------------|------------------|
| плоскость | $B - C - G - F$ | $U_x = 0;$       |
| плоскость | $D - C - G - H$ | $U_y = 0;$       |
| линия     | $I - g$         | $U_z = 0;$       |
| точка     | $J$             | $U_x = U_z = 0;$ |
| точки     | $C$ и $G$       | $U_y = U_x = 0;$ |

Нагрузки:

линия  $R - S$  — распределённая по узлам нагрузка, эквивалентная силе  $P/2$ , сила  $P$  увеличивается от 0 до 66 кН (рис. 9);  
линия  $K - L$  — распределённая по узлам нагрузка, эквивалентная силе  $N/2$ , сила  $N$  увеличивается от 0 до 18 кН (рис. 9).

Результаты расчёта представлены на рисунках 11, 12, 13 (цветная вкладка). Сопоставление перемещений, полученных расчётным и опытным путём, представлено на рис. 14 и в табл. 1.

Особо следует обратить внимание на сравнение (рис. 16) напряжений в арматуре растянутых и сжимающих зонах в случае отсут-



$E_0, E$  — значения начального модуля упругости бетона и арматуры соответственно;  
 $E_t$  — деформационный модуль упрочнения арматурной стали;  
 $\sigma_c$  — максимальные одноосные напряжения сжатия бетона;  
 $\sigma_u$  — предельные одноосные напряжения сжатия бетона;  
 $\sigma_t$  — максимальные одноосные напряжения растяжения бетона;  
 $\varepsilon_c$  — относительная деформация сжатия бетона соответствующая  $\sigma_c$ ;  
 $\varepsilon_u$  — относительная деформация сжатия бетона соответствующая  $\sigma_u$ ;  
 $\sigma_y$  — предел текучести арматурной стали

Рис. 11. Диаграммы материалов, заложенных в расчёт:  
а) — бетона; б) — арматуры

ствия или наличия поярусного шва бетонирования при нарушении контакта. Из представленных графиков следует, что при нарушенном контакте напряжения во втором ярусе опережают напряжения на наружных гранях, также сжимающие напряжения в расслоенной конструкции опережают напряжения в монолитной.

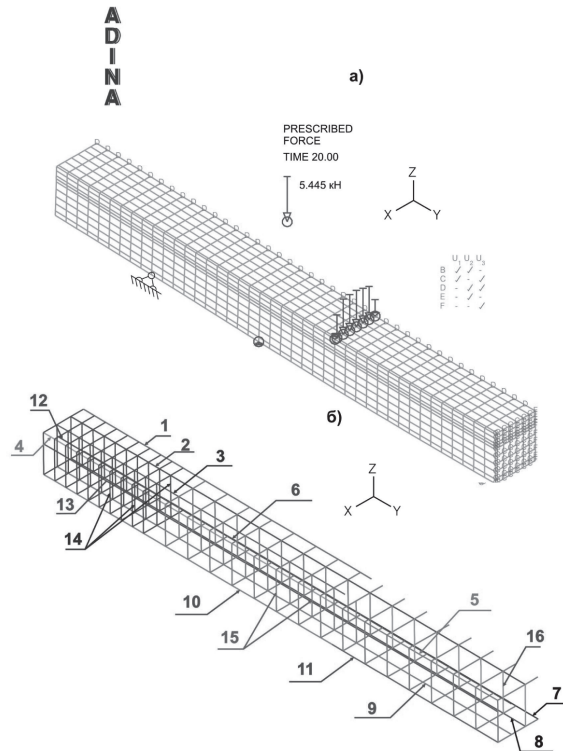


Рис. 12. Расчётная схема : а) — конечно-элементная аппроксимация: статические и кинематические граничные условия; б) — аппроксимация TRUSS элементами арматурного каркаса

После изложения результатов методической тестовой задачи вернемся к изложению методики расчета основного сооружения энергетического блока — блока АЭС.

Как показывает практика расчета железобетонных конструкций, наиболее достоверные результаты могут быть получены при аппроксимации бетона объемными (трехмерными) элементами типа *solid* (воспринимающие только линейные деформации), а для моделирования продольной и поперечной арматуры использовать стержневые (одномерные) элементы типа *truss* (работающие только на продольные деформации). При этом подразумевается, что указанные элементы в ансамбле конечных элементов (КЭ) должны иметь общие узлы.

Основным достоинством этого способа аппроксимации является то, что в результате нелинейного расчета будут получены вели-

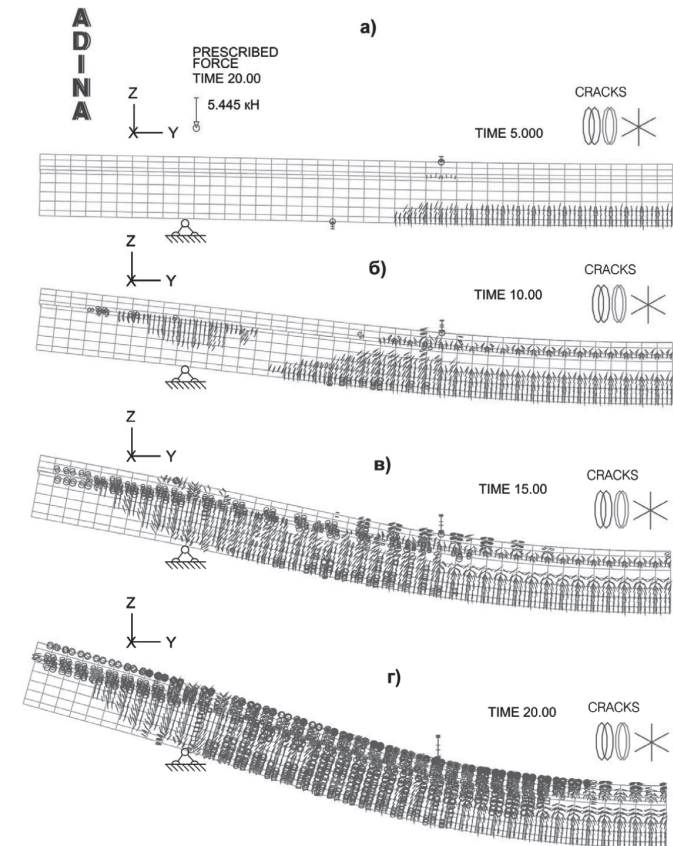


Рис. 14. Результаты расчёта: а) — характер трещинообразования в бетоне на 5<sup>ом</sup> (TIME 5) шаге загрузки; б) — то же на 10<sup>ом</sup> шаге (TIME 10); в) — то же на 15<sup>ом</sup> шаге (TIME 15); г) — то же на 20<sup>ом</sup> шаге (TIME 20)

Таблица 1  
Сопоставление результатов расчета балки при нагрузках, близких к критическим

| Результаты расчетов (рис. 1, 3, 8): | Эксперимент | «ADINA» | Соотношение Эксперимент/«ADINA» |
|-------------------------------------|-------------|---------|---------------------------------|
| Прогиб в точке «D» (рис. 17, а)     | 33,55       | 38,14   | 0,88                            |
| то же в точке «R» (рис. 17, б)      | 24,74       | 28,91   | 0,86                            |



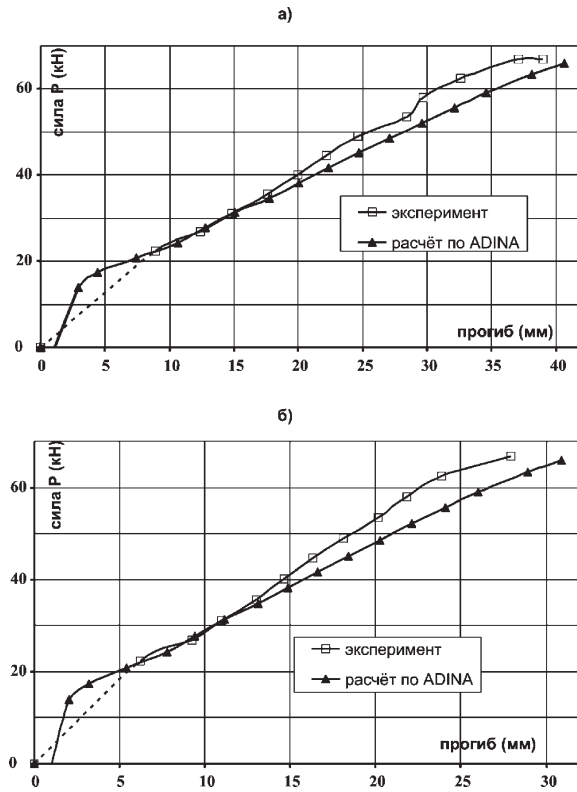


Рис. 15. Сопоставление экспериментальных и расчётных значений перемещений: а) — в центре пролёта (точка D); б) — в месте приложения силы  $P$  (точка R)

чины напряжений (после образования трещин) непосредственно как в продольной, так и в поперечной арматуре, а также в сжатой зоне бетона. Однако, если таким образом аппроксимировать всю конструкцию блока АЭС, то количество степеней свободы (и соответственно разрешающих уравнений) при этом будет чрезвычайно велико для современных ПВЭМ. Поэтому указанный способ дискретизации применяется для моделирования и расчета по МКЭ отдельных, наиболее ответственных фрагментов конструкции сооружения, в данном случае для расчета помещения бокса сепараторов водяного пара.

Структурная модель помещения бокса приведена на рис. 17 на цветной вкладке, из которого видно, что в состав модели МКЭ входят две дополнительные расчетные области. Первая — это фрагмент верти-

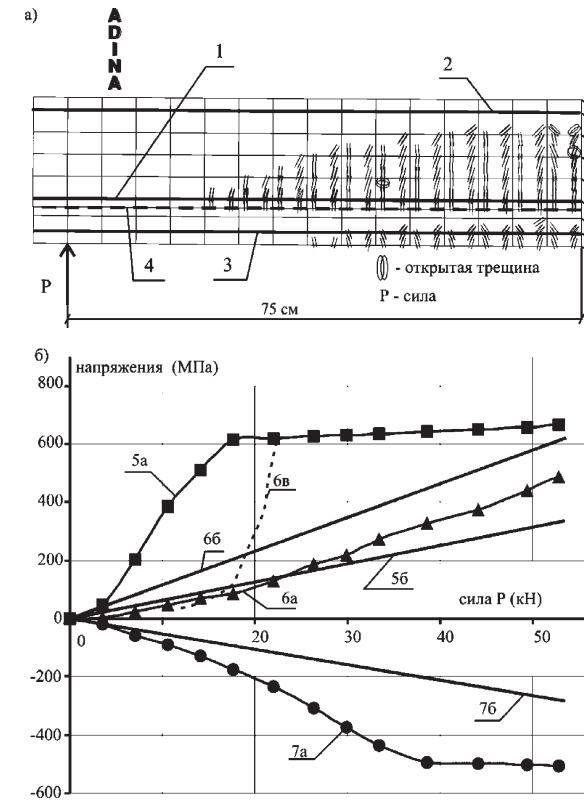


Рис.16. а) Конечно-элементная модель; б) напряжения в арматуре

кальных стен, который введен в расчетную схему для исключения влияния граничных кинематических условий на результаты расчета. А вторая из них — вспомогательный слой, моделирующий упругую податливость нижерасположенных конструкций блока АЭС, включая и грунтовое основание. Параметры жесткости вспомогательного слоя определялись из решения задачи, в расчетной схеме которой блок АЭС моделировался полностью вместе с основанием.

Исходя из геометрических параметров помещения бокса и ресурсов ПВЭМ, было принято решение принять «зерно» дискретизации КЭ типа *solid* по плоскостям перекрытий и стен, равным  $1,20 \times 1,16$  м вдоль буквенных и числовых осей конструкции соответственно.

В соответствии с принятой схемой дискретизации конструкции помещения проводилась затем конечно-элементная аппроксимация арматуры КЭ типа *truss*.

Конечно-элементная аппроксимация арматуры железобетонной конструкции бокса представлена на рис. 18 на цветной вкладке.

Схемы задания расчетной температуры на конструктивные элементы помещения бокса приведены на рис. 19 на цветной вкладке.

В расчетной схеме учитывается также объемный вес железобетонной конструкции, равный  $\rho \cdot g = 1,1 \times 25,0 = 27,5 \text{ кН/м}^3$ .

Для отладки расчетной модели был выполнен пробный расчет на различные сочетания значений нагрузок. Одним из результатов этого расчета являются картины трещинообразования в перекрытиях и стенах помещения боксов-сепараторов пара при заданных нагрузках (рис. 20 на цветной вкладке).

Обзор литературных источников по расчету железобетонных конструкций показал, что в современной практике расчета нетрещиностойких конструкций широко используется методика расчета по нелинейно деформируемой схеме. Эта методика расчета более реалистично отражает распределение внутренних усилий в конструкции, как в стадии образования трещин, так и в стадии развития пластических деформаций в сжатой зоне бетона и в арматуре.

На рис. 21, 22 (на цветной вкладке), 23 результаты расчета представлены детально по конструктивным элементам бокса.

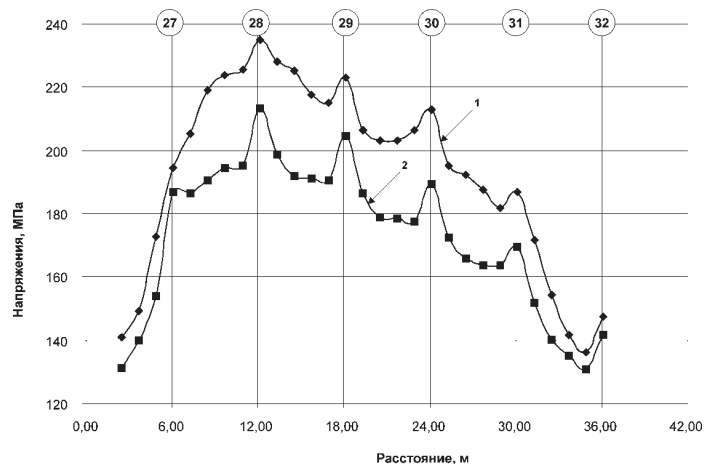


Рис.21. График значений напряжений в рабочей арматуре в плите перекрытия на отметке 50,0 в сечении по обрезу стены «И» (датчики №14 и №15)

Для срединной части пролета помещения (в осях 28 ÷ 30) на рис. 22 приведена иллюстрация зон трещинообразования в железобетонной конструкции. Из рассмотрения этого рисунка сле-

дует, что при заданном температурном воздействии, ввиду действия сил распора в конструкции, по внутренним плоскостям помещения наблюдается закрытие трещин, а по внешним плоскостям — раскрытие трещин в бетоне по всей внешней поверхности помещения.

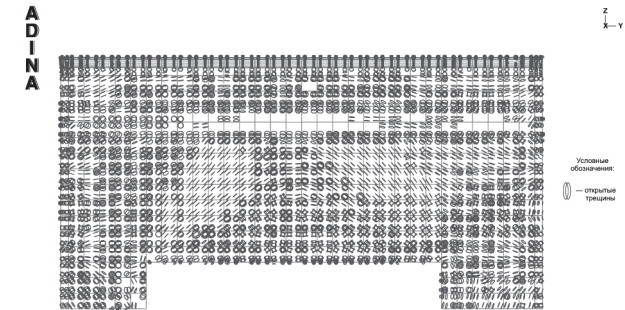


Рис. 23. Характер трещинообразования по внешней грани стены по ряду «И» помещения «горячих» боксов при статических и температурных нагрузках

Картина образования трещин по внешней поверхности вертикальной стены по ряду «И» (рис. 23) (несмотря на различную ориентацию трещин), дает возможность проследить формирование так называемой «куполообразной» трещины над отверстием в стене, которая была зафиксирована при проведении обследования конструкции.

По данным результатов расчета были построены графики напряжений в рабочей арматуре по створам расположения арматурных датчиков в верхней плите перекрытия в стене по ряду «И» (рис. 21) вдоль буквенных осей сооружения. На этих графиках приведены величины напряжений в арматуре для двух расчетных случаев: первый — соответствует напряженному состоянию сооружения до устройства конструкции усиления и, второй — после реализации проекта усиления с одновременным снижением вертикальной нагрузки на плиту перекрытия на отметке 50,000.

Сравнение результатов выполненных расчетов показывает удовлетворительное для железобетона и значительной неоднородности бетона (коэффициент вариации 0,2 и более) совпадение с показаниями датчиков.

Так по энергоблоку №4 Курской АЭС напряжения по армодинамометрам ПСАС-ТМ-40 составили: для датчика № 14П1 – 228,0 МПа, № 14П2 – 212 МПа, № 15П2 – 236 МПа. Вычисленные напряжения в зоне расположения датчиков составили от 225 МПа до 237 МПа (рис. 21).

Вышеприведенные результаты и их анализ свидетельствует о корректности расчетной модели и возможности ее использования для сопровождения мониторинга.

Кроме того, необходимо отметить, что расчетные исследования подтвердили особенности работы перекрытий с нарушенным контактом сборного элемента с монолитным слоем – получен опережающий рост напряжений в опорной зоне второго ряда арматуры в сборном элементе над напряжениями первого ряда арматуры – по верхней грани монолитного яруса конструкции подобно результатам расчета методической модели.

Таким образом, методика расчета, реализованная в конечно-элементной программе «ADINA», и разработанная расчетная модель позволяют более точно выполнить прогноз о состоянии сооружения с оценкой его напряженного состояния, а также обосновать новые критерии безопасной эксплуатации «горячих» боксов с учетом конструкции усиления и результатов специализированного обследования.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Николаев В.Б. Напряженное состояние и поперечное армирование массивных железобетонных конструкций гидротехнических сооружений // Энергетическое строительство. – М.: Энергоатомиздат, 1990.
2. Карпенко Н.И. «К выводу физических соотношений для элементов с трещинами, работающих в условиях объемного напряженного состояния» // Сборник «Прочность, жесткость и трещиностойкость железобетонных конструкций». – М.: НИИЖБ, 1979.
3. Горбов В.А., Николаев Д.В. Сопротивление сборно-монолитной и монолитной двухъярусной конструкции воздействию поперечных сил. (в наст. сборнике)
4. Николаев В.Б., Гун С.Я., Лисичкин С.Е. Исследование прочности малоармированных конструкций в сжатой зоне с учетом неупругих деформаций бетона // Гидротехническое строительство, 1986.
5. Орехов В.Г., Зерцалов М.Г. Механика разрушения инженерных сооружений и горных массивов. – М, 1999.
6. Николаев Д.В. Физическое и математическое моделирование железобетонных гидротехнических конструкций с учетом продольных строительных швов // Гидротехническое строительство, 2007.

## СОПРОТИВЛЕНИЕ СБОРНО-МОНОЛИТНОЙ И МОНОЛИТНОЙ ДВУХЪЯРУСНОЙ КОНСТРУКЦИИ ВОЗДЕЙСТВИЮ ПОПЕРЕЧНЫХ СИЛ

Горбов В.А., инженер, Николаев Д.В., кандидат техн. наук  
(ОАО «НИИЭС»)

В соответствии с положениями нормативных рекомендательных документов расчет железобетонных конструкций по первому предельному состоянию — несущей способности — проводится по нормальным сечениям на действие изгибающих моментов и нормальных сил и по наклонным сечениям с учетом действия поперечных усилий. Сопротивление железобетонной конструкции действию перерезывающих сил является сложной проблемой, окончательно не решенной и в настоящее время из-за многообразия форм разрушения и необходимости учета многих параметров: площади сечений продольной и поперечной арматуры, зацепления «берегов» магистральной трещины, сжатой зоны бетона в наклонном сечении, величина которой более неопределенна по сравнению с сечением вертикальной (для горизонтальных элементов) трещиной. В настоящей работе рассматривается особый случай, который может встречаться в достаточно большом числе конструкций, в которых не образуется наклонная расчетная магистральная трещина и тем самым выключается из сопротивления расчетная поперечная арматура. В этом случае возникает необходимость проверки прочности нормальных сечений на воздействие поперечных сил. Такой вид разрушения нами был зафиксирован в поярусно возводимых монолитных конструкциях, либо в сборно-монолитных конструкциях с нарушенным, в силу разных причин, контактом ярусов бетонирования или сборного элемента с монолитным слоем бетона. В этом случае основная роль в сопротивлении приходится на нагельный эффект продольной арматуры — другими словами, перекрытие «зависает» на продольной арматуре.

Характер изменения несущей способности перекрытия во времени при действии поперечной силы можно установить на основе закономерности изменения прочности бетона и величины нагельного эффекта продольной арматуры. Для оценки нагельного эффекта продольной арматуры применяется теория деформирования железобетона с трещинами, профессора, д.т.н, Н.И. Карпенко [1], адаптированная специалистами НТЦ СКМ ОАО «НИИЭС» для арматуры больших диаметров. Особенностью данной методики является учет при проведении расчетов на поперечную перерезывающую нагрузку  $Q$  диамет-

ра, класса бетона и угла пересечения трещины с продольной арматурой. Данная методика не распространяется на случай пересечения продольной арматурой плоскости сдвига под углом  $\alpha = 90^\circ$ .

Исследование восприятия поперечной силы приопорным участком массивного перекрытия на физической крупномасштабной модели при направлении плоскости сдвига под углом к продольной арматуре являлось целью данной работы.

В результате проведенных натурных исследований массивного железобетонного перекрытия было установлено, что в связи с практическим отсутствием сжатой зоны бетона и исключением из работы поперечной арматуры, опорное сечение воспринимает перерезывающее усилие от действия поперечной силы  $Q$  за счет нагельного эффекта продольной арматуры. При этом перерезывающее усилие при нагружении конструкции направлено под углом по отношению к продольной арматуре.

Наиболее распространённым приёмом расчета армирования железобетонных элементов с соизмеримыми линейными размерами является определение усилия путём суммирования главных растягивающих напряжений на выбранной расчётной площади (рис. 1) с последующим его проецированием на оси армирования (1). При решении системы уравнений (3) происходит сокращение направляющих косинусов, и армирование становится не зависимым от угла наклона главного вектора (4).

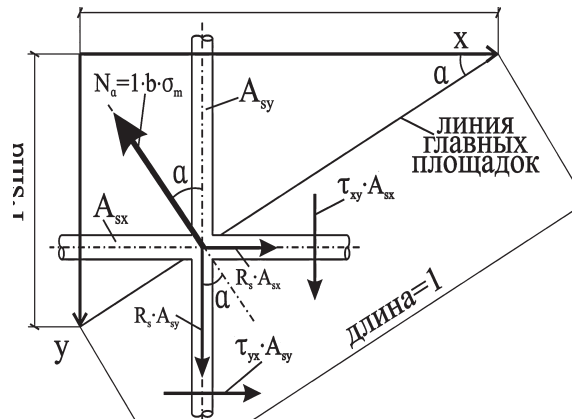


Рис. 1. Расчетная схема для определения коэффициентов армирования

$$\begin{cases} \text{проекция сил на ось } x: & A_{sx} \cdot R_s - \sigma_m \cdot b \cdot 1 \cdot \sin \alpha = 0, \\ \text{проекция сил на ось } y: & A_{sy} \cdot R_s - \sigma_m \cdot b \cdot 1 \cdot \cos \alpha = 0 \end{cases}, \quad (1)$$

$$\mu_x = \frac{A_{sx}}{b \cdot 1 \cdot \sin \alpha}; \quad A_{sx} = \mu_x \cdot b \cdot 1 \cdot \sin \alpha, \quad (2a)$$

$$\mu_y = \frac{A_{sy}}{b \cdot 1 \cdot \cos \alpha}; \quad A_{sy} = \mu_y \cdot b \cdot 1 \cdot \cos \alpha, \quad (2б)$$

$$\begin{cases} \mu_x \cdot b \cdot \sin \alpha \cdot R_s - \sigma_m \cdot b \cdot 1 \cdot \sin \alpha = 0 \\ \mu_y \cdot b \cdot \cos \alpha \cdot R_s - \sigma_m \cdot b \cdot 1 \cdot \cos \alpha = 0 \end{cases}, \quad (3)$$

$$\begin{cases} \mu_x = \frac{\sigma_m}{R_s} \\ \mu_y = \frac{\sigma_m}{R_s} \end{cases}. \quad (4)$$

В железобетонном массиве можно получить неоправданный перерасход арматуры, особенно в направлении с незначительным наклоном плоскости трещины к какой-либо оси армирования. Данная погрешность возникает вследствие пренебрежения силами, возникающими от касательных напряжений в арматурных стержнях в трещине.

Основополагающие разработки по учёту касательных напряжений в арматуре в трещине были проведены Н.И. Карпенко [1]. Проектирование сил на взаимно перпендикулярные оси описывается системой уравнений (5) (см. рис 1).

$$\begin{cases} \text{проекция сил на ось } x: & A_{sx} \cdot R_s + \tau_{yx} \cdot A_{sy} - \sigma_m \cdot b \cdot 1 \cdot \sin \alpha = 0 \\ \text{проекция сил на ось } y: & A_{sy} \cdot R_s + \tau_{xy} \cdot A_{sx} - \sigma_m \cdot b \cdot 1 \cdot \cos \alpha = 0 \end{cases}. \quad (5)$$

С учетом (2a) и (2б) система выглядит следующим образом:

$$\begin{cases} \mu_x \cdot b \cdot 1 \cdot \sin \alpha \cdot R_s + \tau_{yx} \cdot \mu_y \cdot b \cdot 1 \cdot \cos \alpha - \sigma_m \cdot b \cdot 1 \cdot \sin \alpha = 0 \\ \mu_y \cdot b \cdot 1 \cdot \cos \alpha \cdot R_s + \tau_{xy} \cdot \mu_x \cdot b \cdot 1 \cdot \sin \alpha - \sigma_m \cdot b \cdot 1 \cdot \cos \alpha = 0 \end{cases}. \quad (6)$$

Решая систему уравнений (6), относительно  $\mu_x$  и  $\mu_y$ , получаем следующее:

$$\begin{cases} \mu_x = \frac{(\tau_{yx} - tg(\alpha) \cdot R_s) \cdot R_s}{tg(\alpha) \cdot (-R_s^2 + \tau_{yx} \cdot \tau_{xy})} \cdot \frac{\sigma_m}{R_s} \\ \mu_y = \frac{(\tau_{xy} \cdot tg(\alpha) - R_s) \cdot R_s}{(-R_s^2 + \tau_{yx} \cdot \tau_{xy})} \cdot \frac{\sigma_m}{R_s} \end{cases}. \quad (7)$$



Введём следующие переменные:

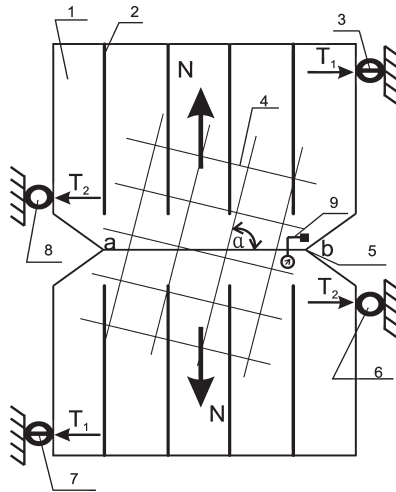
$$\lambda_x = \frac{(\tau_{yx} - \operatorname{tg}(\alpha) \cdot R_s) \cdot R_s}{\operatorname{tg}(\alpha) \cdot (-R_s^2 + \tau_{yx} \cdot \tau_{xy})}, \quad (8a)$$

$$\lambda_y = \frac{(\tau_{xy} \cdot \operatorname{tg}(\alpha) - R_s) \cdot R_s}{(-R_s^2 + \tau_{yx} \cdot \tau_{xy})}. \quad (8b)$$

Тогда зависимости (7) примут вид:

$$\begin{cases} \mu_x = \lambda_x \cdot \frac{\sigma_m}{R_s} \\ \mu_y = \lambda_y \cdot \frac{\sigma_m}{R_s} \end{cases} \quad (9)$$

Зависимости (4) и (9) отличаются коэффициентами  $\lambda_x, \lambda_y$ , которые Н.И. Карпенко определил экспериментально следующим образом. Опыты проводились на прямоугольных железобетонных пластинах (рис 2), имевших в среднем сечении клиновидные вырезы.



**Рис. 2.** Схема опыта по определению коэффициентов  $\lambda_x, \lambda_y$   
 1 — испытуемая железобетонная пластина; 2 — рабочее армирование не исследуемой части, исключаящее разрушение; 3, 7 — динамометры с жесткими диафрагмами; 6, 8 — динамометры с миссурами; 4 — арматурная сетка, пересекающая трещину; 5 — трещина; 9 — приспособление для замера сдвига берегов трещины

При центральном растяжении пластин силой  $N$  по линии  $ab$  возникла трещина. В этой трещине и изучались напряжения в арматуре. Ввиду того, что площадь сечения образцов в местах вырезов была примерно в 2 раза меньше площади сечений остальных областей плиты, трещина  $ab$  оставалась фактически единственной вплоть до разрушения образца. Таким образом, место прохождения трещины было известно. Пластинки в местах предполагаемых трещин армировались таким образом, чтобы арматурные стержни пересекали линию  $ab$  под разными углами; это давало возможность изучать поведение арматуры при разном ее наклоне к линиям трещин. Образцы подвергались растяжению силой  $N$  и по разрушающим усилиям  $T_1$  и  $T_2$ . Н.И. Карпенко определял зависимости коэффициента  $\lambda$  от угла поворота арматурной сетки  $\beta$  (рис. 1 [1]). Опыты Н.И. Карпенко были проведены для арматурных сеток, состоящих из стержней диаметром 12 мм. С.Е. Лисичкин [2] и В.Б. Николаев установили зависимости для арматуры диаметром 16, 28, 36 и 40 мм.

Ввиду того, что для практических целей необходимо определять касательные напряжения в арматурных стержнях в трещине, С. Е. Лисичкиным и В. Б. Николаевым [2,3] предложены зависимости касательных напряжений в арматурных стержнях, а также экспериментальных зависимостей  $\lambda$  от угла наклона трещины к действию главных напряжений.

«Нагельная» способность арматуры определяется «раскалыванием» бетона под арматурным стержнем, то есть необходимо рассматривать систему арматура – бетон, при этом учитывая, что необходимо решение контактной задачи в объемной постановке с учетом пластических свойств бетона и использованием теории пластичности бетона. Были проведены расчеты численным методом по программе «ADINA», в результате которых разрушающая нагрузка оказалась меньшей, чем по предлагаемой методике с рациональным запасом прочности.

Учитывая вышеизложенное, было принято решение провести прямые испытания, в том числе испытания фрагмента перекрытия в натуральную величину.

В данной работе приводятся методика и результаты экспериментальных исследований прочности приопорного участка массивной железобетонной конструкции перекрытия АЭС на действие поперечной (перерезывающей) силы на крупномасштабной железобетонной модели.

Условия и масштабы подобия при физическом моделировании работы бетонных конструкций на прочностных моделях основаны

на предпосылке о работе бетона при нагружении как линейно-деформируемого материала, подчиняющегося закону Гука, вплоть до разрушения. Масштабный коэффициент для напряжений в модели исследуемой конструкции должен быть равен отношению пределов прочности материала модели и материала натурной конструкции [4]:

$$\frac{\sigma_m}{\sigma_n} = \frac{R_m}{R_n} = m_\sigma = m_R. \quad (10)$$

При исследовании прочности строительной конструкции необходимо также выполнить условия:

$$\frac{R_{пр.н}}{R_{р.н}} = \frac{R_{пр.м}}{R_{р.м}}, \quad (11)$$

$$\frac{\varepsilon_{сж.пред.н}}{\varepsilon_{р.пред.н}} = \frac{\varepsilon_{сж.пред.м}}{\varepsilon_{р.пред.м}}, \quad (12)$$

где  $R_{пр.н}$ ,  $R_{р.н}$ ,  $R_{пр.м}$ ,  $R_{р.м}$  — соответственно призмные прочности на сжатие и растяжение материала натурной конструкции и материала модели.

$\varepsilon_{сж.пред.н}$ ,  $\varepsilon_{р.пред.н}$ ,  $\varepsilon_{сж.пред.м}$ ,  $\varepsilon_{р.пред.м}$  — предельные относительные деформации материала натурной конструкции и материала модели на сжатие и растяжение.

Выполнение этих условий обеспечивает подобие индикаторных диаграмм  $\sigma(\varepsilon)$  материала модели и исследуемой натурной конструкции вплоть до разрушения.

С целью учета процесса трещинообразования при моделировании прочности бетона необходимо также выполнить условие подобия:

$$\frac{\sigma_{т.н}}{R_{пр.н}} = \frac{\sigma_{т.м}}{R_{пр.м}}, \quad (13)$$

где:  $\sigma_{т.н}$ ,  $\sigma_{т.м}$  — напряжения, при которых в бетоне натурной конструкции и модели появляются микротрещины.

Величина вертикальной нагрузки при нагружении модели и воспроизведении в ней поперечной перерезывающей силы  $Q$  определяется из условия [5]:

$$m_p = m_E \cdot m_1^2, \quad (14)$$

где:  $m_p$  — масштабный коэффициент внешней нагрузки на модель;  $m_E$  — масштабный коэффициент модуля упругости материала натурной конструкции и модели;  $m_1$  — масштабный коэффициент линейного размера, геометрический масштаб.

Для воспроизведения на модели объемной нагрузки, обусловленной собственным весом железобетонной конструкции, необходимо выполнить условие подобия:

$$m_\gamma = \frac{m_E}{m_1}, \text{ где: } m_\gamma = \frac{\gamma_n}{\gamma_m}. \quad (15)$$

С целью получения результатов испытаний на физической железобетонной модели, адекватных натурной конструкции, с учетом ее нелинейной работы в предельном состоянии, масштабный коэффициент геометрического подобия был принят равным  $m_1 = 1$ . Таким образом, физическая модель представляла собой фрагмент конструкции приопорного участка перекрытия в натуральную величину. Соответствующие масштабные коэффициенты в этом случае  $m_\sigma = m_R = m_E = m_\gamma = 1$ .

Для реализации условий поперечного сдвига в опорном сечении модели перекрытия принята симметричная схема нагружения модели, при которой изгибающие моменты в опорном сечении малы, и определяющей нагрузкой является действие поперечной перерезывающей силы  $Q$  (рис. 3, 4).

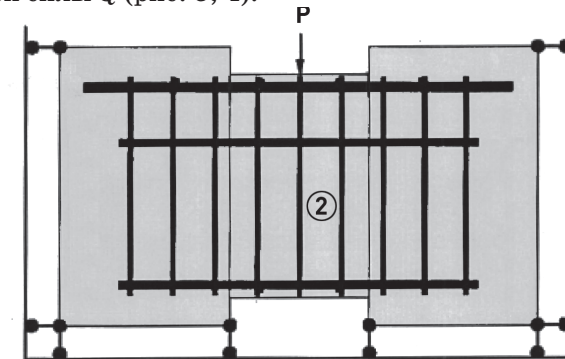


Рис. 3. Схема нагружения модели

Нагружение модели испытательной нагрузкой выполнялось с помощью двух гидравлически связанных домкратов ДГС-63, каждый из которых развивает максимальное усилие 630 кН. С целью равномерного распределения нагрузки усилие от домкратов передавалось на модель через опорную металлическую плиту с резиновой прокладкой.

Общий вид железобетонной модели, установленной на испытательном стенде, с системой нагружения и прогибомерами, приведен на рис. 5.

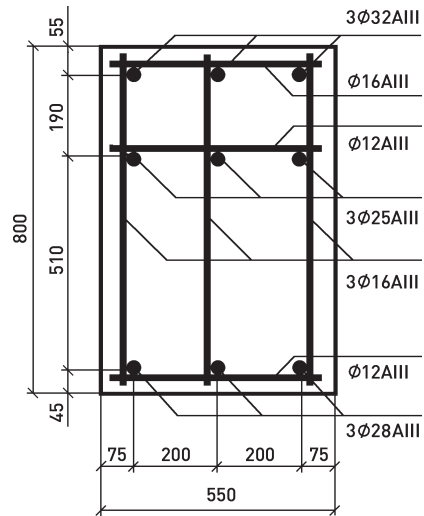


Рис. 4. Поперечное сечение модели

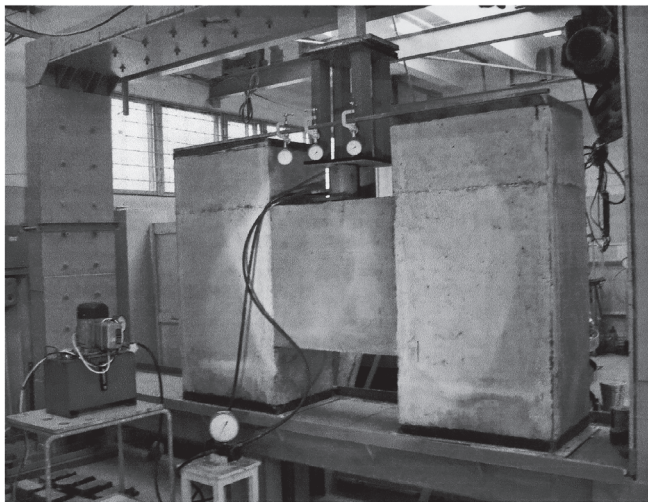


Рис. 5. Модель фрагмента перекрытия с системой нагружения гидравлическими домкратами ДГС-63 и прогибомерами

Нагрузка прикладывалась поэтапно ступенями, каждая из которых составляла не более 10% от максимальной разрушающей нагрузки [6]. После приложения нагрузки для анализа приращения перемещений каждая ступень нагружения выдерживалась не

менее 10 минут. Если в течение этого времени при постоянной величине нагрузки перемещения стабилизировались, то переходили к следующей ступени нагружения.

При получении стабильного нарастания нелинейной деформации нагружение модели было прекращено. Отклонение графиков деформации сдвига от линейной зависимости соответствовало началу разрушения и исчерпанию несущей способности модели (рис. 6).

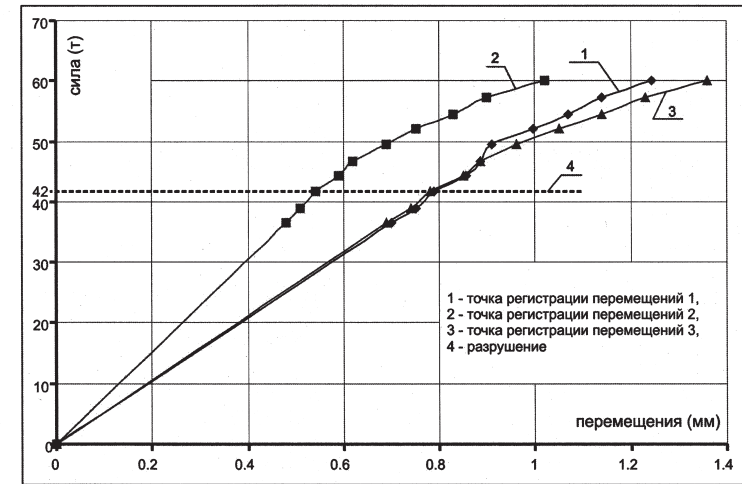


Рис. 6. Перемещения точек модели при нагружении

Основными измеряемыми параметрами при статическом испытании железобетонной модели являлись ступени нагружения и соответствующие им величины перемещений. Нагрузка на модель контролировалась с помощью образцового манометра. Давление масла в гидравлических домкратах обеспечивалось с помощью гидравлической насосной станции.

Перед началом испытания модели была выполнена калибровка домкратов.

Регистрация перемещений в контрольных точках модели осуществлялась прогибомерами «ЛИСИ» с ценой деления 0,01 мм. Графики перемещений сдвига модели перекрытия относительно стены по показаниям трех прогибомеров представлены на рис.6.

Анализ приведенных графиков показывает нелинейный характер работы конструкции. Точка перелома графиков характеризует достижение предела трещиностойкости и образование трещин рас-

кальвания. Следует отметить прогрессирующее нарастание деформаций в нелинейной стадии работы конструкции. Учитывая отсутствие длительности в приложении циклического воздействия и вибрации, за начальную точку в изменении наклона графиков, характеризующую предел «нагельной» несущей способности продольной арматуры, следует принять величину при распределении поперечной нагрузки на две опоры. На основании результатов, полученных при испытании модели, определена несущая способность и величина касательных напряжений в конструкции перекрытия.

Верхний ряд стержней продольной арматуры III 32 мм (см. рис. 4) был исключен из работы с помощью пропилов по торцам горизонтальной части модели. Этот ряд арматуры обладает незначительным нагельным эффектом в связи с близостью к верхней горизонтальной грани модели.

Площадь поперечного сечения стержней продольной арматуры в модели:

$$A_{\text{мод}} = A(6, \varnothing 25) + A(6, \varnothing 28),$$

$$A_{\text{мод}} = 66,398 \text{ см}^2.$$

Площадь поперечного сечения стержней продольной арматуры в натуральных условиях на 1,5 пог. метра по ширине перекрытия:

$$A_{\text{нат}}(1,5\text{ м}) = A(5, \varnothing 25) + A(7, \varnothing 28) + A(2, \varnothing 40),$$

$$A_{\text{нат}}(1,5\text{ м}) = 92,779 \text{ см}^2.$$

Площадь поперечного сечения стержней продольной арматуры в натуральных условиях на 1 пог. метр по ширине перекрытия:

$$A_{\text{нат}}(1\text{ м}) = \frac{A_{\text{нат}}(1,5\text{ м})}{1,5},$$

$$A_{\text{нат}}(1\text{ м}) = 61,853 \text{ см}^2.$$

Несущая способность перекрытия на действие поперечной силы на 1 пог. метр натурной конструкции составляет:

$$Q_{\text{нат}}(1 \text{ п. м.}) = \frac{A_{\text{нат}}(1 \text{ м})}{A_{\text{мод}}} \cdot Q_{\text{мод}},$$

$$Q_{\text{нат}}(1 \text{ м}) = \frac{61,853 \text{ см}^2}{66,398 \text{ см}^2} \cdot 41,73 \text{ тс} = 38,874 \text{ тс}.$$

Средние касательные напряжения в стержнях продольной арматуры натурной конструкции при действии поперечной силы, направленной под углом к продольной арматуре, равны:

$$\tau = \frac{Q_{\text{нат}}(1\text{ м}) \cdot 1000}{A_{\text{нат}}(1\text{ м})},$$

$$\tau = \frac{38,874 \cdot 1000}{61,853} = 628,43 \text{ кгс/см}^2.$$

Отношение величины касательных напряжений к расчетному сопротивлению арматуры растяжению при направлении поперечной силы под углом к направлению продольной арматуры составляет:

$$n_{\alpha=90^\circ} = \frac{\tau}{R_s} = \frac{628,49}{4000} = 0,157 \text{ — для бетона с классом прочности В15.}$$

Для бетона с классом прочности , где  $R_s = 4000 \text{ кгс/см}^2$  — предел текучести для арматурной стали А-III(A400) табл. 8, ГОСТ 5781-82 [7].

Важным результатом эксперимента явилось то, что в случае ортогональной трещины максимальные касательные напряжения в арматуре на 65% выше аналогичных напряжений при иных, отличных от 90° углах между арматурными стержнями и трещиной. Последние определены специалистами в экспериментах, описанных в [1, 2 и 3]

#### Выводы и рекомендации

1. Величина предельных касательных напряжений в арматуре при направлении плоскости сдвига под углом к продольной арматуре, при достижении которых произошло образование трещин раскальвания в бетоне стержнями арматуры, равна  $\tau = 628,43 \text{ кгс/см}^2$ .

2. На основании проведенных экспериментов следует сделать вывод о том, что нагельная способность продольной рабочей арматуры в массивном железобетонном перекрытии при действии поперечной силы превышает величину, прогнозируемую в техническом проекте, примерно на 20%.

3. При расчете на поперечное усилие многослойных железобетонных конструкций необходимо проводить проверку прочности нормальных сечений с учетом нагельной способности продольной арматуры.

4. До разработки приемлемой методики расчета нагельной способности арматуры можно использовать изложенный расчетно-эмпирический метод.



5. Результаты проведенных испытаний могут быть использованы для верификации аналитических и численных расчетов железобетонных конструкций.

ЛИТЕРАТУРА

1. Карпенко Н. И. Теория деформирования железобетона с трещинами. – М: Стройиздат, 1976.
2. Лисичкин С. Е. Развитие теории и совершенствование методов расчёта массивных железобетонных и напорных сталежелезобетонных конструкций гидротехнических сооружений. – М. // Автореферат диссертации на соискание учёной степени доктора технических наук, 2004.
3. Николаев В. Б. Прочность массивного гидротехнического железобетона блочного строения // Автореферат диссертации на соискание учёной степени доктора технических наук. – Л., 1991.
4. Розанов Н.С., Скоморовский Я.Г. Модельные исследования статике гидросооружений. – М.: Энергия, 1975.
5. Справочник проектировщика промышленных, жилых и общественных зданий и сооружений. Расчетно-теоретический. Кн. 2. Под ред. А.А. Уманского. – М.: Стройиздат, 1973.
6. ГОСТ 8829-94. Группа Ж39. Межгосударственный стандарт. Изделия строительные, железобетонные и бетонные заводского изготовления. Методы испытаний на нагружением. Правила оценки прочности, жесткости и трещиностойкости.
7. ГОСТ 5781-82. Сталь горячекатанная для армирования железобетонных конструкций. Технические условия.

РАСЧЕТНЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ  
НАПРЯЖЕННО-ДЕФОРМИРОВАННОГО СОСТОЯНИЯ  
И ПРОЧНОСТИ ПОДЗЕМНЫХ СТАЛЕЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ  
ТУРБИННЫХ ВОДОВОДОВ К ЗДАНИЮ ЗАРАМАГСКОЙ ГЭС-1

Лисичкин С.Е., доктор техн. наук,  
Пономарев Д.И., Мукашов Р.З., инженеры (ЗАО ИЦ ЦСКТ),  
Богаченко С.В., инженер (ОАО «НИИЭС»)

Напорные турбинные водоводы являются одними из наиболее ответственных сооружений Зарамагской ГЭС-1, так как их разрушение может привести к затоплению здания ГЭС и прилегающей территории.

Напорные турбинные водоводы включают в себя три основных участка: поверхностный сталежелезобетонный участок диаметром 4,4 м, протяженностью 602,57 м, вертикальную шахту турбинных

водоводов диаметром 3,6 м, глубиной 507 м, а также субгоризонтальные подземные турбинные водоводы №1 и №2 диаметром 2,5 м, длиной 946 м. При этом каждый из субгоризонтальных турбинных водоводов диаметром 2,5 м разветвляется на два водовода диаметром 2,1 м при входе в здание ГЭС, где размещаются агрегаты ковшового типа. Схема расположения турбинных водоводов представлена на рис. 1.

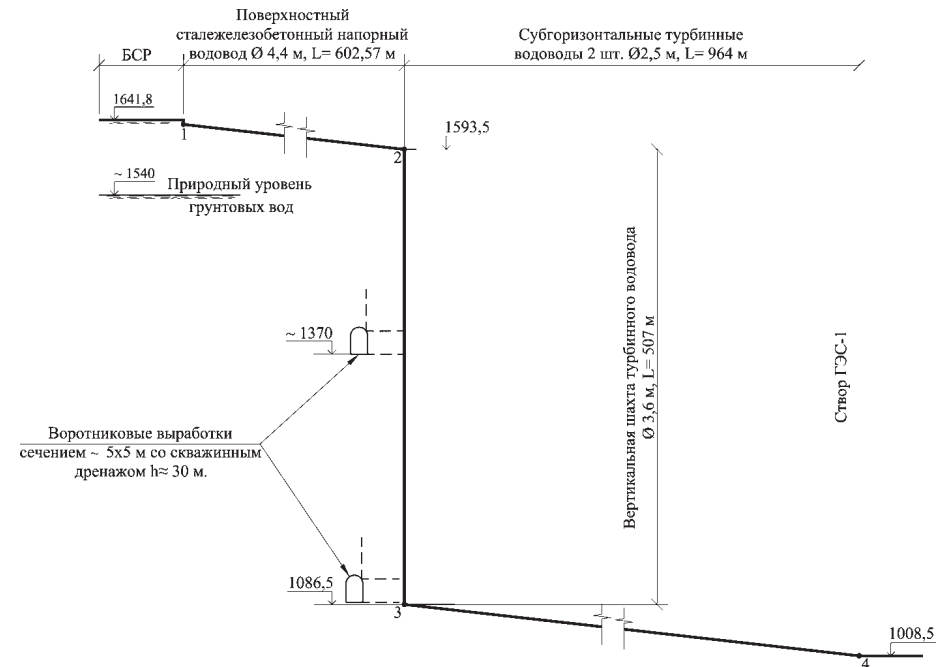


Рис. 1. Схема расположения турбинных водоводов

Субгоризонтальные подземные турбинные водоводы являются наиболее сложными и трудоемкими при производстве работ. Расположение субгоризонтальных подземных турбинных водоводов к зданию Зарамагской ГЭС-1 представлено на рис.1. При этом имеются определенные различия в конструкциях водоводов №1 и №2. Поперечные сечения характерных типов турбинных водоводов, расположенных на участках различных пород вдоль трассы водоводов, изображены на рис. 2.

По протяженности субгоризонтальных подземных турбинных водоводов встречаются несколько характерных типов пород, слагающих вмещающий горный массив. Расчетные значения физи-

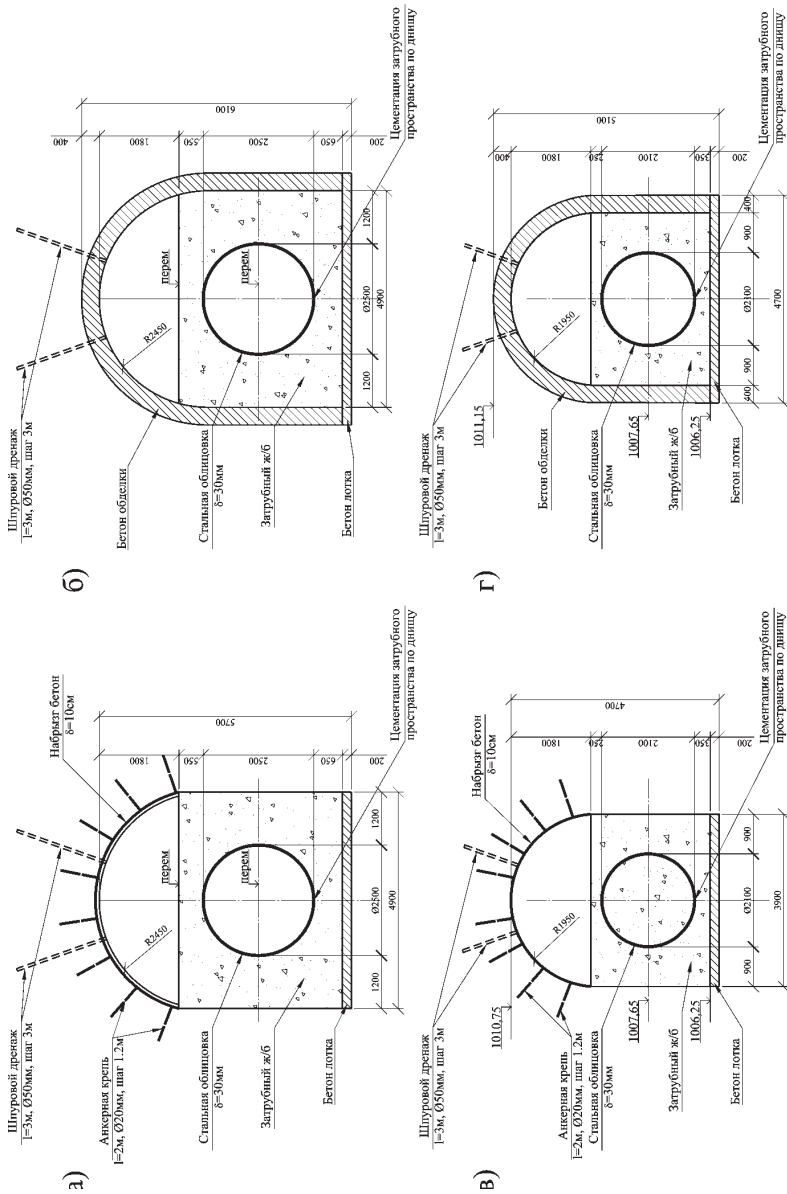


Рис. 2. Конструкция в поперечных сечениях характерных типов турбинных водоводов, расположенных на участках различных пород вдоль трассы водоводов: а) водовод типа II; б) водовод типа II а; в) водовод типа III; г) водовод типа III а

ко-механических характеристик пород, слагающих горный массив, окружающий водоводы (с учетом уточнения на основе данных инженерно-геологических изысканий последних лет), представлены в табл. 1.

Первоначально в проекте была предусмотрена сталежелезобетонная конструкция, состоящая из внутренней стальной оболочки толщиной 30 мм и из наружной железобетонной оболочки, имеющей два ряда кольцевого армирования. Однако в целях облегчения технологического процесса и снижения трудозатрат ГИПом Зарамагских ГЭС было предложено рассмотреть возможность назначения однорядного кольцевого армирования железобетонной обделки при толщине стальной оболочки в пределах 30 – 36 мм, что позволяет существенно облегчить производство работ.

В целях обоснования предложенного проектного решения в ЗАО «ИЦ СКТЭ» были выполнены расчетные исследования НДС и прочности субгоризонтальных подземных турбинных водоводов и, на основе полученных результатов, уточнение технических решений сталежелезобетонных конструкций турбинных водоводов с оптимизацией их армирования.

Для расчетных исследований принимались наиболее характерные поперечные сечения по протяженности субгоризонтальных турбинных водоводов, которые располагаются на участках вмещающего массива с различными физико-механическими характеристиками, при различных значениях нагрузок (в том числе, сейсмических воздействий различной интенсивности, горное давление) и др. При этом расчетные схемы разрабатывались для участков турбинных водоводов с поперечными сечениями типа II и типа IIIа. На участке обделки сталежелезобетонных турбинных водоводов типа II по данным инженерно-геологических изысканий обделку водоводов окружают грунты с крепостью  $f = 6...7$  и модулем деформации в массиве  $E = 12000$  МПа, для которых наиболее существенными являются сейсмические воздействия, а на участке сечения типа IIIа обделку турбинных водоводов окружают грунты с крепостью  $f = 2...3$  и модулем деформации в массиве  $E = 2000$  МПа, для которых наиболее существенным является горное давление.

Расчетные исследования НДС сталежелезобетонных конструкций турбинных водоводов проводились для двух расчетных случаев:

эксплуатационный случай (в котором действуют нагрузки, соответствующие режиму нормальной эксплуатации);

Таблица 1  
Расчетные показатели физико-механических свойств коренных пород на участке строительства турбинных водоводов Зарамангской ГЭС.

| Тип обделки | Частот районирования | Степень трещиноватости | Плотность грунта, кН/м <sup>3</sup> | Модуль деформации, МПа                   |           | Коэффициент крениности |          | Коэффициент крениности для расчета обделки | Кажущийся угол внутреннего трения, φ° |
|-------------|----------------------|------------------------|-------------------------------------|------------------------------------------|-----------|------------------------|----------|--------------------------------------------|---------------------------------------|
|             |                      |                        |                                     | В зоне разгрузки вокруг горной выработки | В массиве | По Продольной конову   | По СНиП  |                                            |                                       |
| 1           | 2                    | 3                      | 4                                   | 5                                        | 6         | 7                      | 8        | 9                                          | 10                                    |
| II          | V                    | слабая                 | 26,2                                | 8000                                     | 12000     | 12-19                  | IX-X     | 5-6                                        | 72,5                                  |
|             | IV                   | слабая                 | 26,2                                | 5000                                     | 7000      | 12                     | IX       | 4-5                                        | 70                                    |
|             | III                  | средняя                | 26,2                                | 3000                                     | 4000      | 7                      | VIII     | 3-4                                        | 70                                    |
|             | IV                   | слабая                 | 26,2                                | 5000                                     | 7000      | 7-12                   | VIII     | 4-5                                        | 70                                    |
|             | II                   | сильная                | 23,0                                | 1500                                     | 2000      | 7                      | VIII     | 2                                          | 65                                    |
|             | IV                   | слабая                 | 26,2                                | 5000                                     | 7000      | 12                     | IX       | 4-5                                        | 70                                    |
|             | II                   | сильная                | 23,0                                | 1500                                     | 2000      | 5,7                    | VII-VIII | 2                                          | 65                                    |
|             | III                  | средняя                | 26,0                                | 3000                                     | 4000      | 7-18                   | VII-IX   | 3-4                                        | 70                                    |
|             | II                   | сильная                | 23,0                                | 1500                                     | 2000      | 5-7                    | VII-VIII | 2-3                                        | 65                                    |
|             | V                    | слабая                 | 26,2                                | 8000                                     | 12000     | 15                     | X        | 5-6                                        | 72,5                                  |
|             | II                   | сильная                | 23,0                                | 1500                                     | 2000      | 5-7                    | VII-VIII | 2                                          | 65                                    |
|             | IV                   | слабая                 | 26,2                                | 8000                                     | 12000     | 12-19                  | IX-X     | 5-6                                        | 72,5                                  |
|             | II                   | сильная                | 23,0                                | 1500                                     | 2000      | 5-7                    | VII-VIII | 2-3                                        | 65                                    |
|             | IV                   | слабая                 | 26,2                                | 5000                                     | 7000      | 15                     | X        | 4-5                                        | 70                                    |

|       |     |             |      |      |       |       |         |       |       |
|-------|-----|-------------|------|------|-------|-------|---------|-------|-------|
| III   | IV  | слабая      | 26,2 | 5000 | 7000  | 7-12  | VIII-IX | 5-6   | 72,5  |
|       | III |             |      | 3000 | 4000  | 5-7   | VII     | 3-4   | 70    |
| III а | I   | оч. сильная | 23,0 | 1200 | 1500  | 2-5   | V-VI    | 1-2   | 45-65 |
|       | II  | сильная     | 23,0 | 1500 | 2000  | 5     | VI      | 2-3   | 65    |
| II    | V   | слабая      | 26,2 | 8000 | 12000 | 15-19 | X-XI    | 5-6   | 72,5  |
|       | V   | оч. слабая  | 26,2 | 8000 | 12000 | 15-19 | X-XI    | 6-7   | 72,5  |
|       | V   | слабая      | 26,2 | 8000 | 12000 | 15-19 | X-XI    | 5-6   | 72,5  |
|       | IV  | слабая      | 26,2 | 5000 | 7000  | 15    | X       | 4-5   | 70    |
| III а | I   |             | 23,0 | 1200 | 1500  | 2-5   | V-VI    | 1,5-2 | 60-65 |
|       | IV  | слабая      | 26,2 | 5000 | 7000  | 7-12  | VIII-IX | 5-6   | 72,5  |
| III а | I   | оч. слабая  | 23,0 | 1200 | 1500  | 2-5   | V-VI    | 1,5-2 | 60-65 |
|       | IV  | слабая      | 26,2 | 5000 | 7000  | 7-12  | VIII-IX | 5-6   | 72,5  |
| III а | I   | оч. слабая  | 23,0 | 1200 | 1500  | 2-5   | V-VI    | 1,5   | 60    |

ремонтный случай (в котором водовод осушен, действуют нагрузки снаружи обделки водовода).

В рамках данных расчетных случаев предусматриваются основное и особое сочетание нагрузок.

При этом в основное сочетание входят нагрузки, соответствующие периоду нормальной эксплуатации турбинных водоводов с учетом гидростатического напора внутри водоводов.

**В эксплуатационном случае** предусматриваются:

собственный вес сталежелезобетонной конструкции (постоянная нагрузка);

гидростатическое давление воды внутри водовода (длительная нагрузка).

**В ремонтном случае** предусматриваются:

собственный вес сталежелезобетонной конструкции (постоянная нагрузка);

горизонтальное и вертикальное горное давление (постоянная нагрузка);

гидростатические нагрузки от действия грунтовых вод (длительная нагрузка).

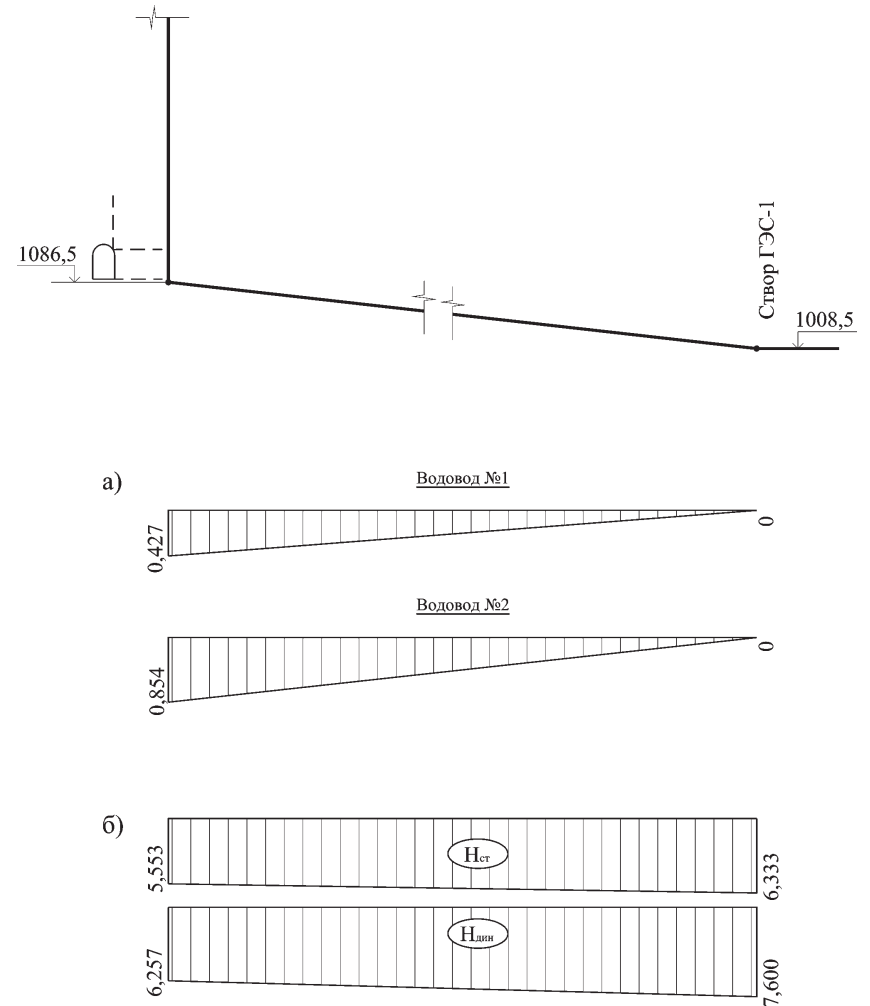
В особые сочетания включаются сейсмические воздействия (совместно с гидростатическим напором внутри турбинных водоводов) и действие гидродинамического напора с учетом гидравлического удара при полном сбросе нагрузки.

В соответствии с п. 5.18 СНиП 2.06.09-84 «При расчете обделок напорных туннелей, располагаемых в водопроницаемых грунтах, включение в одно сочетание нагрузок от внутреннего давления воды и наружного давления подземных вод не допускается».

В соответствии со СНиП 2.06.09-84 расчеты сталежелезобетонных конструкций турбинных водоводов проводились по методу предельных состояний, по несущей способности на прочность и по раскрытию трещин.

Схема действия гидростатического напора внутри водоводов представлена на рис. 3. Внутреннее гидростатическое давление по длине водоводов изменяется от 5,553 МПа (на отметке 1086,5 м) в начале субгоризонтального участка водоводов до 6,333 МПа (на отметке 1008,5 м) в створе ГЭС-1.

Эпюра гидродинамического давления внутри турбинных водоводов с учетом гидроудара при полном сбросе нагрузки представлена на том же рис. 3. Соответствующее гидродинамическое давление (с учетом гидроудара при полном сбросе нагрузки) изменяется от 6,257 МПа (на отметке 1086,5 м) в начале субгоризон-



**Рис. 3.** Эпюры наружного гидростатического напора (а) и эпюры внутреннего гидростатического  $H_{ст}$  и гидродинамического  $H_{дин}$  напора (б) по трассе турбинных водоводов (МПа), принимаемых в расчетах

тального участка турбинных водоводов до 7,600 МПа (на отметке 1008,5 м) в створе ГЭС-1.

Для снижения напора наружных грунтовых вод предусмотрены смотровые и дренажные проходы по верху водоводов и зон-



тичный скважинный дренаж из большой выработки для водовода №1 в направлении меньшей выработки для водовода №2. При этом за счет «воротниковой» выработки вокруг ствола шахты наружный напор снижается до 20% и составляет 42,7 м на начальном участке водовода №1. Для водовода №2, не имеющего смотрового и дренажного прохода, в запас принят максимальный напор 40% от природного давления равный 85,4 м.

Район строительства Зарамагской ГЭС-1 имеет высокую сейсмическую активность (9 баллов). Сейсмические воздействия принимаются интенсивностью 8 баллов по всей протяженности субгоризонтальных подземных турбинных водоводов в соответствии с результатами сейсмического микрорайонирования, выполненного в ЦСГНЭО ОАО «Институт Гидропроект».

Значения напряжений в горном массиве, вызванных проходящими сейсмическими продольной и поперечной волной, принимаемые в качестве нагрузок при расчетах НДС подземных турбинных водоводов, представлены в табл. 2. Физико-механические характеристики окружающего скального массива, представленные выше (см. табл. 1), учитывались при определении характера и величины сейсмических воздействий от проходящей волны, а также при определении горного давления на наружную поверхность железобетонной обделки водоводов.

Таблица 2

Величины нагрузок от прохождения сейсмической волны на участке турбинных водоводов Зарамагской ГЭС

| Тип обделки | Коэффициент сейсмичности, $K_c$ | Коэффициент крепости для расчета обделки, $f$ | Плотность грунта, $\text{кН/м}^3$ | Скорость распространения сейсмической волны, км/с |                  | Нагрузки от прохождения сейсмической волны, $\text{кН/м}^2$ |             |                    |
|-------------|---------------------------------|-----------------------------------------------|-----------------------------------|---------------------------------------------------|------------------|-------------------------------------------------------------|-------------|--------------------|
|             |                                 |                                               |                                   | Продольной $C_1$                                  | Поперечной $C_2$ | Продольной                                                  |             | Поперечной, $\tau$ |
|             |                                 |                                               |                                   |                                                   |                  | $p$                                                         | $\lambda p$ |                    |
| II          | 0,05                            | 6 – 7                                         | 26,2                              | 2,8                                               | 1,6              | 292,0                                                       | 97,3        | 166,9              |
| IIa         | 0,05                            | 2 – 3                                         | 23,0                              | 2,1                                               | 1,2              | 192,3                                                       | 64,1        | 109,9              |

Нормативное горизонтальное и вертикальное горное давление определялось согласно п. 5.10-5.15 СНиП 2.06.09-84. Расчетные значения горного давления представлены в табл. 3.

В особое сочетание входят те же виды нагрузок с учетом сейсмического воздействия.

Таблица 3

Величины горного давления на обделку на участке турбинных водоводов Зарамагской ГЭС

| Тип обделки | Плотность грунта, $\text{кН/м}^3$ | Коэффициент крепости для расчета обделки, $f$ | Кажущийся угол внутреннего трения, $\varphi$ , град. | Горное давление                           |                                             |
|-------------|-----------------------------------|-----------------------------------------------|------------------------------------------------------|-------------------------------------------|---------------------------------------------|
|             |                                   |                                               |                                                      | Вертикальное, $g_{qzn}$ , $\text{кН/м}^2$ | Горизонтальное, $g_{qxn}$ , $\text{кН/м}^2$ |
| II          | 26,2                              | 6 – 7                                         | 72,5                                                 | 77,4                                      | 0                                           |
| IIa         | 23,0                              | 2 – 3                                         | 65,0                                                 | 331,9                                     | 57,1                                        |

При этом величины нагрузок основного и особого сочетания принимаются с различными коэффициентами в соответствии с табл. 3 СНиП 2.06.09-84.

Коэффициенты надежности по нагрузке  $\gamma_f$  принимаются: для собственного веса обделки — 1,2; для горного давления — 1,2 по горизонтальному давлению и 1,5 — по вертикальному давлению; для гидростатической нагрузки — 1,0; для пульсационной нагрузки — 1,2.

Расчеты сталежелезобетонной конструкции турбинного водовода проводятся по предельным состояниям в соответствии с положениями Стандарта организации ОАО РАО «ЕЭС России» «Правила проектирования бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений». Гидротехнические сооружения ГЭС и ГАЭС. Условия создания. Нормы и требования. Книга 3. Приложение Г. СТО 17330282.27.140.002-2008; СНиП 2.06.09-84 «Туннели гидротехнические»; «Пособия по проектированию бетонных и железобетонных конструкций гидротехнических сооружений» к СНиП 2.06.08-87; «Пособия по проектированию сталежелезобетонных конструкций гидротехнических сооружений» П-780-83 / Гидропроект.

На предварительной стадии расчетов допускается определять растягивающее усилие  $N$  в сталежелезобетонной оболочке круглого водовода по «котельной» формуле:  $N = 0,5 pD$ , где  $p$  — внутреннее давление,  $D$  — диаметр водовода.

$\gamma_n$  — коэффициент надежности по назначению сооружения, равен 1,15, как для сооружения III класса;

$\gamma_{ic}$  — коэффициент сочетания нагрузок, равный 1,0 для основного сочетания и равный 0,9 — для особого сочетания;

$\gamma_c$  — коэффициент, равный 1,0;

$\gamma_n$  — коэффициент условия работы стальной оболочки и арматуры, равный 0,9 для сталежелезобетонных конструкций (открытых и подземных);

$R_{si}$  — принимается равным расчетному сопротивлению стали по пределу текучести  $R_{\gamma}$  ( $R_{\gamma}=290$  МПа для оболочки толщиной 30 мм и  $R_{\gamma}=270$  МПа для оболочки толщиной 36 мм).

Предварительно был выполнен расчет прочности сталежелезобетонной конструкции напорного водовода со стальной оболочкой толщиной 30 мм без учета отпора вмещающего горного массива на основе «котельной» формулы, что дает определенный запас.

При гидростатическом давлении, равном 6,33 МПа, площадь сечения арматуры должна составлять не менее 38,63 см<sup>2</sup>. При гидродинамическом давлении (при полном сбросе нагрузки), равном 7,60 МПа, площадь сечения арматуры должна составлять не менее 60,96 см<sup>2</sup>. Можно принять 5Ø40 А-III (12,56х5 = 62,8 см<sup>2</sup>).

Напряженно-деформированное состояние субгоризонтальных сталежелезобетонных турбинных водоводов к зданию Зарамагской ГЭС-1 определялось на основе математических конечно-элементных (КЭ) моделей. В КЭ моделях воспроизводились конструктивные особенности поперечных сечений турбинных водоводов, физико-механические характеристики грунтов окружающего массива, характер и величины действия нагрузок и др. В том числе моделировались сейсмические воздействия, определяемые в соответствии с положениями действующих нормативных документов.

При этом рассматривались имеющиеся типы конструкций на примере сталежелезобетонного турбинного водовода №1 (типы II и III в крепких породах, типы IIa и IIIa на участках с сильной трещиноватостью пород).

В целях обоснования возможности однорядного армирования в настоящих расчетах была принята толщина стальной оболочки 36 мм, что дает определенный запас прочности, основываясь на приведенном выше «ручном» расчете. При этом в КЭ моделях принималось однорядное армирование в количестве 5Ø40 АIII на 1 м.п.

На первой стадии были выполнены расчеты НДС в предположении упругой работы бетона сталежелезобетонного турбинного водовода (без учета образования в бетоне трещин). Расчёты проводились для эксплуатационного и ремонтного случаев.

На рис. 4 цветной вкладки приведены цветовые поля распределения кольцевых напряжений в железобетонной обделке сталежелезобетонного турбинного водовода для эксплуатационного случая при основном сочетании нагрузок (с учетом давления от статического напора воды на расчетном участке).

На рис. 5 на цветной вкладке приведены поля распределения максимальных главных напряжений в железобетонной обделке сталежелезобетонного напорного водовода в ремонтном случае.

Из представленных выше материалов следует, что растягивающие напряжения в железобетонной конструкции обделки турбинного водовода превышают прочность бетона при растяжении. Поэтому в железобетонной обделке водовода под действием кольцевых растягивающих напряжений возникает ряд трещин радиального направления.

По результатам приведенных выше расчетных исследований была выполнена серия итерационных расчетов НДС для стадии образования и продвижения трещин в железобетонной конструкции обделки сталежелезобетонного турбинного водовода с учетом включившихся в работу арматурных стержней. При этом в КЭ модели железобетонной конструкции обделки турбинного водовода включались схемы армирования, определяемые на основе расчетных исследований, выполненных в ЗАО «ИЦ СКТЭ».

В результате расчетных исследований конструкций с учетом трещинообразования при основном и особом сочетании нагрузок получены напряжения в кольцевой рабочей арматуре и во внутренней стальной оболочке.

При особом сочетании нагрузок (включающем действие гидроудара при полном сбросе нагрузки) напряжения во внутренней стальной оболочке и кольцевой арматуре оказались выше, чем при гидростатическом напоре, однако они не превышали соответствующие допускаемые значения (которые определялись с учетом соответствующих коэффициентов  $\gamma_n$ ,  $\gamma_c$ ,  $\gamma_{lc}$ ,  $\gamma_s$ ).

Вычисленные методом конечных элементов напряжения в стальной оболочке и в арматуре турбинных водоводов при нагрузках особого сочетания, включающего сейсмические воздействия от проходящей сейсмической волны растяжения-сжатия и сдвига, не превышали при этом значений, допускаемых нормами.

В соответствии с требованиями норм была выполнена проверка по второй группе предельных состояний (по раскрытию трещин).

Ширина раскрытия трещин  $\alpha_{cr}$  в сечениях водовода для основного сочетания нагрузок (действию гидростатического напора внутри водовода) при кольцевом армировании рабочей арматурой 5Ø40 А-III и при толщине стальной оболочки  $d=36$  мм составила  $a_{cr} = 0,16$  мм, что удовлетворяет требованиям нормативных документов.

Величины напряжений в кольцевой арматуре и в стальной оболочке в стадии работы с трещинами в железобетонной оболочке сталежелезобетонного турбинного водовода для эксплуатационного и ремонтного случаев сведены в табл. 4.

Таблица 4  
Результаты расчетов сталежелезобетонных турбинных водоводов

| Тип обделки                       |                                                       | Расчетный случай            |                           |       |                             |                           |
|-----------------------------------|-------------------------------------------------------|-----------------------------|---------------------------|-------|-----------------------------|---------------------------|
|                                   |                                                       | Эксплуатационный            |                           |       | Ремонтный                   |                           |
|                                   |                                                       | Основное сочетание нагрузок | Особое сочетание нагрузок |       | Основное сочетание нагрузок | Особое сочетание нагрузок |
| с учетом сейсмических воздействий | с учетом гидравлического удара                        |                             |                           |       |                             |                           |
| Тип II                            | Максимальные растягивающие напряжения в оболочке, МПа | 190,1                       | 202,7                     | 228,3 | –                           | –                         |
|                                   | Максимальные растягивающие напряжения в арматуре, МПа | 172,9                       | 190,3                     | 207,3 | 11,5                        | 23,4                      |
| Тип IIa                           | Максимальные растягивающие напряжения в оболочке, МПа | 190,2                       | 206,4                     | 228,2 | –                           | –                         |
|                                   | Максимальные растягивающие напряжения в арматуре, МПа | 173,1                       | 197,4                     | 207,5 | 65,2                        | 82,6                      |

Таким образом, проведенные расчетные исследования позволили обосновать предложенные конструктивные решения сталежелезобетонных турбинных водоводов с однорядным кольцевым армированием (5Ш40 А-III на 1 м.п.). При этом отмечалась необходимость обеспечения надежной связи внутренней стальной оболочки с кольцевой арматурой и с железобетоном обделки водоводов в целом.

Также было рекомендовано назначить толщину железобетонной обделки водоводов не менее 50 см по всей их окружности (в том числе в своде).

Уточненные технические решения сталежелезобетонных конструкций субгоризонтальных подземных турбинных водоводов (в том числе обоснованное однорядное кольцевое армирование) позволяют значительно облегчить технологию возведения конструкций и сократить сроки строительства.

### РАЗРАБОТКА И ИССЛЕДОВАНИЕ СОСТАВОВ ЖАРОСТОЙКОГО БЕТОНА

Затворницкая Т.А., Талденкова Е.Н., кандидаты техн. наук,  
Смирнова А.П., инженер (ОАО «НИИЭС»)

В лаборатории ОАО «НИИЭС» разработан негорючий теплоизоляционный строительный материал «Консил», представляющий собой жесткий пористый композит; он обладает повышенной термостойкостью, пожаро- и взрывобезопасен, обеспечивает экологическую чистоту. Материал не разрушается при длительном воздействии воды (срок наблюдения более 10 лет) и перепадах температуры в пределах рабочего интервала, характеризуется высокой адгезионной прочностью к бетону, металлу, другим строительным материалам.

Теплоизоляционный материал «Консил» в соответствии с требованиями ТУ 5767-503-00113543-2003 имеет следующие физико-механические характеристики:

|                                                      |                             |
|------------------------------------------------------|-----------------------------|
| объемная масса                                       | 150 – 400 кг/м <sup>3</sup> |
| прочность при сжатии, МПа (кгс/см <sup>2</sup> )     | 0,6 – 1,5 (6 – 15)          |
| прочность при растяжении, МПа (кгс/см <sup>2</sup> ) | 0,1 – 0,2 (1 – 2)           |
| прочность при изгибе, МПа (кгс/см <sup>2</sup> )     | 2 – 8 (20 – 80)             |
| диапазон рабочих температур, °С                      | - 60 → 850°С                |
| pH жидкой среды                                      | 10 – 11                     |
| водопоглощение, % объемные                           | до 20                       |
| морозостойкость, циклы                               | 15 – 50                     |
| коэффициент теплопроводности, Вт/м·К                 | 0,06 – 0,1                  |

В работах [1, 2, 3] приведены примеры успешного применения теплоизоляционного материала «Консил» для ремонта теплоизоляции дымовых труб и кровли. С целью увеличения диапазона рабочей температуры до 1000°С и предельно-допустимой температуры применения, что необходимо для теплоизоляции трубчатых печей в химической промышленности, в лаборатории строитель-

ных материалов НТЦ СКМ ОАО «НИИЭС» проведены исследования по разработке составов жаростойкого бетона на основе теплоизоляционного материала «Консил».

С этой целью в состав теплоизоляционного материала «Консил» введены термостойкие заполнители (шамот, песок кварцевый молотый, зола уноса) с различной удельной поверхностью, а также керамзитовый заполнитель фракций 0 – 5 и 5 – 10 мм.

Состав с керамзитом фракции 0 – 5 после выдержки в течение 10 суток имел низкую прочность — 2,5 кгс/см<sup>2</sup> при 50% деформации. После прогрева при 105°С в течение 4 часов прочность составила 2 кгс/см<sup>2</sup>, состав приобрел хрупкость. Бетон с керамзитом фракции 5 – 10 показал низкую прочность и неравномерность распределения керамзитового заполнителя в массе образца. По этой причине составы с керамзитовым заполнителем в дальнейшем не исследовали.

Испытание составов жаростойкого бетона выполнено в соответствии с ГОСТ 20910-90 «Бетоны жаростойкие», ГОСТ 17177-94 «Материалы и изделия строительные теплоизоляционные». Теплопроводность материала и термическое сопротивление определены при стационарном режиме по ГОСТ 7076 на приборе ИТП-МГ4 «250» при средней температуре образца от 15 до 40°С. Определена теплопроводность для составов с песком и шамотом при средней температуре от 300 до 600°С. Предельно допустимую температуру применения оценивали по изменению предела прочности при сжатии после выдержки при температурах 300, 500, 800, 1000°С. Технологические свойства составов характеризуются временем вспенивания и кратностью вспенивания при определенной температуре.

Первая цифра времени вспенивания характеризует начало процесса после перемешивания жидкой и твердой фаз; вторая цифра — окончание вспенивания и отверждение состава. В данном случае эксперимент проходил при температуре 24 – 25°С. Кратность вспенивания (увеличение в объеме) при данной температуре составила 8 – 10 раз.

Подготовка образцов для всех видов испытаний (предел прочности при сжатии, определение предельно допустимой температуры, усадка, теплопроводность) осуществляется следующим образом: после вспенивания и отверждения образцы выдерживали в течение 10 суток при температуре 20 – 25°С, затем в течение 4 часов прогревали при 105°С. Подготовленные таким образом образцы испытывали в соответствии с ГОСТ 20910-90.

Остаточную прочность на сжатие  $\gamma$ , % определяют по формуле:

$$\gamma = \frac{R_t}{R} \cdot 100,$$

где  $R$  — прочность бетона на сжатие после выдержки в течение 10 суток и прогрева при температуре 105°С;  $R_t$  — прочность бетона на сжатие после нагрева при температурах 300, 500, 800, 1000°С.

Определение усадки жаростойких бетонов заключается в определении изменения размеров образца после нагрева до температур 300, 500, 800, 1000°С после процесса подготовки образцов.

Усадку  $\xi$ , % определяли по формуле:

$$\xi = \frac{l_2 - l_1}{l_1} \cdot 100,$$

где  $l_1$  — среднее значение размера образца после подготовки;  $l_2$  — среднее значение размера образца после нагрева при температурах 300, 500, 800, 1000°С.

#### Результаты испытаний составов жаростойкого бетона

Результаты испытаний составов жаростойкого бетона на основе теплоизоляционного материала «Консил» представлены в табл. 1.

Результаты испытаний показывают, что кратность вспенивания всех составов жаростойкого бетона составляет 8 – 10 раз при температуре 20 – 25°С, при этом время вспенивания и отверждения от 15 до 60 минут.

Плотность всех составов, кроме состава с золой, составляет не более 0,4 г/см<sup>3</sup>, при этом состав с молотым песком имеет самую высокую прочность при сжатии и составляет 15,7 кгс/см<sup>2</sup> в 10-суточном возрасте. После выдержки при 105°С в течение 4 часов прочность повышается до 22,4 кгс/см<sup>2</sup>.

При выдержке образцов при 105°С всех составов жаростойкого бетона происходит увеличение прочности при сжатии. По-видимому, это можно объяснить тем, что происходит окончательное отверждение состава и максимальный набор прочности.

Анализ результатов испытаний (см. табл. 1) прочностных характеристик и плотности показал, что оптимальными рецептурами жаростойкого бетона являются состав с песком и пылевидным шамотом, поэтому дальнейшие испытания на усадку и теплопроводность выполнены с указанными составами.



Таблица 1

Основные свойства жаростойкого бетона

| Вид наполнителя                                    | Технологические свойства                                      | Плотность г/см <sup>3</sup> | Прочность при сжатии, кгс/см <sup>2</sup> и остаточная прочность после нагрева |                       |                |             |             | Усадка, %            |                               |                              |                                      |
|----------------------------------------------------|---------------------------------------------------------------|-----------------------------|--------------------------------------------------------------------------------|-----------------------|----------------|-------------|-------------|----------------------|-------------------------------|------------------------------|--------------------------------------|
|                                                    |                                                               |                             | После сушки                                                                    |                       | После выдержки |             |             | 10 суток при 24-25°C | 105°C                         | 600°C                        |                                      |
|                                                    |                                                               |                             | 10 суток при 20-25°C                                                           | После сушки при 105°C | при 300°C      | при 500°C   | при 800°C   |                      |                               |                              | при 1000°C                           |
| С шамотом (уд. пов. 1000 м <sup>2</sup> /т)        | Кратность вспенивания 9-10, время вспенивания 15-30 мин, 24°C | 0,33                        | 13,5                                                                           | 16,2<br>120%          | 11,1<br>82,2%  | 8,6<br>64%  | 8,6<br>64%  | 8,6<br>64%           | -                             | -                            | -                                    |
| С молотым песком (уд. пов. 5000 м <sup>2</sup> /т) | Кратность вспенивания 9-10, время вспенивания 15-45 мин, 25°C | 0,40<br>(0,398)             | 15,7                                                                           | 22,4<br>142%          | 11,2<br>71,3%  | 11,0<br>70% | 11,0<br>70% | 11,0<br>70%          | 7,9<br>50,3%                  | 1. 2,1<br>2. 1,86<br>3. 1,91 | 1. 0,88<br>2. 0,38<br>3. 0,41        |
| С шамотом (уд. пов. 6000 м <sup>2</sup> /т)        | Кратность вспенивания 8-9, время вспенивания 40-60 мин        | 0,32                        | 7,7                                                                            | 9,5                   | 10,6           | 8,8         | 8,2         | 9,4                  | 1. 0,62<br>2. 0,45<br>3. 0,91 | 1. 2,2<br>2. 2,0<br>3. 2,5   | 1. 4,9<br>2.+0,63Г<br>рещ<br>3. 3,35 |
| С золой                                            | Кратность вспенивания 9-10, время вспенивания 30-50 мин       | 0,41                        | 19,6                                                                           | 21,9                  | 16,7           | 16,8        | 18,3        | 13,5                 | -                             | -                            | -                                    |

Характеристика усадки (см. табл. 1) показывает, что жаростойкий бетон с молотым песком имеет лучшие результаты при температуре 600°C, чем с пылевидным шамотом.

Теплопроводность ( $\lambda$ ) и термическое сопротивление образца ( $R$ ) после отверждения в течение 10 суток для жаростойкого бетона с песком составляют, соответственно,  $\lambda = 0,224$  Вт/м·К;  $R = 0,223$  м<sup>2</sup> К/Вт; с шамотом  $\lambda = 0,174$  Вт/м·К;  $R = 0,274$  м<sup>2</sup> К/Вт; после выдержки при температуре 105°C: для состава с песком  $\lambda = 0,261$  Вт/м·К;  $R = 0,185$  м<sup>2</sup> К/Вт; для состава с шамотом  $\lambda = 0,169$  Вт/м·К;  $R = 0,289$  м<sup>2</sup> К/Вт.

Теплопроводность при средней температуре образца от 300 до 600°C составляет: для состава с песком  $\lambda = 0,25$  Вт/м·К, с шамотом  $\lambda = 0,2$  Вт/м·К.

### Выводы

1. Разработан состав жаростойкого негорючего бетона, исследованы основные технологические и физико-механические свойства при нормальной и повышенной температурах — 300, 500, 800, 1000°C.

2. Установлена термостойкость жаростойкого бетона — 1000°C и оптимальная температура применения жаростойкого бетона — 600°C.

3. Полученные результаты позволяют рекомендовать разработанный состав жаростойкого бетона для теплоизоляционной защиты оборудования и сооружений, работающих в условиях высоких температур.

### ЛИТЕРАТУРА

1. Затворницкая Т.А., Рубин О.Д., Ильин Ю.А., Талденкова Е.Н. и др. Опыт применения негорючей теплоизоляции «Консил» на кровле машзала Курской АЭС // Безопасность энергетических сооружений. Вып. 6. – М.: ОАО «НИИЭС», 2000.
2. Рубин О.Д., Талденкова Е.Н., Затворницкая А.О. Предложения по использованию материала «Консил» для теплоизоляции дымовых труб ТЭС // Безопасность энергетических сооружений. Вып. 9. – М.: ОАО «НИИЭС», 2001.
3. Затворницкая А.О. Опыт внедрения самовспенивающейся негорючей теплоизоляции «Консил» на дымовых трубах в Северных районах России // Безопасность энергетических сооружений. Вып. 10. – М.: ОАО «НИИЭС», 2002.

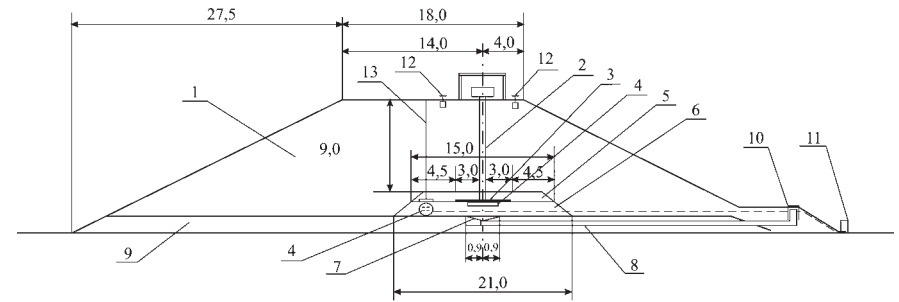
**ОСОБЕННОСТИ ПОЛЕВЫХ ОПЫТНО-ФИЛЬТРАЦИОННЫХ ИССЛЕДОВАНИЙ ВОДОПРОНИЦАЕМОСТИ ГЛИНИСТОГО ЭКРАНА ВЕРХНЕГО ВОДОЕМА ДНЕСТРОВСКОЙ ГАЭС**

*Борткевич С.В., кандидат техн. наук, Аверьянов В.Н., Воронин С.Г., инженеры (ОАО «НИИЭС»)*

В практике гидротехнического строительства водопроницаемость грунтов в теле земляных сооружений характеризуют величиной коэффициента фильтрации. Для его определения используют различные полевые методы, в частности, наливов воды в шурфы и скважины, основанные на положении об установившейся фильтрации воды из выработки в грунт. Наиболее широкое применение получили наливов в шурфы по Нестерову, Болдыреву, Каменскому и их модификациям, а также наливов в скважины по Н.Н. Веригину, В.М. Шестакову, Н.Н. Биндеману и др. В соответствии с требованиями нормативных документов [1], оценку водопроницаемости земляных сооружений 1 и 2 класса капитальности производят на опытных насыпях или участках и в целиках земляного сооружения. При строительстве противофильтрационного глинистого экрана верхнего водоема Днестровской ГАЭС (Украина) для оценки его водопроницаемости был выполнен комплекс полевых фильтрационных исследований различными методами, который позволил определить значения коэффициента фильтрации глинистых грунтов в теле экрана и выявить наиболее применимые для рассматриваемых условий методы полевых фильтрационных исследований.

**Исследование водопроницаемости экрана методом нагружения опытной насыпью с замером порового давления воды в теле экрана**

Перед началом возведения глинистого экрана верхнего водоема коэффициент фильтрации грунтов, которые предусматривалось укладывать в экран при степени водонасыщения  $G=0,8 \div 1,0$ , изучали в полевых условиях на опытном фрагменте методом нагружения насыпью с замером порового давления воды в теле экрана. С этой целью в известном устройстве для определения водопроницаемости и фильтрационной прочности грунта в послойно возводимых насыпях [2] пьезометры, предназначенные для замера уровня воды, фильтрующейся через тело экрана, были заменены на дистанционные струнные преобразователи давления воды в порах грунта (пьезодинамометры). Конструкция опытного фрагмента экрана показана на рис. 1.



**Рис. 1.** Конструкция опытного фрагмента.

1 — грунтовая насыпь; 2 — труба для подачи воды; 3 — слой жирной мотой глины; 4 — фильтрующий лоток; 5 — пригрузка из глины слоем 1,0 м; 6 — опытный экран толщиной 1,4 м; 7 — водоприемник; 8 — водоотводная труба; 9 — песчаный дренаж слоем 1,5 м; 10 — пункт замера расходов; 11 — коммутатор; 12 — дистанционные струнные преобразователи давления воды в порах грунта (пьезодинамометры ПМГ-3); 13 — глубинная марка (ГМ-2)

Опытный фрагмент состоял из двух участков [3], на каждом из которых испытывали один вид глины: на участке 1 — сарматскую глину  $N_1S_2$ , на участке 2 — глину и суглинок делювиального генезиса  $dQ_3$ .

В ходе производственного эксперимента, проведенного ОАО «НИИЭС» совместно со строительным управлением, на каждом участке опытного фрагмента исследовали условия фильтрации через глинистый экран дна водоёма с учётом всех сопровождающих этот процесс осложняющих обстоятельств, в том числе при реальной технологии укладки и уплотнения грунта, с учётом процессов его консолидации, деформации и набухания. Пьезометрические напоры и поровое давление в грунте измеряли с помощью дистанционных струнных преобразователей давления ПДС-3П и температуры ПТС-60, заложенных в каждом слое экрана при его возведении непосредственно под фильтрующим лотком и в стороне от него в области установки глубинных марок. Измерительный элемент — частотомер ПЦП-1. Точность измерений  $\pm 2\%$ . Осадку грунта измеряли путём нивелирования четырех глубинных марок, каждая из которых представляла собой железобетонную плиту размером 1,2 x 1,2 x 0,5 м с закреплённой на ней вертикальной штангой, находящейся в защитной трубе. Осадку глубинных марок измеряли путём нивелирования по II классу точности. При этом в каждом цикле измерения производили нивелирный ход от реперов I клас-

са, расположенных в районе водоприёмника. Точность измерения осадки составила  $\pm 5$  мм. Напоры в фильтрующем лотке создавали путём заливки воды в вертикальную трубу. Измерения показали, что в течение года расход фильтрации из отводящей трубы отсутствовал. Измерения приборами ПДС-3П показали, что напоры, характерные для процесса фильтрации в грунте экрана, также не возникали. В грунте зафиксировано поровое давление консолидации, величина которого зависит от массы грунта выше уложенной насыпи, причём величины порового давления в сарматской глине и делювиальной глине несколько различались:

в сарматской глине величина порового давления составила 30 – 45% от массы выше уложенного грунта насыпи и практически не зависела от напора воды в фильтрующем лотке;

в делювиальных глинах величина порового давления не превышала 20 % от массы выше уложенного грунта.

В связи с отсутствием расходов воды из отводящих труб на опытном фрагменте, значение коэффициента фильтрации глинистых грунтов в экране оценивалось по величине и скорости рассеивания порового давления, которое измерялось приборами ПДС-3П. При расчетах порового давления была использована методика Л.В. Горелика, рекомендуемая СНиП 2.06.05-84 [4], в модификации И.С. Клейна. При интерпретации материалов натуральных наблюдений расчетными методами получено, что значение коэффициента фильтрации грунтов экрана на опытном фрагменте изменялось в пределах от  $1 \times 10^{-4}$  м/сут до  $1 \times 10^{-6}$  м/сут при среднем значении  $K_{\phi}$  ( $1 \times 10^{-5}$  м/сут).

Характер изменения температуры во времени, изучаемый по приборам, установленным в зоне фильтрующих лотков, также указывал на то, что фильтрация воды в глинах экрана не происходила. Величина осадки колебалась от 33 до 110 мм, что составило  $2 \div 7\%$  от толщины исследуемого слоя грунта экрана, равного 1,5 м.

В ходе исследования уплотняемости получены результаты, свидетельствующие о том, что у глинистых грунтов, уложенных в опытный фрагмент экрана, в силу изменчивости их природного состава, плотность варьирует в довольно широких пределах.

Так, на первом участке фрагмента, плотность сухого грунта изменялась от  $1,53 \text{ т/м}^3$  до  $1,80 \text{ т/м}^3$ , а влажность от 0,198 до 0,262 д.ед., пределы пластичности  $W_L = 0,308 \div 0,480$  д.ед.;  $W_p = 0,19 \div 0,218$  д.ед. На втором участке плотность сухого грунта изменялась от  $1,50 \text{ т/м}^3$  до  $1,72 \text{ т/м}^3$ , а влажность от 0,172 до 0,284, пределы пластичности:  $W_L = 0,439 \div 0,498$ ;  $W_p = 0,193 \div 0,240$ . Все пробы, отобранные на плотность – влажность, попали в область требуе-

мых проектных параметров укладки грунтов, что характеризует хорошее качество укладки грунтов в тело экрана опытного фрагмента.

Результаты лабораторного определения коэффициента фильтрации образцов ненарушенной структуры неогеновых и четвертичных глин, отобранных из экрана опытного фрагмента, показали, что их водопроницаемость характеризуется величиной коэффициента фильтрации, изменяющейся в пределах от  $2 \times 10^{-5}$  м/сут до  $4 \times 10^{-7}$  м/сут. По результатам исследований водопроницаемости проб, приготовленных в лабораторных условиях, получены значения коэффициента фильтрации, изменяющиеся в пределах  $(0,2 \times 4,0) \times 10^{-7}$  м/сут. Эти результаты позволили сделать вывод о том, что требуемые параметры укладки грунтов обеспечивают получение требуемого по условиям безопасной эксплуатации ГАЭС коэффициента фильтрации экрана  $1 \times 10^{-5}$  м/сут.

Следует отметить, что приведенный выше метод определения водопроницаемости глинистого экрана сложен в исполнении и несет в себе некоторую условность расчетов величины коэффициента фильтрации грунта. Кроме этого такой эксперимент требует длительного времени проведения, наличия контрольно-измерительной аппаратуры и использования строительных механизмов. Метод трудоемок и требует значительного объема работ по ликвидации насыпи после выполнения исследований.

#### Исследование водопроницаемости экрана методом напорной фильтрации в целиках

Определение водопроницаемости экрана в вертикальном направлении выполнялось Днепродзержинской лабораторией крупномасштабных гидравлических и геотехнических исследований [5] методом напорной фильтрации, разработанным во ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева [6]. Метод заключается в создании осесимметричного вертикально направленного нисходящего фильтрационного потока в целике грунта, с помощью установки (рис. 2), конструкция которой предложена М. П. Павчичем. Целик изготавливали путем отрывки кольцевой траншеи в грунте на выбранном для исследований участке экрана. Целик (столб грунта в центре кольцевой траншеи) заключается в прибор, под крышкой которого создавали фильтрационный напор. Метод отличается возможностью создания фильтрационных нагрузок на грунт, близких к натурным.

Кольцевую траншею отрывали вручную, и она имела наружный диаметр 2,5 м, внутренний — 1 м. После проходки траншеи на глубину 1,5 м стенки траншеи и целика зачищали. Боковую поверхность

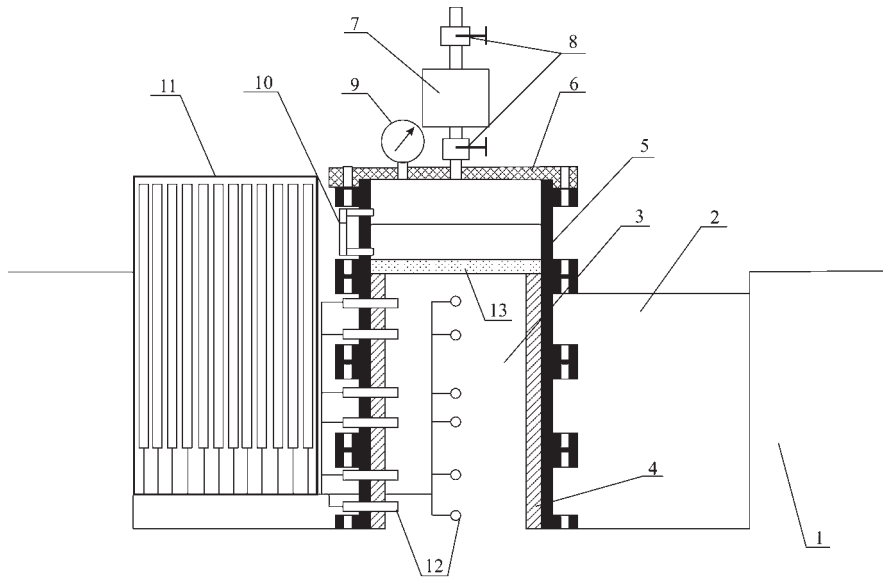


Рис. 2. Схема полевой фильтрационной установки: 1 — грунт тела экрана; 2 — кольцевая траншея, заполненная водой; 3 — целик; 4 — бетон; 5 — корпус прибора; 6 — крышка; 7 — переливной бачок; 8 — вентили; 9 — манометр; 10 — указатель уровня воды в приборе; 11 — пьезометрическая шахта; 12 — оголовки пьезометров; 13 — слой песчано-гравийной смеси

целика выравнивали по шаблону, который представлял собой металлическое кольцо диаметром 0,9 м, таким образом, чтобы шаблон можно было надеть на целик по всей его высоте и при этом зазоры между поверхностью грунта и шаблоном были минимальными.

Прибор, внутрь которого заключали целик, представлял собой металлический цилиндр, набираемый из четырех колец внутренним диаметром 1 м и высотой 0,5 м. Цилиндр своей нижней кромкой устанавливали на дно кольцевой траншеи и сверху закрывали крышкой. При монтаже корпуса прибора кольца устанавливали таким образом, чтобы между корпусом и поверхностью грунта оставался равномерный зазор около 5 см, который в последующем заливали бетоном для исключения контактной фильтрации вдоль стенок прибора.

В боковой поверхности корпуса прибора имелись втулки, через которые в грунт вводили оголовки пьезометров для измерения фильтрационных напоров на разных отметках по высоте. Всего было установлено 12 пьезометров в двух створах, развернутых от-

носительно друг друга на  $90^\circ$  (по 6 пьезометров в створе). Пьезометры подключали к пьезометрическому щиту, установленному в герметичной шахте, расположенной рядом с прибором в кольцевой траншее. В зависимости от фильтрационного напора показания снимали по стеклянным трубкам пьезометрического щита или по образцовым манометрам класса 0,4 с пределами измерения  $0 \div 1$  кгс/см<sup>2</sup>.

Кольцевую траншею заполняли водой до отметки, которая составляла 1,45 м от дна траншеи. Водонасыщение грунта в приборе осуществляли через основание траншеи. Для ускорения этого процесса под крышкой прибора создавали вакуум — 0,05 МПа (5 м вод. ст.). Время от времени вакуум под крышкой прибора стравливали и проверяли наличие воды в пьезометрах. По окончании обводнения грунта в приборе верхнее кольцо на половину высоты было наполнено водой. Воду подавали через переливной бачок, установленный на крышке прибора. Бачок сообщался с полостью под крышкой прибора и с атмосферой посредством двух вентиля. Такая конструкция давала возможность пополнения объема воды в приборе без снятия давления под крышкой. Для этого верхний ventиль открывали, бачок наполняли водой. Затем, верхний ventиль перекрывали, а нижний открывали. Давление в бачке уравнивали с давлением под крышкой прибора, и вода поступала в прибор. После чего нижний ventиль вновь перекрывали. Напор в приборе создавали сжатым воздухом, подаваемым из баллона через редуктор низкого давления. Редуктор обеспечивал поддержание давления в приборе на заданном уровне. Контроль действующего давления осуществляли с помощью образцового манометра, расположенного на крышке прибора. Воду под давлением нагнетали в грунт через фильтр из песчано-гравийной смеси, отсыпанной на поверхность грунта экрана слоем 50 мм. Расход профильтровавшейся воды подсчитывали по показаниям указателя уровня воды в приборе. Исследование водопроницаемости экрана проводили после водонасыщения грунта, которое контролировали по пьезометрам.

Водопроницаемость грунтов экрана определяли при средних напорах воды на поверхности грунта, равных 5 м и 10 м. Из-за инерционности работы регулятора давления системы подачи сжатого воздуха в прибор, давление в нем менялось относительно среднего значения на  $\pm 0,4$  м вод. ст. для напора 5 м и на  $\pm 0,7$  м вод. ст. для напора 10 м. Напор воды 5 м поддерживали в течение 448 часов до стабилизации показаний пьезометров и расходов фильтрации. После чего напор был увеличен до 10 м. Этот напор воды поддерживали в течение 335 часов. Затем было проведено 10 циклов, имитирующих



процесс сработки и наполнения верхнего водоема — снижение напора до 0,2 м и повышение до 10 м. В конце опыта вновь был установлен напор воды 5 м, который поддерживали в течение 48 часов.

Пьезометрические напоры отсчитывали от дна кольцевой траншеи. Распределение пьезометрических напоров, как по глубине, так и по створам — крайне неравномерное. Некоторые пьезометры слабо реагировали на изменение напора воды на протяжении всего опыта. Такое явление могло быть связано с попаданием их оголовков в комья более плотной и тяжелой глины, вкрапления которой имелись в нижних слоях целика, или в зоны грунта, расположенные вне системы трещин и недостаточно водонасыщенные. В связи с этим при обработке и анализе результатов исследований во внимание принимались, в основном, показания пьезометров, расположенных только в одном створе. Неравномерность распределения пьезометрических напоров по глубине экрана, особенно в начале опыта, свидетельствовало о распространении фильтрационного потока по системе трещин, распределенных в массиве случайным образом. Поэтому поток в трещиноватой зоне экрана не мог рассматриваться как осесимметричный, и показания пьезометров, расположенных в этой зоне, характеризовали процесс с качественной стороны, так как не отражали пространственного характера потока. Фильтрационный напор проникал к нижнему слою экрана с незначительными потерями на 80% (в начале опыта) — 75% (в конце опыта) и гасился в его нижнем слое. Таким образом, верхние слои целика экрана (~1 м) имели большую водопроницаемость в сравнении с нижним слоем (~0,5 м).

Коэффициент фильтрации в нижнем слое стабилизировался на уровне  $K_{\phi} = 4,3 \times 10^{-6}$  м/сут при среднем градиенте напора 3,7 через 260 ч от начала опыта и впоследствии снизился до  $1,9 \times 10^{-6}$  м/сут при градиенте 7,5. Коэффициенты фильтрации верхних слоев целика практически на протяжении всего опыта были примерно на порядок выше коэффициента фильтрации нижнего слоя.

Со временем коэффициенты фильтрации грунтов несколько уменьшились. Это может быть связано с процессами уплотнения нижних слоев грунта под нагрузкой, а также с постепенным снижением проницаемости трещиноватых грунтов за счет набухания и оплывания стенок трещин. Подтверждением этому могут служить результаты определения физических характеристик грунтов, полученные по образцам, отобраным после завершения опыта. В частности, сопоставление плотностей грунтов в исходном состоянии (монолиты, отобранные при проходке кольцевой траншеи) с плот-

ностью, которую они имели после завершения опыта (монолиты, отобранные из целика), показывало, что грунт верхнего и среднего слоев экрана набухал. Так, плотность сухого грунта верхнего слоя уменьшилась с 1,6 до 1,5 г/см<sup>3</sup>, плотность сухого грунта слоя в средней части целика — с 1,74 до 1,71 г/см<sup>3</sup>. В то же время плотность грунтов нижнего слоя возросла с 1,63 до 1,66 г/см<sup>3</sup>.

Визуальное обследование состояния грунта по стенкам кольцевой траншеи, проведенное после откачки воды из нее, показало, что наиболее крупные трещины в грунте не закрылись. При этом имели место вывалы грунта из стенки траншеи в среднем трещиноватом слое.

Таким образом, выполненные полевые фильтрационные исследования экрана верхнего водоема Днестровской ГАЭС показали, что верхние слои экрана подверглись значительному деструктивному воздействию, которое проявилось в появлении трещин в грунтах. Фильтрационные напоры проникли к нижним слоям экрана с незначительными потерями. Требованиям проекта по водопроницаемости соответствовал только нижний слой из неогеновых глин, залегающий на глубине, превышающей 1 м от поверхности экрана.

Тем не менее, следует отметить, что этот метод позволил исследовать водопроницаемость неоднородного грунта экрана в вертикальном направлении, характеризуемую величиной коэффициента фильтрации  $K_{\phi}^*$ , и степень ее изменения по толщине экрана. Применяемая в конструкции пьезометрическая шахта с трубками-пьезометрами позволила оценить процессы движения воды по образцу на всю его высоту. Важным достоинством выполненного опыта является его масштабность.

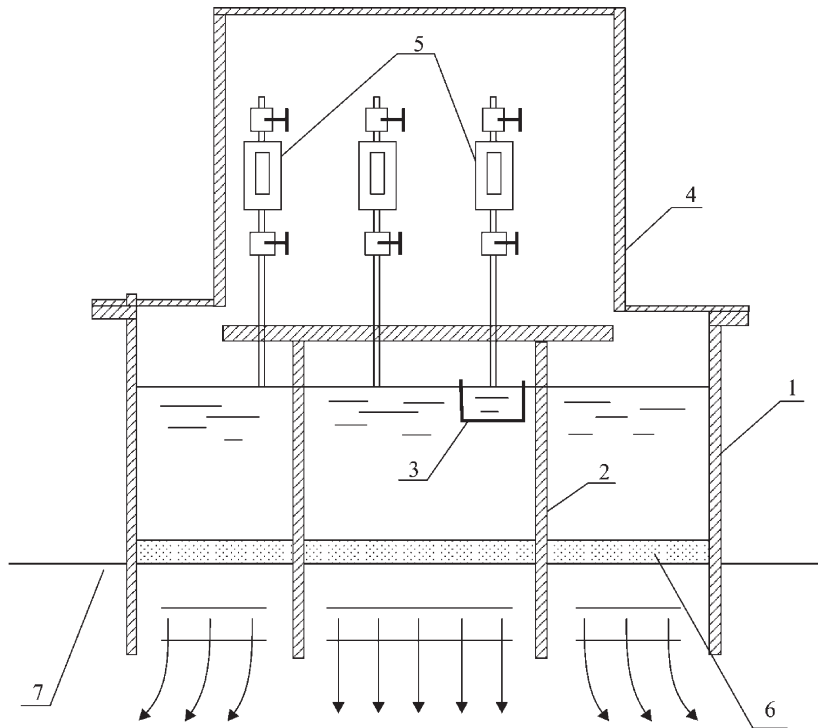
К недостаткам этого метода следует отнести большую трудоемкость, длительность проведения эксперимента, потребность оборудования для создания вакуума и напора воды в приборе, проведение опыта при положительных температурах. При заготовке грунтового целика происходит снятие внутренних напряжений, приводящее к разгрузке и трещинообразованию в грунте, а так же появляется возможность образования контактной фильтрации вдоль стенок прибора.

#### Исследование водопроницаемости экрана методом налива воды в кольца

Днепродзержинская лаборатория крупномасштабных гидравлических и геотехнических исследований определяла водопроницаемость опытных насыпей методом налива воды в шурфы (метод Не-

стерова) с использованием двухкольцевых инфильтромеров. Схема двухкольцевого инфильтромера представлена на рис. 3.

Инфильтромеры имели одинаковую конструкцию и состояли из



**Рис. 3.** Схема двухкольцевого инфильтромера для полевых исследований водонепроницаемости насыпей из глинистых грунтов: 1 — наружное кольцо; 2 — внутреннее кольцо; 3 — сосуд для контроля испарения воды с поверхности; 4 — колпак; 5 — мерные сосуды с трубками подачи воды; 6 — подушка из гравия или песка; 7 — грунт тела насыпи

следующих основных деталей: наружного кольца (1), внутреннего кольца (2), сосуда для контроля количества испарившейся воды (3), системы подачи воды, состоящей из трёх сосудов Мариотта (5). Наружное и внутреннее кольца закрыты колпаком (4), который не допускает попадания атмосферной влаги вовнутрь инфильтромеров. Размеры основных деталей: диаметр наружного кольца — 60 см; диаметр внутреннего кольца — 26 см; высота наружного кольца — 50 см, внутреннего — 46 см. Наружное и внутреннее кольца инфильтромеров устанавливали на подготовленную поверхность

грунтового экрана и вдавливали в грунт на глубину 3 ÷ 5 см. Поверхность исследуемого грунта внутри колец покрывали слоем песчано-гравийного грунта толщиной 2 см. В кольца наливали воду, уровень которой поддерживали постоянным и одинаковым в обоих кольцах с помощью сосудов Мариотта. При этом сосуд, подающий воду во внутреннее кольцо, был оттарирован и имел деления для контроля объёма доливаемой воды. Контроль уровня воды в инфильтромере осуществляли электроконтактным способом посредством пар электродов, установленных на одинаковой отметке в кольцах и в сосуде.

Объём воды, профильтровавшийся через внутреннее кольцо, подсчитывали по формуле:

$$Q_{\phi} = Q - Q_{и} \frac{F - f}{f},$$

где  $Q$  — объём воды, поступивший во внутреннее кольцо, м<sup>3</sup>;  $Q_{и}$  — объём воды, испарившейся из мерного сосуда, м<sup>3</sup>;  $F$  и  $f$  — площади внутреннего кольца и мерного сосуда, соответственно, м<sup>2</sup>. Скорость инфильтрации воды в тело насыпи определяли по зависимости:

$$V_{\phi} = \frac{Q_{\phi}}{T \cdot F},$$

где  $T$  — промежуток времени между замерами, сут. Расчёт коэффициента фильтрации глинистого экрана в вертикальном направлении производили по формуле:

$$K_{\phi}^e = \frac{V_{\phi} \cdot h}{H + h + H_k}, \quad (1)$$

где  $K_{\phi}^e$  — коэффициент фильтрации, м/сут;  $H$  — высота столба воды в кольце, м;  $h$  — глубина просачивания воды в тело насыпи, м;  $H_k$  — высота капиллярного поднятия, м.

Глубину просачивания  $h$  определяли отбором проб на влажность из шурфов, проходимых сразу после осушения инфильтромеров в местах их установки. Капиллярное давление  $H_k$  принимали равным 2 м. Наблюдения за режимом фильтрации проводили на протяжении 27 суток на насыпи из смешанных грунтов, 28 суток — на насыпи из тяжёлых глин и 26,5 суток на насыпи из лёгких глин. Полученные в ходе полевых исследований данные приведены в табл. 1.

Исследованиями установлено, что коэффициенты фильтрации грунтов экрана имеют значения от  $1,4 \times 10^{-5}$  до  $\sim 1 \times 10^{-4}$  м/сут. Од-

нако надо учитывать, что водопроницаемость глины в этом случае определяли в условиях свободного набухания (без пригрузки) и основным действующим фактором, влияющим на водопроницае-

Таблица 1

Данные полевых исследований водопроницаемости грунтов опытных насыпей

| № | F               | f     | T.   | Q,     | Q <sub>н</sub> , | Q <sub>ф</sub> | V <sub>ф</sub> .     | H    | K <sub>ф</sub> , м/сут | K <sub>ф</sub> <sup>*</sup> , м/сут. |                      |                       |                       |
|---|-----------------|-------|------|--------|------------------|----------------|----------------------|------|------------------------|--------------------------------------|----------------------|-----------------------|-----------------------|
|   |                 |       |      |        |                  |                |                      |      |                        | W=0,25                               | W=0,35               |                       |                       |
|   | см <sup>2</sup> |       | сут  | мл.    |                  |                | м/сут                | м    |                        | д.ед                                 |                      |                       |                       |
| 1 | 530,66          | 76,47 | 27   | 966,6  | 25               | 818            | 5,7·10 <sup>-4</sup> | 0,36 | 2                      | 0,40                                 | 8,6·10 <sup>-5</sup> | 4,09·10 <sup>-6</sup> | 2,12·10 <sup>-5</sup> |
| 2 | 530,66          | 76,47 | 28   | 1155,8 | 45               | 889            | 6,0·10 <sup>-4</sup> | 0,35 | 2                      | 0,57                                 | 1,1·10 <sup>-4</sup> | 6,12·10 <sup>-6</sup> | 3,13·10 <sup>-5</sup> |
| 3 | 530,66          | 76,47 | 26,5 | 379,5  | 37               | 164            | 1,2·10 <sup>-4</sup> | 0,34 | 2                      | 0,30                                 | 1,4·10 <sup>-5</sup> | 6,47·10 <sup>-7</sup> | 3,38·10 <sup>-6</sup> |

мость, являлось давление всасывания F<sub>1</sub>, а не капиллярное давление H<sub>к</sub>, имеющее место в ненабухающих грунтах. Исходя из этого положения, расчёт коэффициента фильтрации должен производиться по формуле:

$$K_{\phi}^* = \frac{V_{\phi} \cdot h}{H + h + F}, \quad (2)$$

где обозначения те же, что в формуле (1).

Давление всасывания для набухающих глин изменялся в очень широких пределах в зависимости от влажности. Эту зависимость обычно изображают в виде  $pF_1 = \dot{z}(W)$ , где: pF<sub>1</sub> — десятичный логарифм давления всасывания в сантиметрах водяного столба, т.е. при F<sub>1</sub> = 10 см вод. ст. pF<sub>1</sub> = 1, а при F<sub>1</sub> = 1000 см. вод. ст. (H ≈ 1 атм.) pF<sub>1</sub> = 3. На рис. 4 приведён график зависимости pF<sub>1</sub> от влажности грунта W для набухающих глинистых грунтов, данным по Крони [7]. Согласно этому графику при изменении влажности грунта W от 0,25 до 0,35, что имело место при его свободном набухании в процессе проведения фильтрационных исследований на опытной насыпи, pF<sub>1</sub> изменяется от 4 до 3, т.е. от 10 000 см вод. ст. до 1 000 см вод. ст. или от 100 м вод. ст. до 10 м вод. ст., т.е. среднее значение давления всасывания F<sub>1</sub> составляет 55 м вод. ст.

Если давление всасывания F<sub>1</sub> принять равным 10 м вод. ст., что соответствует влажности грунта W = 0,35, установившейся в результате его набухания, то получим значения коэффициента фильтрации, отмеченные в выше приведённой таблице звёздочкой K<sub>ф</sub><sup>\*</sup>. Эти значения существенно ниже значений, полученных расчётом по формуле (1) и указывают на то, что водопроводимость экрана отвечает требованиям проекта. Лабораторные исследования образцов глин не-

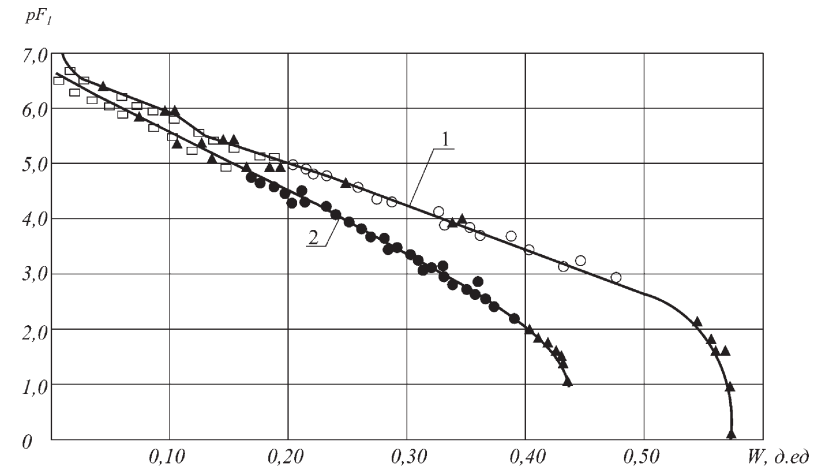


Рис. 4. Зависимость между pF<sub>1</sub> и влажностью грунта W по Крони: 1 — при высушивании грунта с естественной влажностью; 2 — при увлажнении грунта, высушенного в термостате

нарушенной структуры, отобранных из опытных насыпей, подтвердили это положение. Для них K<sub>ф</sub><sup>\*</sup> составил 1 × 10<sup>-5</sup> ÷ 1 × 10<sup>-8</sup> м/сут.

Таким образом, установлено, что рассмотренный метод определения водопроницаемости глинистого экрана в вертикальном направлении (поперек слоев укладки) требует корректировки в части учета процесса набухания глины.

### Исследование водопроницаемости экрана наливом воды в шурф

Налив воды в шурф произведен изыскательской службой Укр-гидропроекта для оценки водопроницаемости аллювиально-делювиальных суглинков опытной насыпи. Для этого в теле опытной насыпи, размещённой на экране из глинистых грунтов, был устроен наливной шурф квадратной формы в плане с размером стороны 1,0 м с 4 наблюдательными шурфами по каждой его стороне. Схема проведения опыта приведена на рис. 5.

Расчёт коэффициента фильтрации производили, исходя из предположения, что вода из шурфа движется в горизонтальном направлении:

$$K_{\phi}^{\Gamma} = \frac{Q}{\omega \cdot J}, \quad (3)$$

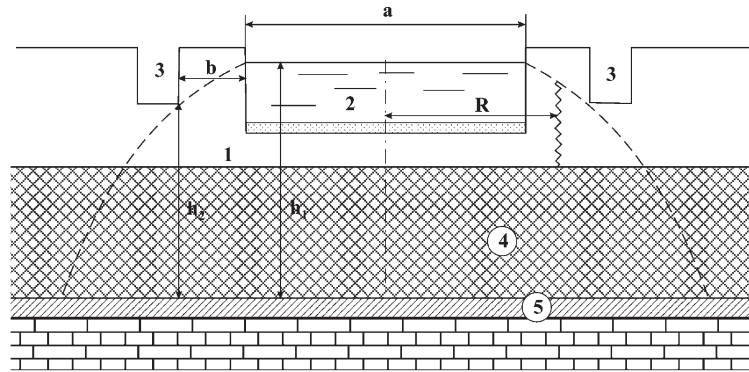


Рис. 5. Схема проведения налива воды в шурф на опытной насыпи суглинков: 1 — тело опытной насыпи; 2 — наливной шурф; 3 — наблюдательные шурфы; 4 — экран из глинистых грунтов; 5 — бетонное покрытие неогеновых известняков

где  $Q$  — замеренный расход воды из шурфа;  $J = \frac{h_1 - h_2}{b}$ ;  $R = 0,5(a + b)$ ;

$$\omega = \pi R \frac{(h_1 + h_2)}{2}.$$

В результате проведенного эксперимента получен коэффициент фильтрации  $K_{\phi}^{\Gamma} = 3,6 \times 10^{-4}$  м/сут. Полученное значение  $K_{\phi}^{\Gamma}$  для грунта опытной насыпи следует считать завышенным по следующим причинам:

1. Движение воды, фильтрующейся из шурфа в грунт, происходило как в горизонтальном, так и в вертикальном направлениях, т.к. экран из глинистых грунтов и бетон, подстилающий глинистый грунт, не являются водоупором;
2. Значительный объем воды уходил на водонасыщение ниже лежащего грунта и бетона;
3. Не учитывались потери воды на испарение;
4. Близкое расположение наблюдательных шурфов к наливному шурфу (0,17 ÷ 0,24 м) изменило естественное состояние грунта в оставшихся между шурфами щелях.

Сравнение результатов исследований водопроницаемости глинистого экрана рассматриваемым методом с результатами исследований ранее изложенными методами показывает, что его водопроницаемость в горизонтальном направлении (вдоль слоев укладки грунта) выше водопроницаемости в вертикальном направлении (поперек слоев укладки грунта).

### Исследование водопроницаемости экрана методом налива воды в скважины

Наливом воды в скважины изыскательская служба Укргридропроект определяла коэффициент фильтрации грунтов экрана в горизонтальном направлении при оценке состояния и качества возведения экрана, а также после его замачивания под метровым слоем воды в течение одного года.

Во всех опытах коэффициент фильтрации определяли по формуле, предложенной Добровольским для несовершенного поглощающего колодца в обводнённой грунтовой толще. Схема несовершенного поглощающего колодца дана на рис. 6. Формула расчета приводится ниже:

$$K_{\phi}^{\Gamma} = \frac{0,366 \cdot Q \cdot \lg \frac{R}{r}}{h_0 (h_0 - H)}, \quad (4)$$

где  $Q$  — расход воды, профильтровавшийся через стенки скважин,  $Q = \frac{V}{t}$ , где  $V$  — объем воды, поглощённой скважиной за время  $t$ , сут;  $h_0$  — высота столба воды, налитой в скважину, м;  $H$  — превышение уровня грунтовых вод над забоем скважины, м;  $r$  — радиус скважины, м;  $R$  — радиус действия скважины (радиус влияния), который определяется в зависимости от значения удельного понижения, где  $S$  выражается в м.,  $Q$  — в литрах в секунду [8].

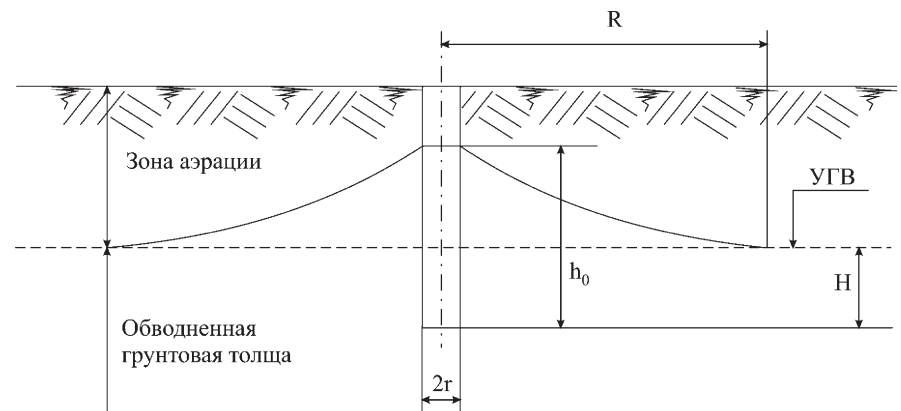


Рис. 6. Схема несовершенного поглощающего колодца при определении коэффициента фильтрации грунта по формуле Добровольского



Соотношение удельного водопонижения  $S_{уд} = \frac{S}{Q}$  и радиуса влияния шурфа (скважины)  $R$  приведено в табл. 2.

Таблица 2

|             |            |           |           |           |           |       |
|-------------|------------|-----------|-----------|-----------|-----------|-------|
| $S_{уд}, м$ | $\leq 0,5$ | 1,0 – 0,5 | 2,0 – 1,0 | 3,0 – 2,0 | 5,0 – 3,0 | $>5$  |
| $R, м$      | 300 – 500  | 100 – 300 | 50 – 100  | 25 – 50   | 10 – 25   | $<10$ |

При проведении опытов в необводнённых глинистых грунтах экрана было принято  $H = 0$ , и  $R$ , равное 5 м, а при  $Q < 0,0005$  л/мин,  $R = 2$  м. С учётом принятых допущений формула Добровольского по определению коэффициента фильтрации грунта принимает вид:

$$K_{\phi}^{\Gamma} = \frac{0,366 \cdot Q \cdot \lg \frac{R}{r}}{h_0^2} \quad (5)$$

На опытных насыпях этим методом были получены значения коэффициента фильтрации грунтов экрана в горизонтальном направлении практически такие же, как методом налива воды в шурф,  $K_{\phi}^{\Gamma} = (1,5 \div 3,0) \times 10^{-4}$  м/сут, причём водопроницаемость насыпи до и после замочки охарактеризована одними и теми же значениями.

Следует отметить достаточную оперативность метода налива в скважины при полевых исследованиях коэффициента фильтрации  $K_{\phi}^{\Gamma}$  грунтов экрана в горизонтальном направлении. Однако применение этого метода для необводнённой грунтовой толщи даёт погрешность в сторону завышения  $K_{\phi}^{\Gamma}$  из-за потерь воды на впитывание в грунт.

### Выводы

1. При возведении глинистого экрана верхнего водоема Днестровской ГАЭС проведен комплекс опытно-производственных исследований его водопроницаемости в вертикальном и горизонтальном направлениях, включающий принципиально различные полевые методы определения величины коэффициента фильтрации. Постановка и объем выполненных исследований достаточны для практической оценки водопроницаемости экрана.

2. Коэффициент фильтрации глинистого экрана в вертикальном направлении (поперек слоев укладки грунта) характеризуется величинами, равными или меньшими, чем  $1 \times 10^{-5}$  м/сут, а в гори-

зонтальном направлении (вдоль слоев укладки грунта) может быть значительно выше.

3. Обобщенное значение коэффициента фильтрации глинистого экрана  $K_{\phi} = 1 \times 10^{-5}$  м/сут получено методом его нагружения опытной насыпью с измерением порового давления воды и последующим расчетом фильтрационной консолидации в теле экрана. Результат определения коэффициента фильтрации этим методом хорошо коррелируется с результатами лабораторных испытаний образцов грунта, отобранных из тела экрана.

4. Установленные проектом параметры укладки грунта в экран обеспечивают получение требуемого по условиям безопасной эксплуатации ГАЭС коэффициента фильтрации глинистого экрана.

5. Для оперативной оценки величины коэффициента фильтрации глинистого экрана может быть использован метод наливов воды в скважины. При этом следует учитывать, что применение этого метода для необводнённой грунтовой толщи дает погрешности в сторону завышения коэффициента фильтрации из-за потерь воды на впитывание в грунт и возможного растекания ее в горизонтальном направлении по контактам между слоями укладки грунта.

6. Для выявления реальных значений коэффициента фильтрации грунтов экрана по результатам наливов воды в скважины рекомендуется в рамках геотехнического мониторинга при эксплуатации экрана выполнить крупномасштабные лабораторные исследования грунтов в лотках с установлением корреляционной связи между результатами приближенного определения наливом воды в скважины и результатами его точного определения в вертикальном и горизонтальном направлениях при установившейся фильтрации воды.

### ЛИТЕРАТУРА

1. СНиП 33-01-2003. Гидротехнические сооружения. Основные положения/ Госстрой РФ. – М., 2003.
2. А.С. № 1656041. «Устройство для определения водопроницаемости и фильтрационной прочности грунта послойно возводимых насыпей». Борткевич С.В. и др. – М.: 1991.
3. Хомяк Р.В., Борткевич С.В., Воронин С.Г., Иванников В. М. Исследования фильтрационных свойств грунтового экрана верхнего водоема Днестровской ГАЭС на опытном фрагменте для оптимизации его возведения// Безопасность энергетических сооружений // Научно-технический и производственный сборник. Вып. 14. – М.: ОАО «НИИЭС», 2004.

4. СНиП 2.06.05-84. Плотины из грунтовых материалов /Госстрой СССР . – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985.
5. Осадчук В.А., Номировская Н.Д., Дробахин В.П. Полевые исследования водопроницаемости экрана верхнего водоема Днестровской ГАЭС // Гидротехническое строительство. – М., 2004. – № 6.
6. Руководство по контролю качества возведения плотин из грунтовых материалов. П 42-75. ВНИИГ, Л., 1976.
7. Гольдштейн М.Н. Механические свойства грунтов (Основные компоненты грунта и их взаимодействие). – М.: Стройиздат, 1973.
8. Скабалланович И.А. Гидрогеологические расчеты. – М.: Углетехиздат, 1954.

### 3. ГИДРАВЛИЧЕСКИЕ ИССЛЕДОВАНИЯ, ГИДРОЛОГИЧЕСКАЯ БЕЗОПАСНОСТЬ

#### ПРОГНОЗ ДИНАМИКИ ФОРМИРОВАНИЯ НАЛЕДЕЙ НА ЭКСПЛУАТАЦИОННОМ ВОДОСБРОСЕ САЯНО-ШУШЕНСКОЙ ГЭС

*Куприянов В.П., кандидат техн. наук, Беликов В.В., доктор техн. наук, (ОАО «НИИЭС» )*

#### Рекомендации по эксплуатации водосброса в зимних условиях

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

Для поиска путей уменьшения рисков, связанных с зимней эксплуатацией водосброса ОАО «НИИЭС» было поручено разработать рекомендации по его оптимальной эксплуатации водосброса. Для решения поставленной задачи в сентябре 2009 г. были проведены натурные испытания с целью количественного анализа величины осадков капельной влаги, осаждающейся из водовоздушного облака при различных режимах работы водосброса. Выполнены экспериментальные модельные исследования на фрагментной модели водосбросной секции масштаба 1 : 25 натурной величины и подобраны гидравлические режимы, при которых обеспечивается кавитационная безопасность за счет самоаэрации потока в случае про-

гнозируемого замерзания аэраторов. Создана трехмерная трехфазная (вода-воздух-лед) численная модель для расчета вынужденной конвекции и тепломассопереноса в районе гидроузла при различных климатических условиях. Результаты исследования изложены в научно-технических отчетах [1...3].

Основываясь на результатах исследований, были рекомендованы следующие основные условия эксплуатации водосброса в зимний период:

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

2. В период эксплуатации водосброса при отрицательных температурах воздуха защита бетонных поверхностей открытых лотков от кавитационной эрозии может быть обеспечена только при насыщении воздухом придонных слоев за счет самоаэрации потока. Для того, чтобы воздух проник в придонные слои уже на отметке первого трамплина-аэратора (405,0 м), удельный расход водосброса не должен был превышать 9...14 м<sup>3</sup>/с.

3. Максимально допустимое открытие затворов составляет 1200 мм (около 60% от ступени первого открытия). В этом случае при отметке верхнего бьефа 530,0 м суммарно через все 11 секций водосброса сбрасывается расход, равный 1122 м<sup>3</sup>/с, а при УМО 500,0 м — около 700 м<sup>3</sup>/с, что соответствует величине санитарного расхода. Для обеспечения данного открытия на водосбросе были переделаны управляющие штанги затворов.

4. При указанной величине открытия затворов становится возможным закрытие аэрационных шахт, что существенно ограничит поступление холодного воздуха в затворную камеру водосброса. Согласно экспериментальным исследованиям в этом случае воздух будет поступать в затворную камеру с низовой стороны закрытого участка через разрывы сплошности потока, приводя к незначительному повышению вакуума (в пределах допустимого). Для данных условий понижение температуры воды в закрытом участке водосброса прогнозируется не более чем на 0,1° С.

Работа эксплуатационного водосброса при закрытых аэрационных шахтах допускается только при открытии затворов не более чем на 1,20 м и уровнях верхнего бьефа в диапазоне отметок 500,0...530,0 м.

5. Установлено, что при рекомендуемом режиме эксплуатации водосброса вместе с потоком перемешается примерно в 3...5 раз меньше воздуха, чем в случае пропуска расходов на первой ступени открытия затворов.

6. Исследования на трехмерной численной модели при различных направлениях и скоростях ветра и состояниях атмосферы показали, что водосбросы и водобойный колодец расположены относительно благоприятно по отношению к окружающему рельефу и другим сооружениям ГЭС: при рекомендованных условиях пропуска расходов в зимний период водовоздушное облако практически всегда локализуется в пределах водобойного колодца.

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

7. При рекомендуемом режиме эксплуатации водосброса в условиях экстремально низких температур воздуха минимальная температура сбрасываемой воды может достигнуть 1°С (вместо минимально наблюдаемой за период эксплуатации Саяно-Шушенской ГЭС — 1,5°С). Для этого случая минимальное положение нулевой изотермы окажется на расстоянии 35,0 км от Саяно-Шушенской ГЭС, т.е. дальше створа Майнской ГЭС (21,0 км). Это позволило прогнозировать отсутствие шугообразования в Майнском водохранилище в зимний период эксплуатации водосброса.

8. Переключение водосброса на зимнюю схему эксплуатации рекомендуется в последовательности, представленной в табл. 1.

Таблица 1

|                                  |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |    |
|----------------------------------|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|
| <b>Очередность переключения</b>  | 1  | 4  | 7  | 8  | 11 | 3  | 10 | 9  | 6  | 5  | 2  |
| <b>Номер водосбросной секции</b> | 38 | 39 | 40 | 41 | 42 | 43 | 44 | 45 | 46 | 47 | 48 |

Поочередно в соответствии с таблицей для каждой водосбросной секции осуществляется:

полное закрытие водосбросной секции;  
 перекрытие входного отверстия аэрационной шахты тепловым щитом;

открытие затвора на начальную ступень, равную 1,20 м.

После открытия водосбросной секции на зимний режим эксплуатации требуется проверка и при необходимости обеспечение герметизации теплового щита, люка шахты затвора и иных галерей и каналов, связанных с аэрационной шахтой.

9. Переход на штатный режим эксплуатации рекомендуется выполнять в обратной последовательности.

10. Следует обратить внимание, что имеющиеся дефекты бетонной поверхности водосброса, особенно на боковых гранях разделительных стенок водосбросных лотков, при продолжительной эксплуатации водосброса могут послужить причиной значительных кавитационных разрушений.

После завершения периода зимней эксплуатации перед пропуском паводка требуется осуществить остановку водосброса и выполнить полное инструментальное обследование водобойного колодца и всех водосбросных секций. Результаты обследования должны быть определяющими при выборе схемы пропуска паводья 2010 г.

#### Анализ интенсивности обледенения и выпадения осадков на сооружениях Саяно-Шушенской ГЭС в зимний период

В период 25...27 января 2010 г. сотрудниками ОАО «НИИЭС» и Вычислительного центра им. А.А. Дородницына РАН были проведены натурные измерения интенсивности выпадения осадков на плотине СШ ГЭС: в районе машзала, на балконе над водобойным колодцем и на гребне плотины при различных температурных условиях. Кроме того, по наблюдениям эксплуатационного персонала, получены данные по выпадению осадков в период с 1 по 3 января (когда расчистка балкона от снега не производилась).

Анализ результатов позволил построить зависимость интенсивности выпадения твердых осадков (снега) на балконе на отметке 440,0 м непосредственно над водосливом (рис. 1). Из графика видно, что при температуре выше  $-9^{\circ}\text{C}$  выпадение осадков полностью прекращается. Величина осадков 2 мм/час (в пересчете на воду) соответствует выпадению на балконе снега с интенсивностью 0,8...1,0 м/сут (с учетом скатывания снега на балкон с верхней части плотины), что и наблюдалось в первых числах января.

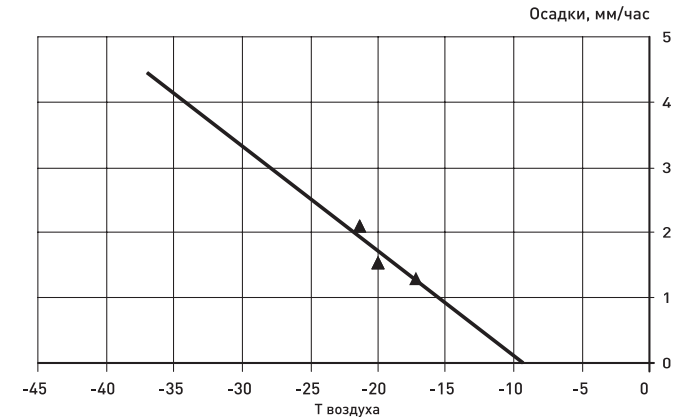


Рис. 1. Интенсивность выпадения осадков (в пересчете на воду) на отметке 440,0 м над водосбросом СШ ГЭС в зависимости от температуры наружного воздуха

Было принято (в первом приближении), что интенсивность выпадения осадков на балконе напрямую коррелирует с интенсивностью генерации водно-ледяных частиц в месте падения водосбросных струй в водобойный колодец, а последняя коррелирует с интенсивностью нарастания льда на эстакаде, расположенной на разделительных стенках водосбросных лотков, в начале водобойного колодца. С использованием данных по нарастанию средней высоты ледяных глыб на эстакаде за период с 28 декабря по 12 января, был подобран коэффициент пропорциональности для построения зависимости интенсивности обледенения эстакады от температуры воздуха (при условии, что температура воды находится в пределах  $2...3^{\circ}\text{C}$ ) и построен соответствующий график, показанный на рис. 2.

Из графика следовало, что при температуре выше  $-9^{\circ}\text{C}$  обледенение прекращается и начинается таяние льда, что полностью было подтверждено последующими натурными наблюдениями. При температуре  $-20^{\circ}\text{C}$  интенсивность обледенения составит около 1,0 м/сут, а при  $-30^{\circ}\text{C}$  — около 2,0 м/сут, что также подтверждалось измерениями высоты ледяных глыб в начале января (рис. 3).

Интересно также отметить, что в пересчете на воду скорость замерзания льда (принимая, что плотность рыхлого льда равна  $500...600 \text{ кг/м}^3$ ) составляет при  $-20^{\circ}\text{C}$  около 20 мм/час, что совпадает с прогнозом НИИЭС, данным еще в осенний период.



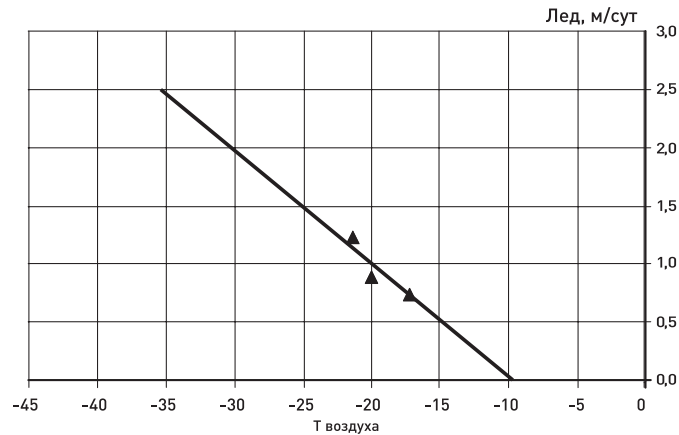


Рис. 2. Интенсивность обледенения эстакады в зависимости от температуры наружного воздуха

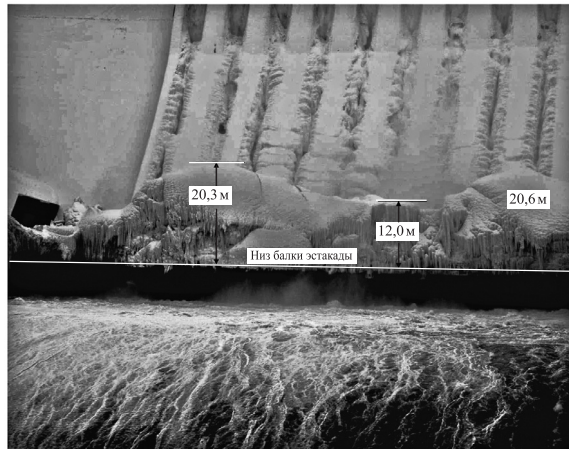


Рис. 3. Высота льда на эстакаде на 12.01.2010 г.

При использовании графика на рис. 2 следует иметь в виду, что на нем показана интенсивность намерзания льда, а не приращение высоты наледи. В начальные моменты образования наледи эти величины близкие, однако, по мере роста высоты наледи начинают воздействовать другие факторы: лед начинает оплывать, появляются трещины, отдельные куски откалываются от основного массива и падают в воду. Поэтому нарастание высоты наледи будет происходить медленнее, чем скорость обледе-

нения, и при достижении определенной высоты может полностью прекратиться.

### Прогноз динамики оттаивания сооружений эксплуатационного водосброса

В настоящее время сотрудниками ОАО «НИИЭС» и Вычислительного центра им. А.А. Дородницына РАН завершается выполнение работы по прогнозу обледенения СШ ГЭС в зимний период. На основе трех различных математических моделей (в том числе трехмерной пространственной) и ряда эмпирических зависимостей проведен анализ закономерностей движения воздушно-капельно-снежных масс в приплотинной области и нарастания льда на эстакаде в зависимости от гидрометеорологических параметров (температуры воды, температуры воздуха, направления и скорости ветра) при заданном (реальном) расходе через водосброс. Расчеты позволили спрогнозировать и общий сценарий освобождения сооружений СШ ГЭС от ледяного покрова.

Интенсивность теплообмена на границе вода – атмосфера  $W$  (Дж/м<sup>2</sup>сек) можно оценить на основе так называемых «балк-формул» (англ. «bulk formula»), применяемых при изучении теплового баланса водоемов. Обычно в этих формулах поток тепла рассматривается в виде суммы 5-ти составляющих:  $F_{sn}$  — коротковолнового теплового потока солнечного излучения,  $F_a$  — длинноволнового теплового потока от атмосферы,  $F_{br}$  — длинноволнового теплового потока от поверхности воды,  $F_l$  — скрытого (latent) теплового потока из-за испарения и  $F_s$  — явного (sensible) теплового потока за счет теплопроводности.

$$W = F_{sn} + F_a - F_{br} - F_l - F_s \text{ Дж/м}^3/\text{сек.} \quad (1)$$

$F_{sn} = F_{sn}(T_{day}, e_a, C)$  — коротковолновый тепловой поток солнечного излучения зависит от времени года (выраженного в сутках), давления пара в атмосфере и облачности,  $F_a = F_a(t_a, C)$  — длинноволновый тепловой поток от атмосферы зависит от температуры атмосферы и облачности,  $F_{br} = F_{br}(t_w)$  — длинноволновый тепловой поток от поверхности воды зависит от температуры воды,

$F_l = F(t_a, t_w, r, W) = F_l[re_s(t_a), e_s(t_w), W]$  — скрытый тепловой по-

ток на испарение определяется разностью давлений водяного пара в атмосфере и в насыщенной пленке пара над поверхностью воды и скоростью ветра,  $F_s = F_s(t_a, t_w, r, W)$  — явный тепловой поток за счет теплопроводности определяется разностью температур атмосферы и воды и скоростью ветра.

Комплексные исследования показали чрезвычайную сложность процессов, происходящих в приплотинной области. При отрицательных температурах воздуха над водобойным колодцем за счет выделения теплого (пузырькового) воздуха возникает так называемый тепловой факел (термик), т.е. столб подогретого воздуха, поднимающийся выше гребня плотины. Скорости воздуха в термике и интенсивность переноса осадков возрастают с понижением температуры наружного воздуха. Температура воздуха внутри термика до 10°C и более может превышать наружную температуру. Эта разница максимальна у поверхности воды в водобойном колодце (там температура воздуха равна температуре сбрасываемой воды) и уменьшается с высотой. Расчеты и натурные наблюдения показали, что практически независимо от направления наружного ветра (с верхнего бьефа, с нижнего или бокового) над водобойным колодцем формируется восходящий воздушный столб, прижимающийся к низовой грани плотины до самого гребня.

Обратная картина будет наблюдаться, когда температура наружного воздуха станет выше температуры воды. Тогда возникнут циркуляции воздушных масс, «стекающие» с низовой грани плотины в водобойный колодец, т.е. образуется нисходящий поток воздуха, который затем уходит из водобойного колодца в сторону нижнего бьефа (в этом случае водобойный колодец работает как «холодильник»). Как показали расчеты, температура воздуха в нисходящем потоке будет понижаться от наружной на гребне плотины до температуры воды на поверхности водобойного колодца. Таким образом, явление термика приводит к существенному сглаживанию температур на низовой грани плотины по сравнению с температурами наружного воздуха.

С использованием параметров, входящих в уравнение (1), были проведены расчеты динамики формирования льда на эстакаде. В качестве метеорологических данных использовались результаты срочных наблюдений на метеостанции, расположенной в п. Черемушки. Современные данные зимы 2009 – 2010 гг. были дополнены соответствующими данными 2008 – 2009 гг., таким образом, чтобы иметь полный модельный ряд для зимне-весенних условий.

Результаты расчетов динамики формирования льда на эстакаде показаны на рис. 4.

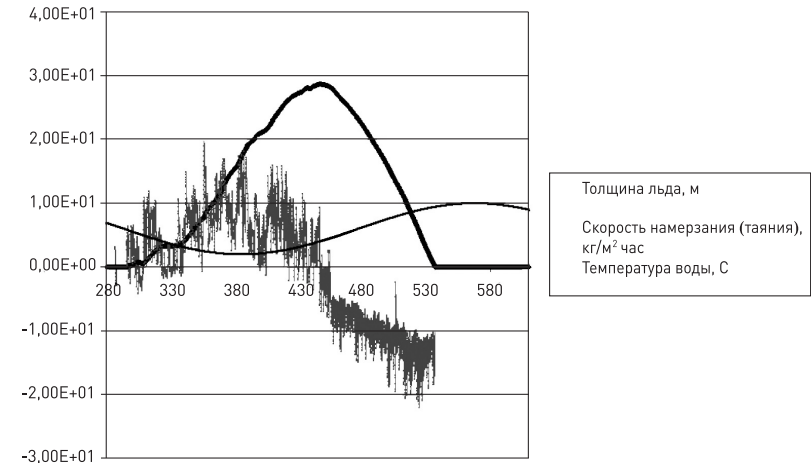


Рис. 4. Изменение высоты льда на эстакаде по результатам тепловой модели

В результате проведенных оценок получено, что для эстакады, расположенной примерно на высоте 10,0 м над поверхностью воды, в водобойном колодце толщина намерзшего льда может достигать величины 27,0...28,0 м (без учета эффектов самоуплотнения и обрушения локальных отдельностей). Среднее время стаивания намерзшего льда существенно определяется расходом воды при сбросе. Оценки показывают, что при существующих величинах сброса полное стаивание льда (без учета возможного механического обрушения ледяных масс) в пределах эстакады произойдет не раньше июня.

С практической точки зрения наиболее важным являются процессы оттаивания ледяных массивов, сформировавшихся на водосливной грани в пределах водосливных лотков.

На наш взгляд, наибольшую опасность в весенний период будет представлять обрушение полос льда толщиной до 3,0 м (у основания) и длиной до 100,0 м, намерзших на разделительных бычках низовой грани. Этот процесс качественно схож со сходом снега с крыш домов. Когда снег на крыше подтаивает (на границе снежной крыши температура переходит через ноль), нарушается сцепление снежного покрова с крышей, и он соскальзывает обычно сразу со всей поверхности крыши.

Применительно к водосбросу СШ ГЭС процесс оттаивания является более сложным. Во-первых, намерзшие на бычках ледяные образования в виде полос разделены между собой щелевыми отверстиями примерно по оси водосбросных лотков. Поэтому одновременное обрушение льда во всех водосбросах вряд ли возможно.

Во-вторых, полосы по высоте имеют разную толщину: у основания она равна 2...3 м, а в верхней части их толщина уменьшается до нуля. Поэтому инерционность намерзшего льда по отношению к поверхностному температурному воздействию будет максимальной в нижней части полос.

В третьих, как уже отмечалось, из-за влияния термика лед по высоте находится в разных температурных условиях. Ближе к поверхности водобойного колодца он находился всю зиму при значительно более высоких температурах, чем температуры наружного воздуха, а на высоте балкона эта разница существенно меньше. При переходе воздуха к положительным температурам картина меняется на обратную, т.е лед у водобойного колодца будет находиться при более низких температурах.

Очевидно, что начало обрушения ледяных полос возможно лишь тогда, когда температура на границе бетон-лед перейдет через ноль на достаточно длинном участке, поскольку должна быть превышена предельная прочность на разрыв между примерзшей к бетону и оттаявшей частями полосы. В настоящее время надежно просчитать нестационарную динамику хода температур на границе лед-бетон с учетом всей температурной предыстории за зимний период, прогноза температур на весенний период и с учетом влияния термика не представляется возможным.

Элементарные оценки, выполненные на основе стационарного уравнения теплопроводности, показали, что при толщине льда 3 м (в основании полосы) переход через ноль на границе лед-бетон наступит при температуре воздуха над поверхностью льда около  $-1^{\circ}\text{C}$  (с учетом прогрева изнутри бетонной части плотины), что будет соответствовать среднедекадной температуре наружного воздуха  $-3 \dots -4^{\circ}\text{C}$  (с учетом влияния термика). Верхние части ледяных полос будут более сильно подвержены суточным перепадам температуры (после ее перехода через  $0^{\circ}\text{C}$ ).

Следовательно, процесс оттаивания водосбросных лотков может начаться уже после установления устойчивых температур воздуха, превышающих  $-3 \dots -4^{\circ}\text{C}$ . Ориентировочно необходимые условия могут наступить в последней декаде марта.

В силу значительной неопределенности ситуации, в том числе связанной и с прогнозом погодных условий, можно предположить два сценария событий. По первому сценарию раньше оттаивает граница лед – бетон в нижней части ледяной полосы, происходит ее разрыв по длине, отделение и соскальзывание нижней части (длиной до 30...50 м). В дальнейшем через какое-то время произойдет и обрушение верхней части. По второму сценарию раньше оттаивает верхняя часть ледяной полосы, и она держится, опираясь на нижнюю, пока и та не оттаит на большей части длины. После этого происходит срыв и обрушение всей полосы в целом. Можно также предположить, что лед с крайних пролетов сойдет в последнюю очередь за счет их большего замораживания со стороны боковых стенок.

Первый сценарий представляется нам более вероятным. Последствия первого и второго сценариев будут близкими, поскольку масса льда в верхней части полосы существенно меньше, чем в нижней.

При срыве льда возможно его непроектное динамическое воздействие на элементы эстакады и водобойного колодца. При взаимодействии потока с обрушающимся льдом отдельные струи могут принять непредсказуемое направление, перелиться через отдельные стенки и попасть на крышу машзала, а также воздействовать на глыбы льда на эстакаде.

Продолжительность процесса оттаивания лотков водосброса будет зависеть от внешних климатических условий и может происходить в течение нескольких дней.

Обследование состояния лотков и дна водобойного колодца и последующее изменение условий эксплуатации водосброса с открытием затворов на большую ступень необходимо выполнить только после полного оттаивания всех лотков и освобождения ото льда ниш аэраторов.

Изложенный прогноз формирования и оттаивания наледей впоследствии практически подтвердился. Фактическая средняя высота наледи на эстакаде достигла в среднем 29,5...31,0 м.

С 12 марта 2010 г. дневные температуры наружного воздуха установились выше  $0^{\circ}\text{C}$ . В результате началось активное таяние снега на кровле машзала. На эстакаде наблюдалось уменьшение толщины ледовых отложений за счет их «подогрева» от потока с внутренней стороны и возникновение трещин в ледовых наростах. С данного периода также отмечалось образование промоин в ледовых образованиях и постепенное обрушение фрагментов льда с низовых участков разделительных бычков.

При обрушении мощного фрагмента льда 3 апреля произошел сдвиг балки крановой части эстакады и незначительные повреждения ее отдельных элементов в районе 39 секции. Аналогичные повреждения были зафиксированы 14 апреля в районе 46 секции. Обследование показало, что разрушенные балки находятся на нижней части бычков водосброса и не препятствуют его нормальной работе.

Интенсивное таяние и обрушение льда на эксплуатационном водосбросе и на эстакаде водобойного колодца Саяно-Шушенской ГЭС происходило со второй половины апреля, когда установилась теплая круглосуточная погода. Практически полностью водосброс освободился ото льда в первой декаде мая, а ледовые образования на правобережном примыкании растаяли к июню. К середине июня лед сохранился только в дренажных галереях водобойного колодца.

5 мая 2010 г. было выполнено плановое гидрографическое обследование дна и стен водобойного колодца без его осушения. Специалисты, проводящие обследование, сделали заключение, что все сооружения эксплуатационного водосброса находятся в удовлетворительном состоянии.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Анализ кавитационной безопасности эксплуатационного водосброса Саяно-Шушенской ГЭС в условиях продолжительной работы в зимнее время / Научно-технический отчет. – М.: ОАО «НИИЭС», 2009.
2. Прогноз влияния водо-ледянного воздушного облака за водосбросом Саяно-Шушенской ГЭС в зимний период. Этап 1 / Техническая информация. – М.: ОАО «НИИЭС», 2009.
3. Прогноз степени охлаждения воздушных масс и возможности шугообразования за водосбросом Саяно-Шушенской ГЭС в зимний период / Научно-технический отчет. – М.: ОАО «НИИЭС», 2009.

## НОВАЯ МОДЕЛЬ РАЗВИТИЯ ПРОРАНА В ГРУНТОВОЙ ПЛОТИНЕ И ЕЕ ОБОСНОВАНИЕ

Беликов В.В., доктор техн. наук, Васильева Е.С., инженер  
(ОАО «НИИЭС»)

### Методика численного моделирования

В ОАО «НИИЭС» в течение многих лет проводится компьютерное моделирование волн прорыва при авариях напорных фронтов гидроузлов. Разработаны и зарегистрированы в Роспатенте комплексы программ «БОР» и «Ущерб от паводков» [1, 2], основанные на численном решении и двумерных уравнений Сен-Венана (уравнений мелкой воды) на адаптивных треугольно-четырёхугольных сетках. Применение алгоритма типа схемы С.К. Годунова обеспечивает расчет бурных потоков, гидравлических прыжков и течений по сухому дну сквозным образом без возникновения численных осцилляций и отрицательных глубин [3]. Программы позволяют проводить расчеты водных объектов большой протяженности со сложной батиметрией и очертаниями в плане с учетом дорог, мостовых переходов, берегозащитных дамб и других сооружений.

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

Как известно, наиболее часто происходят прорывы напорных фронтов грунтовых плотин. Для определения интенсивности расширения прорана в плотине из несвязного материала в ОАО «НИИЭС» [4] получена зависимость, подтвержденная результатами многих экспериментов:

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

Здесь  $B(t)$  — ширина прорана в момент времени  $t$ ;  $\Omega$  — площадь поперечного сечения плотины;  $h(t)$  — разность уровня воды



в верхнем бьефе и отметки основания плотины. Коэффициент интенсивности размыва  $K_p$  зависит от свойств материала тела плотины. Для песчаных грунтов он близок к  $0,07 \text{ м}^{0,5}/\text{с}$ . Для описания процесса формирования прорана уравнение (1) дополняется некоторыми зависимостями, позволяющими замкнуть математическую модель и получить искомую ширину прорана как функцию времени [4].

В практике для грунтовой плотины расчет распространения волны прорыва с применением программы «БОР» [1] производится следующим образом. На первом этапе по методике [4] рассчитывается динамика развития прорана, т.е. определяется зависимость изменения размеров прорана от времени. На втором этапе по программе «БОР» проводится совместное численное моделирование течения в водохранилище и нижнем бьефе гидроузла при заданном законе развития прорана во времени [5]. Такой подход позволяет более точно рассчитывать условия в верхнем бьефе (особенно для узких вытянутых в длину водохранилищ) и подтопление со стороны нижнего бьефа, которое часто имеет место, по крайней мере, для равнинных условий. В результате, максимальные расходы излива через проран обычно получаются несколько меньше, чем рассчитанные непосредственно по [4].

Методика [4] имеет некоторые ограничения областей применимости. В частности, она не учитывает особенностей начального периода формирования прорана, возможности перелива воды и смыва грунта по всему напорному фронту плотины, и т.п. В ряде известных программных комплексов расчета волн прорыва, в том числе в МИКЕ-11, применяются весьма упрощенные модели развития прорана, не соответствующие физическому механизму формирования прорана и дающие большие отклонения от параметров реальных явлений [6]. Отмеченные обстоятельства свидетельствуют о необходимости дополнительной разработки моделей развития проранов, более адекватных реальным процессам. В последнее время в ОАО «НИИЭС» разработан метод прямого численного моделирования развития прорана в грунтовой плотине, основанный на решении системы дифференциальных уравнений в частных производных, описывающих перенос грунта в потоке и изменение отметки дна прорана с учетом эффектов оползания подводных и обрушения надводных откосов [7]:

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

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

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

$$D = D_1 + D_2 + D_3, \quad D_1 = \beta_0 S h W, \quad D_2 = \beta_1 \sqrt[4]{\left(\frac{\text{tg } \gamma}{\text{tg } \varphi}\right)^2 - 1}, \quad \gamma > \varphi, \quad h > 0;$$

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

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

где  $h$  — глубина воды;  $U, V$  — составляющие скорости по оси  $X$  и  $Y$ ;  $S$  — объемная концентрация частиц наносов в потоке;  $S_H$  — равновесная концентрация частиц (концентрация насыщения), принимаемая по модифицированной формуле Бэгнольда (4);  $K$  — коэффициент вертикального обмена наносами между дном и потоком;  $p$  — пористость грунта;  $\gamma$  — угол откоса грунта;  $\varphi, \varphi_c$  — углы естественного откоса грунта под водой и над водой в теле плотины;  $W$  — гидравлическая крупность грунта;  $U_*, U_{*N}$  — динамическая и несдвигающая динамическая скорости течения соответственно;  $\alpha, \alpha_1, \beta_0, \beta_1, \beta_2$  — эмпирические коэффициенты, определяемые по экспериментальным и натурным данным.

Уравнения (2), (3) описывают конвективный перенос частиц грунта потоком, взмыв и осаждение наносов в неравномерном потоке, изменение отметок дна во времени с учетом эффекта выполаживания (поперечной диффузии) подводного откоса в направлении, ортогональном вектору скорости [8]. По аналогии с подводным откосом для надводного откоса, угол которого превышает угол предельной устойчивости грунта, также выбрана диффузионная модель. В рамках решаемой задачи по развитию прорана в первом приближении не ставится цель детального описания процесса обрушения откосов (который носит квантованный характер [6,9]), а лишь приближенно моделируется перенос грунта из надводного положения в подводное с выполнением закона сохранения массы.

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

Предложенная модель была проверена на экспериментальных данных по размыву продольного подводного откоса [8], экспериментах по распространению волны прорыва над деформируемым дном, экспериментах ОАО «НИИЭС» [9] по прорыву плотины. Последние выполнялись в прямоугольном лотке длиной 25,0 м и шириной 3,48 м, в котором устраивалась однородная грунтовая плотина из среднезернистых песков. В численных экспериментах расчетная область покрывалась равномерной прямоугольной сеткой, размер ячеек которой составил 10x10см (подробнее см. [7]). Было проведено 7 вариантов расчетов для плотины высотой 0,30; 0,45 и 0,60м. По результатам расчетов проводилось сопоставление ширины раскрытия прорана по гребню плотины для различных вариантов расчетов и данных экспериментов. Результаты расчета по новой модели в целом удовлетворительно совпали с данными экспериментов. Процесс размыва модели грунтовой плотины достаточно хорошо воспроизводится при численном моделировании. При раскрытии прорана происходит обрушение его откосов, грунт из тела плотины выносится потоком в нижний бьеф и частично откладывается в форме овала, что и наблюдалось в экспериментах [7,9]. В дальнейшем была поставлена задача по верификации численной модели на физических моделях более крупного масштаба, а так же для других грунтов.

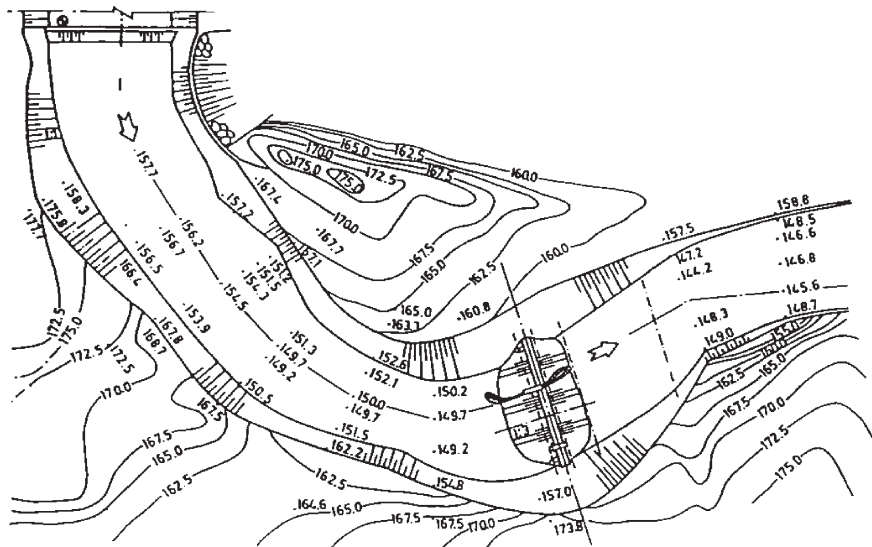
#### Тест YAHEKOU

Эксперимент по образованию прорана на размывной плотине Yahekou был проведен в Китае в 1982 году и кратко изложен в статье «Chinese-Finnish cooperative research work on dam break hydrodynamics» («Китайско-Финская совместная исследовательская работа по гидродинамике прорыва плотин»). Опубликовано National Board of Waters and the Environment, Series A 167, ed. Pan Shuibo and Erkki Loukola, Helsinki 1993. Более подробное описание эксперимента 2 было получено из статьи «TEST CASE 2: YAHEKOU DAM BREACH TEST CASE» Erkki Loukola, Mikko Huokuna and Wang Lian Xiang.

Водоохранилище Yahekou находится в провинции Хенан, что в центре Китая. Размывная плотина Yahekou на водохранилище Yahekou была спроектирована в 11,2 м высотой. Была произведена серия тестов на физической модели размывной плотины с различными физическими параметрами. Один из экспериментов был произведен 18 марта 1982 года в водосливном канале основной плотины. Экспериментальная плотина была песчаной с глиняным ядром, 5,6 м в высоту, 41 м в длину по гребню и 31 м в длину по основанию с гребнем 4 м в ширину. Объем водохранилища при этом был 46 000 м<sup>3</sup>, длина водохранилища составляла около 318 м, а ширина – около 60 м. Уклон верхового откоса плотины был 1 : 3, тогда как уклон низового откоса был 1 : 2,5. Ядро было выполнено из плотной глины, 0,8 м в ширину (1,08 м по ширине направляющего канала) и 2,5 м в ширину по основанию. Уклоны верхового и низового откосов ядра были 1 : 0,17. Вершина ядра была на полметра ниже, чем гребень плотины. Верховой откос плотины был защищен блочной кладкой толщиной в 0,3 м, низовой откос — слоем плотной глины толщиной 0,3 м. Размывная плотина снабжена направляющим каналом, шириной 1,5 м и на 1,3 м ниже гребня плотины, в котором был установлен затвор. План и сечение экспериментальной плотины Yahekou показаны на рис. 1. Физические характеристики экспериментальной плотины и материалов, из которых она изготовлена, представлены в табл. 1 и 2.

Таблица 1  
Физические характеристики экспериментальной размывной плотины Yahekou

|                                                   |                                    |
|---------------------------------------------------|------------------------------------|
| Высота плотины над уровнем земли                  | 5,6 м                              |
| Ширина гребня плотины                             | 4,0 м                              |
| Уклон склонов плотины (сухой/мокрый)              | 1 : 2,5 / 1 : 3                    |
| Уровень гребня непроницаемого ядра                | 5,1 м                              |
| Ширина гребня непроницаемого ядра                 | 0,8 м (по основному каналу 1,08 м) |
| Уклон склонов непроницаемого ядра. (dry/wet)      | 1: 0,17                            |
| Положение непроницаемого ядра относительно центра | 0,8 м                              |
| Высота дамбы над основанием                       | 5,6 м                              |
| Высота направляющего канала над основанием        | 4,3 м                              |
| Высота зеркала воды над основанием                | около 5,0 м                        |



План



Сечения

Рис.1. План и поперечные сечения экспериментальной плотины Уаhekou

Таблица 2

Физические характеристики экспериментальной размывной плотины Уаhekou

| Тело плотины                      |                    | Ядро |
|-----------------------------------|--------------------|------|
| Удельный вес [кН/м <sup>3</sup> ] | 14.9 (14.0 - 15.9) | 16,1 |
| Диаметр частиц D90 [мм]           | 14                 | *)   |
| Диаметр частиц D50 [мм]           | 1 (0.45 - 1.5)     | *)   |
| Диаметр частиц D10 [мм]           | 0.3 - 0.5          | *)   |
| Угол внутреннего трения           | 33E (29E - 38E)    | 18E  |
| Сила сцепления [кПа]              |                    | 23,5 |

\*) размер частиц материала ядра 18.5 % 0,05 – 0.1 мм; 52,5 % 0,005 – 0,05 мм; 29 % < 0,005 мм

В начале эксперимента водохранилище было полностью заполнено водой. Полная длительность эксперимента была 33 мин, включая 22'40" для формирования начального прорана и 10'20" для бокового расширения. Проран был треугольной формы, 8,0 м в ширину на вершине и глубиной 2 метра. 16'15" ушло на то чтобы смыть раму затвора направляющего канала, так что средняя скорость размыва во время формирования прорана была 1,52 м/мин. Динамика размыва представлена на фотографиях рис. 2. Гидравлические характеристики развития прорана представлены в табл. 3.

Таблица 3

Результаты эксперимента по образованию прорана в плотине Уаhekou

| Время, мин                       | 0     | 4      | 11     | 16     | 17     | 22    | 24     | 27     | 29     | 32     | 33     | 34     | 36     | 37     |
|----------------------------------|-------|--------|--------|--------|--------|-------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|--------|
| Уровень воды 30м выше плотины, м | 153,8 | 154,63 | 154,82 | 154,96 | 154,95 | 154,7 | 154,46 | 154,95 | 155,18 | 154,75 | 154,7  | 154,75 | 154,6  | 154,3  |
| Уровень воды в нижнем бьефе, м   |       | 148,9  | 149,15 | 149,25 | 149,55 | 150,3 | 150,65 | 150,95 | 151,55 | 151,55 | 151,55 | 151,55 | 151,45 | 151,25 |
| Расход, м <sup>3</sup> /с        | 0     | 7      | 25     | 38     | 64     | 156   | 229    | 327    | 404    | 493    | 551    | 612    | 619    | 564    |



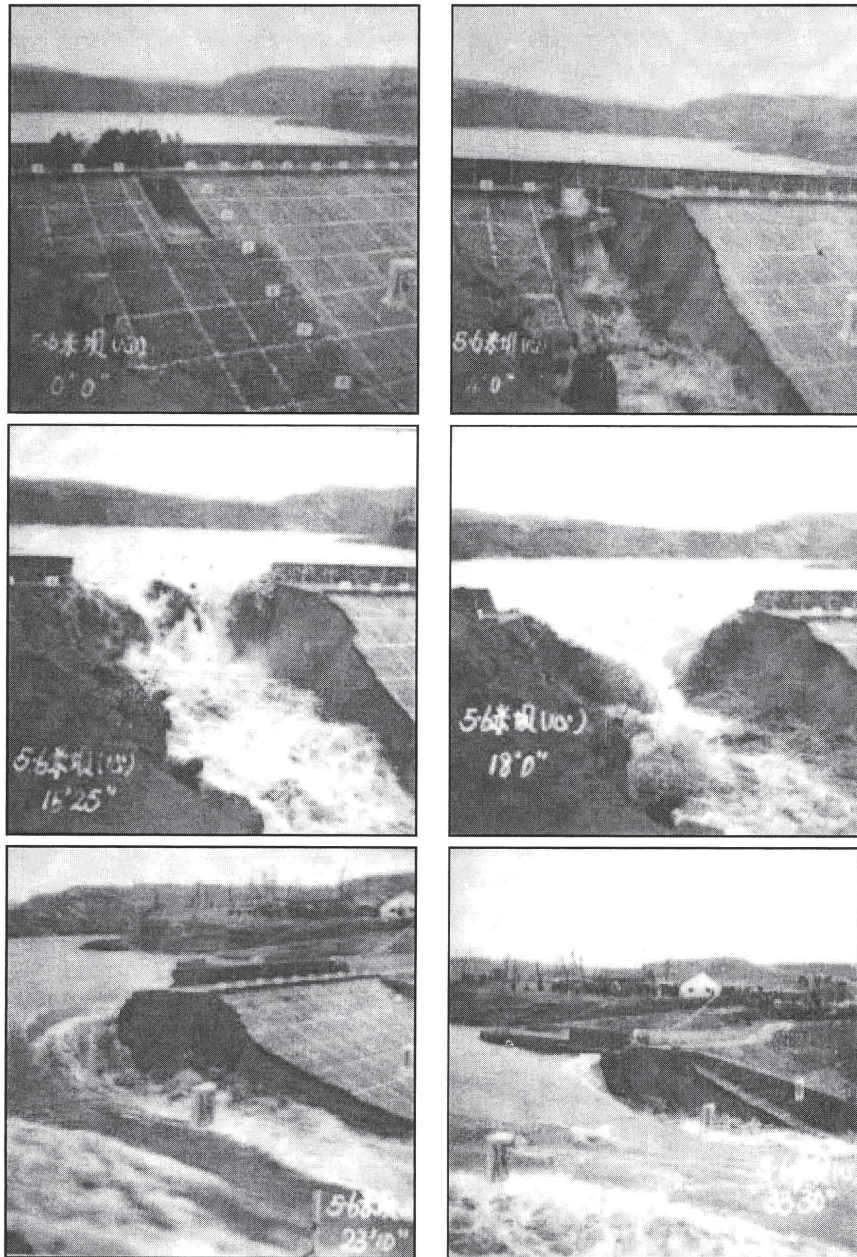


Рис. 2. Фотографии размыва экспериментальной плотины Yahekou

### Расчет по новой методике

Верификация новой математической модели развития прорана в грунтовой плотине выполнялась на основе опыта по размыву плотины Yahekou. Расчетная область общей протяженностью 420 м включала водосливной канал, в котором находилась плотина. При моделировании применялась гибридная (треугольно-четырёхугольная) сетка нерегулярной структуры, которая адаптирована под плановые очертания расчетной области. На плотине строилась прямоугольная сетка с размером ячеек 1.0Ч2.0м, на остальной области – треугольная сетка с длинами сторон 1,0 – 4,0 м, всего 10 600 ячеек. Расчетная сетка приведена на рис. 3.

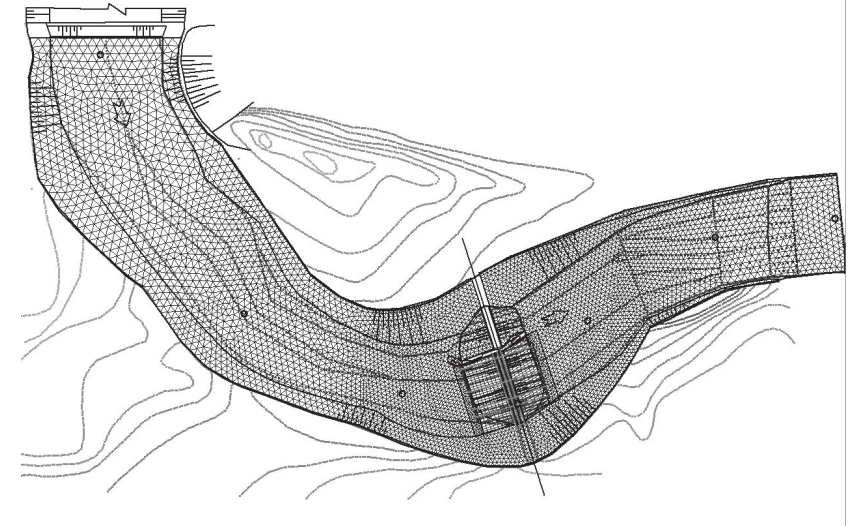


Рис. 3. Расчетная схема

Формирование цифровой модели рельефа (ЦМР) расчетной области производилось путем оцифровки плана и разрезов по плотине (см. рис. 1) в программе AutoCAD. Из формата AutoCAD данные о рельефе переводились в формат txt в виде набора точек в декартовой системе координат X, Y, Z. После этого отметки рельефа интерполировались в центры ячеек гибридной расчетной сетки.

Для анализа полученных результатов по всей длине расчетной области задавались контрольные точки и контрольные створы по плотине согласно рис. 3. На входной границе расчетной области задавался гидрограф расхода согласно данным опыта, на выходной границе задавалось условие сноса, в верхнем бьефе устанавливался начальный уровень 153,8 м (принято из опыта, см. табл. 3). Пло-



тина задавалась размываемой по всей длине. В отличие от опыта в расчетах плотина Уаһекоу задавалась однородной из песка (характеристики тела плотины из табл. 2), без учета ядра и креплений верхового и низового откосов. Выполнялся расчет размыва плотины по новой методике. При этом производилось сопоставление результатов опыта и расчета – сравнивались сечения по плотине и подбирались коэффициенты в формулах поперечной диффузии откоса. Предельный тангенс угла устойчивого откоса на суше варьировался от 1 до 3, его влияние сказывалось на скорости углубления прорана (врезке). Коэффициент  $\epsilon_0$  варьировался в пределах 10 – 15,  $\epsilon_1$  и  $\epsilon_2$  принимались равными 0,05,  $b_1$  варьировался в пределах 0,5 – 1,0. Таким образом, в результате проведения ряда расчетов наилучшим вариантом выбран расчет, в котором коэффициент диффузии рассчитывался по придонной концентрации, несдвигающая скорость принималась по формуле Гончарова, предельный тангенс откоса в проране принимался равным 3,  $\epsilon_0=15$ ;  $b_1=1$ .

На рис. 4 представлено сопоставление результатов расчета с данными опыта по сечениям плотины в створах В<sub>0</sub> и С<sub>0</sub>. Из рисунков видно, что по расчетам проран в ширину (створ В<sub>0</sub>) раскрывается немного более интенсивно, чем в опыте. Поперек плотины (створ С<sub>0</sub>) смыв плотины несколько отстает от опыта. На рис. 5 представлена поверхность размываемой плотины на некоторые моменты расчетного времени. В целом, результаты прямого численного моделирования динамики развития прорана для этого случая можно признать удовлетворительными. В перспективе в численную модель

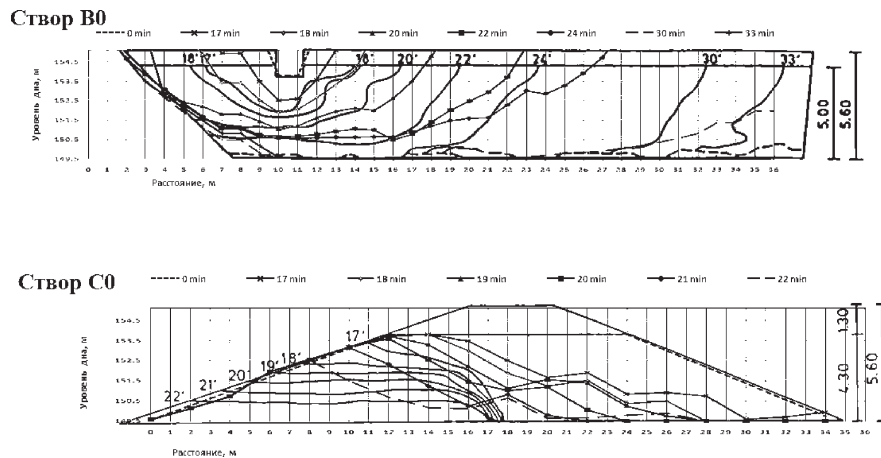


Рис. 4. Сопоставление результатов физического и численного моделирования

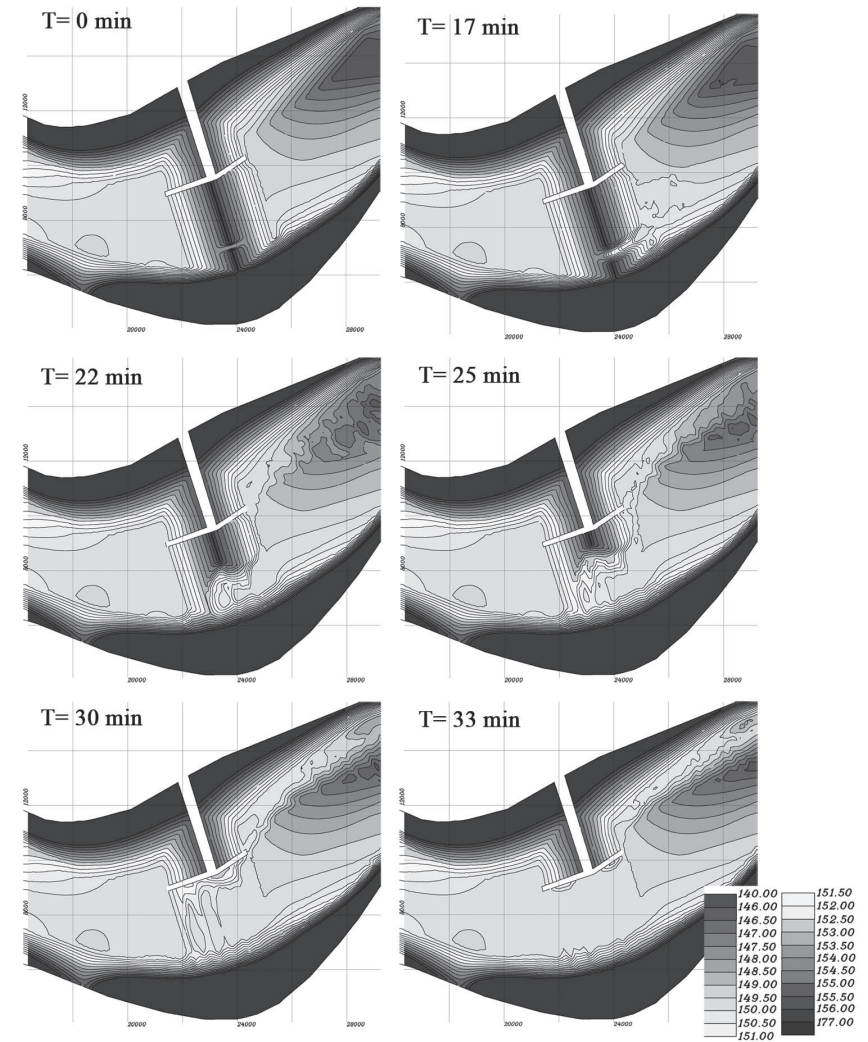


Рис. 5. Развитие прорана на некоторые моменты времени (расчет)

предполагается внести модификации, позволяющие учитывать в расчетах наличие глиняного экрана.

#### Алтайская ГЭС

В Чемальском районе Алтайского края, который относится к центральной части Горного Алтая, с сильно расчлененным среднегорным рельефом местности, на р. Катунь намечено создание Алтайской ГЭС с установленной мощностью 140 МВт и среднегодовой

выработкой электроэнергии 0,85 ТВт·ч.

Участок размещения гидроузла характеризуется наличием прочных скальных пород с малой мощностью рыхлых отложений и слабым развитием геодинамических процессов. Русло р. Катунь и ее притоков на преобладающем протяжении врезаны в коренные скальные породы на глубину 400 – 500 м. Ширина долины реки по днищу в среднем около 1 км, на участке расположения основных сооружений гидроузла составляет 0,3 – 0,5 км.

В соответствии с проектом Алтайской ГЭС нормальный подпорный уровень воды (НПУ), принятый на отметке С490,0 м над уровнем моря, распространится от створа гидроузла вверх по течению р. Катунь на расстояние около 25 км. Образованное водохранилище с объемом воды при НПУ, равном 210 млн. м<sup>3</sup>, может быть отнесено к водохранилищам руслового предгорного типа среднего объема.

Створ гидроузла Алтайской ГЭС намечен вблизи деревни Еланда, где согласно плану строительства, показанному на рис. 6, напорный фронт общей длиной 555,0 м образован бетонной и каменно-земляной плотинами. Сопряжение плотин осуществляется в пределах невысокого цокольного уступа второй надпойменной террасы цилиндрическим устоем. Здание ГЭС и пристанционная площадка с закрытым распределительным устройством КРУЭ располагаются за бетонной плотиной на надпойменной террасе левого берега р. Катунь. На рис. 7 представлена экспликация сооружений.

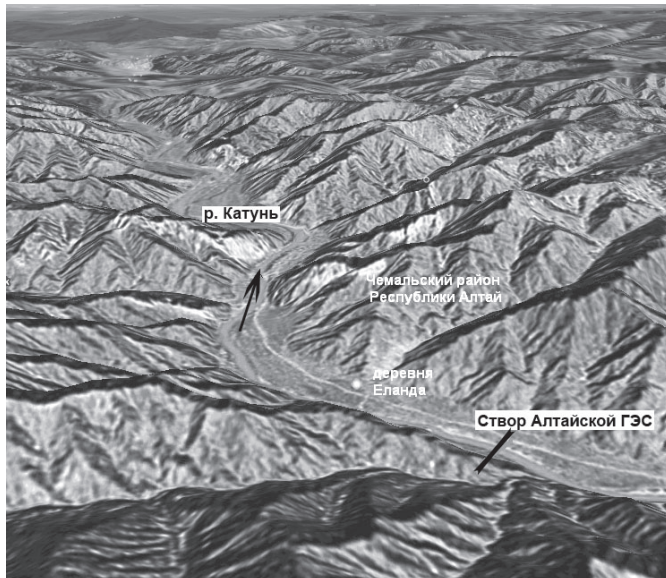


Рис. 6. Местоположение створа гидроузла  
194

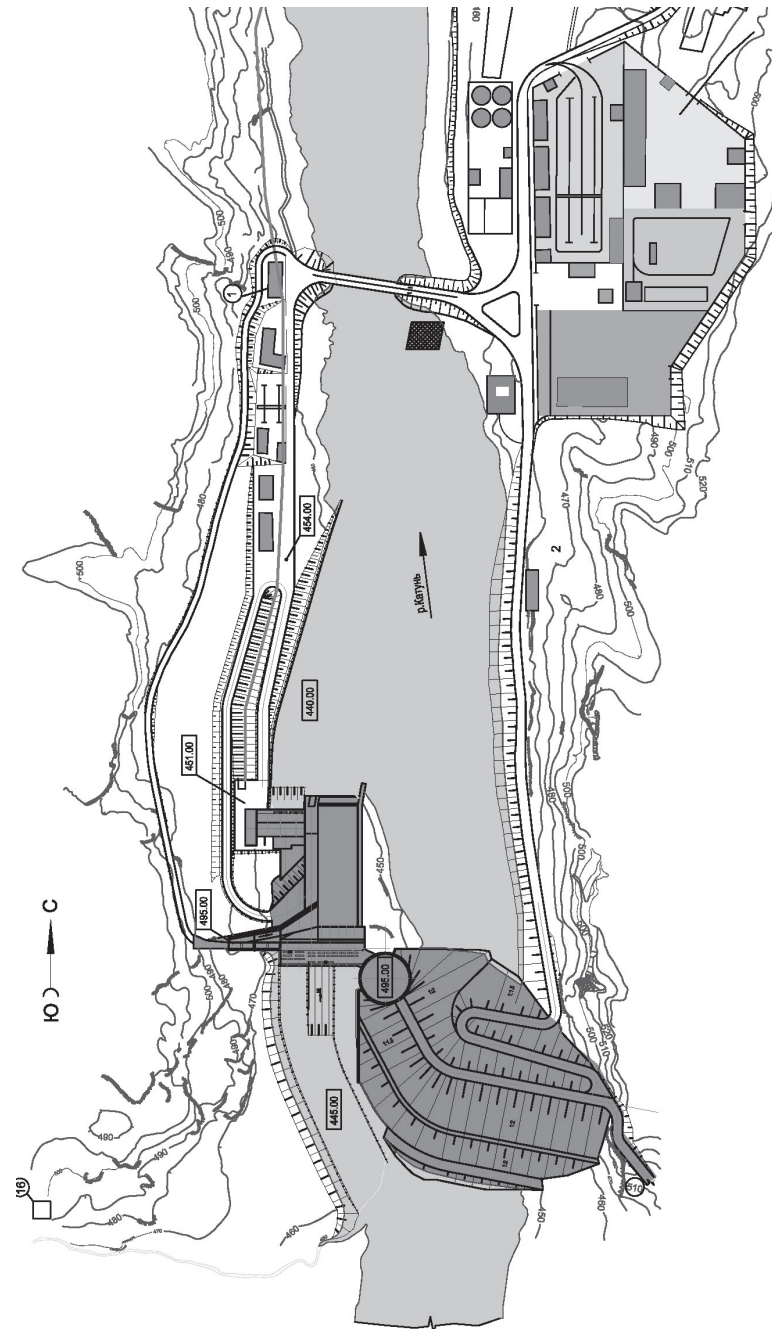


Рис. 7. Экспликация сооружений



Каменно-земляная плотина длиной по гребню 290 м сооружается отсыпкой из грунтов полезной выемки и гравийно-галечниковых грунтов. Фильтрация воды через тело каменно-земляной плотины ограничивается пленочной диафрагмой. Поперечный разрез каменно-земляной плотины представлен на рис. 8. С помощью цилиндрического устоя диаметром 60 м, представляющего собой железобетонную оболочку, загруженную горной массой, каменно-земляная плотина сопрягается с бетонной плотиной. Бетонная плотина длиной 205 м с гребнем на отметке  $\nabla 496,0$  м состоит из четырех монолитных секций максимальной высотой 57,0 м, в которых располагаются все водопропускные гидротехнические сооружения. По проекту в бетонной плотине располагаются трехчочковый строительный водосброс, шесть глубинных эксплуатационных водосбросов и один поверхностный аварийный водосброс. Так же имеются два водоприемника с металлическими водоводами, через которые вода подается на турбины ГЭС.

В Центре гидравлических исследований ОАО «НИИЭС» в 2008 г. выполнялись гидравлические исследования, включающие физическое и численное моделирование Алтайской ГЭС на р. Катунь, посвященные изучению характеристик водосбросных сооружений, условий течения в верхнем и нижнем бьефах гидроузла, сопряжения бьефов, определению гидродинамических нагрузок на элементы сооружений, деформаций русла, влияния на уровенный режим мостовой эстакады, оценке прогноза возможного прорыва напорного фронта. Экспериментальная часть исследований проведена на пространственной модели, выполненной в масштабе 1 : 64. Численные исследования условий течения в верхнем и нижнем бьефах, деформаций русла и влияния на уровенный режим мостовой эстакады выполнялись в масштабе натуры, расчет прорыва каменно-земляной плотины выполнялся в масштабе физической модели (1 : 64).

Расчеты на численной модели образования прорана в каменно-земляной плотине Алтайской ГЭС проводились для условий физического эксперимента с усеченным водохранилищем и участком нижнего бьефа, общей длиной 30 м.

При моделировании применялась гибридная (треугольно-четырёхугольная) сетка нерегулярной структуры, которая адаптирована под плановые очертания расчетной области. Прямоугольная сетка с размером ячеек 15,0 x 20,0 см строилась на водосбросе, на каменно-земляной плотине – треугольная сетка с длинами сторон 10,0 см, на остальной области – треугольная сетка с

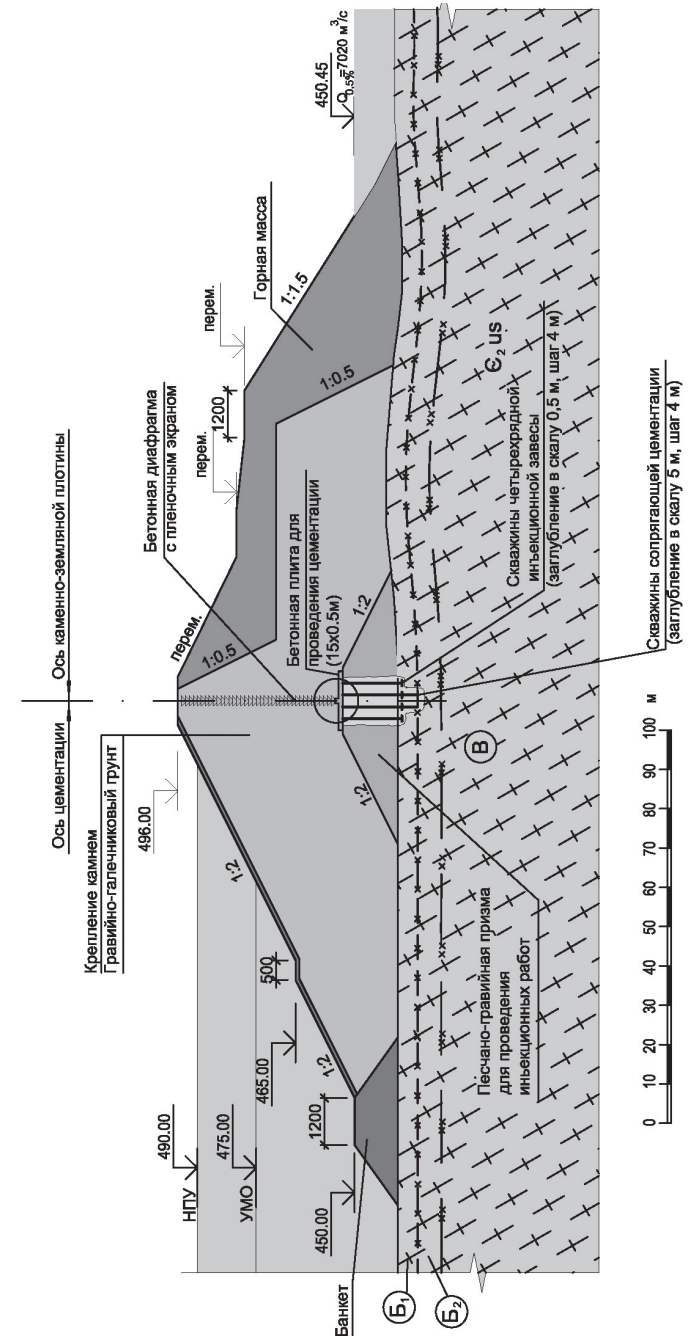


Рис. 8. Поперечный разрез каменно-земляной плотины

длинами сторон 15 – 20 см, всего 16 200 ячеек. Расчетная сетка приведена на рис.9.

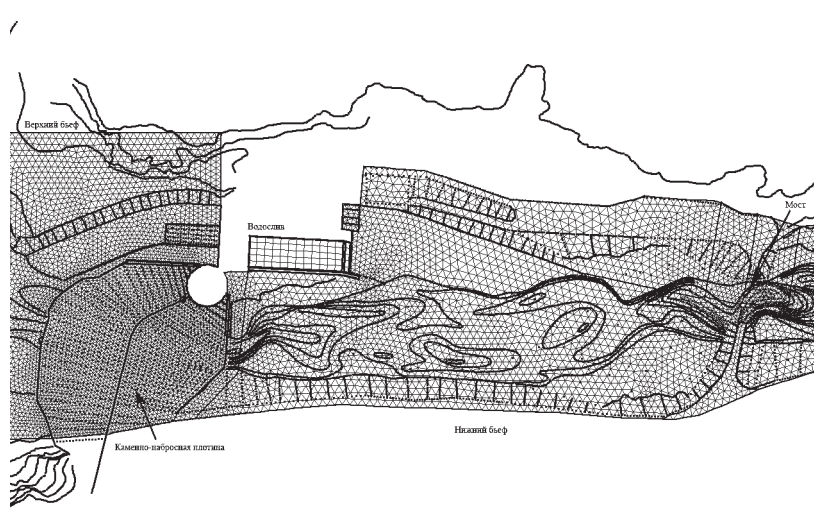


Рис. 9. Расчетная сетка (фрагмент)

Формирование цифровой модели рельефа (ЦМР) расчетной области производилось по чертежам физической модели программы AutoCAD. Из формата AutoCAD данные о рельефе переводились в формат txt в виде набора точек в декартовой системе координат X, Y, Z. После этого отметки рельефа интерполировались в центры ячеек гибридной расчетной сетки при помощи специальной программы.

В расчет закладывались параметры грунта тела плотины, которая принималась размываемой по всей длине. Задавались условия на границах: на входной границе в верхнем бьефе задавался постоянный расход  $0,32 \text{ м}^3/\text{с}$ ; на выходной границе задавалось условие сноса; на водосбросе задавалось условие  $Q(H)$ , полученное из эксперимента; так же задавались внутренние границы, которые служили для контроля расхода воды и наносов.

Во время физического эксперимента уровень воды в верхнем бьефе постепенно повышали, расход воды регулировался задвижкой до тех пор, пока не начинался перелив через гребень плотины. Перелив происходил в месте стыка каменно-земляной плотины и цилиндрического устоя, затем постепенно формировался проран. При численном моделировании в месте образования прорана задавалось начальное углубление (ямка). Это необходимо для развития

прорана в глубину. Как показали предварительные расчеты, без задания начального углубления при переливе через гребень плотины она постепенно смывается по всей длине, и проран не образуется.

Разрушение плотины в физическом эксперименте происходило следующим образом. Уровень воды в верхнем бьефе достиг гребня плотины, и вода тонкой струйкой начала переливаться через гребень в месте примыкания каменной насыпи и цилиндрического устоя (из-за конструктивных особенностей модели место примыкания имело незначительное понижение отметок) грунт с гребня и низового откоса плотины начал вымываться, «крупные» камни с сухого откоса осыпались в поток и уносились в нижний бьеф, где откладывались грядами. С каждой секундой размыв происходил все более интенсивно. Пленочная диафрагма практически не сдерживала развитие прорана и разрушалась вслед за телом плотины. Проран расширялся, уровень в верхнем бьефе понижался. Развитие прорана практически прекратилось, когда ширина его раскрытия составила половину длины плотины по гребню (1,5 м), а низ прорана достиг неразмываемого основания плотины, уровень воды в верхнем бьефе понизился, скорости в проране стали маленькими, опыт был закончен. Вид размывтой плотины в эксперименте приведен на рис. 10.



Рис. 10. Вид экспериментальной установки после окончания размыва плотины



Сопоставление результатов расчета и эксперимента проводилось по фотографиям и киносъемке опыта, ширине раскрытия прорана и падению уровня в верхнем бьефе. Подбирались коэффициенты в формулах диффузии и тангенс угла устойчивости откоса на суше. Предельный тангенс угла устойчивого откоса на суше варьировался от 1 до 2, его влияние оказалось слабым. Коэффициент  $\beta_0$  — варьировался в пределах 10 – 15,  $\beta_1$  и  $\beta_2$  принимались равными 0,01,  $\alpha_1$  варьировался в пределах 0,5 – 1,0. Таким образом, в результате проведения ряда расчетов наилучшим вариантом выбран расчет, в котором диффузия рассчитывалась по придонной концентрации, несдвигающая скорость по Гончарову, предельный тангенс 1,  $\beta_0=15$ ,  $\alpha_1=1$ .

На рис. 11 приведено сопоставление по уровню в верхнем бьефе расчета и эксперимента. На рис. 12 представлен размыв каменно-земляной плотины Алтайской ГЭС на некоторые моменты расчетного времени, на рис. 13 — поле скоростей течения при образовании прорана. На рис. 14 представлен разрез по прорану на разные моменты времени.

В эксперименте начальный этап формирования прорана занял более длительное время, чем в расчете. Это можно объяснить тем, что при численном моделировании невозможно точно воспроизвести все условия опыта. Например, в расчете подаваемый расход воды задавался постоянным, т.к. при эксперименте его измерение не представлялось возможным. При расчетах задавалась начальная «ямка» в месте образования будущего прорана, фактически это соответствовало начальному этапу формирования прорана в эксперименте. Конечные результаты расчета и эксперимента оказались

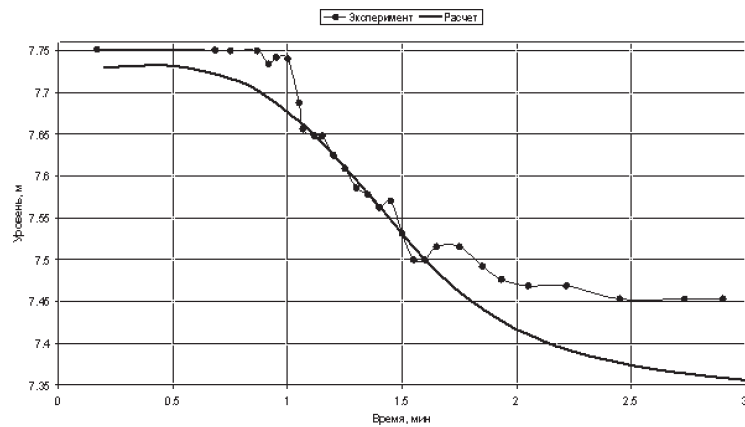


Рис. 11. Сопоставление расчета и эксперимента по уровню воды в ВБ

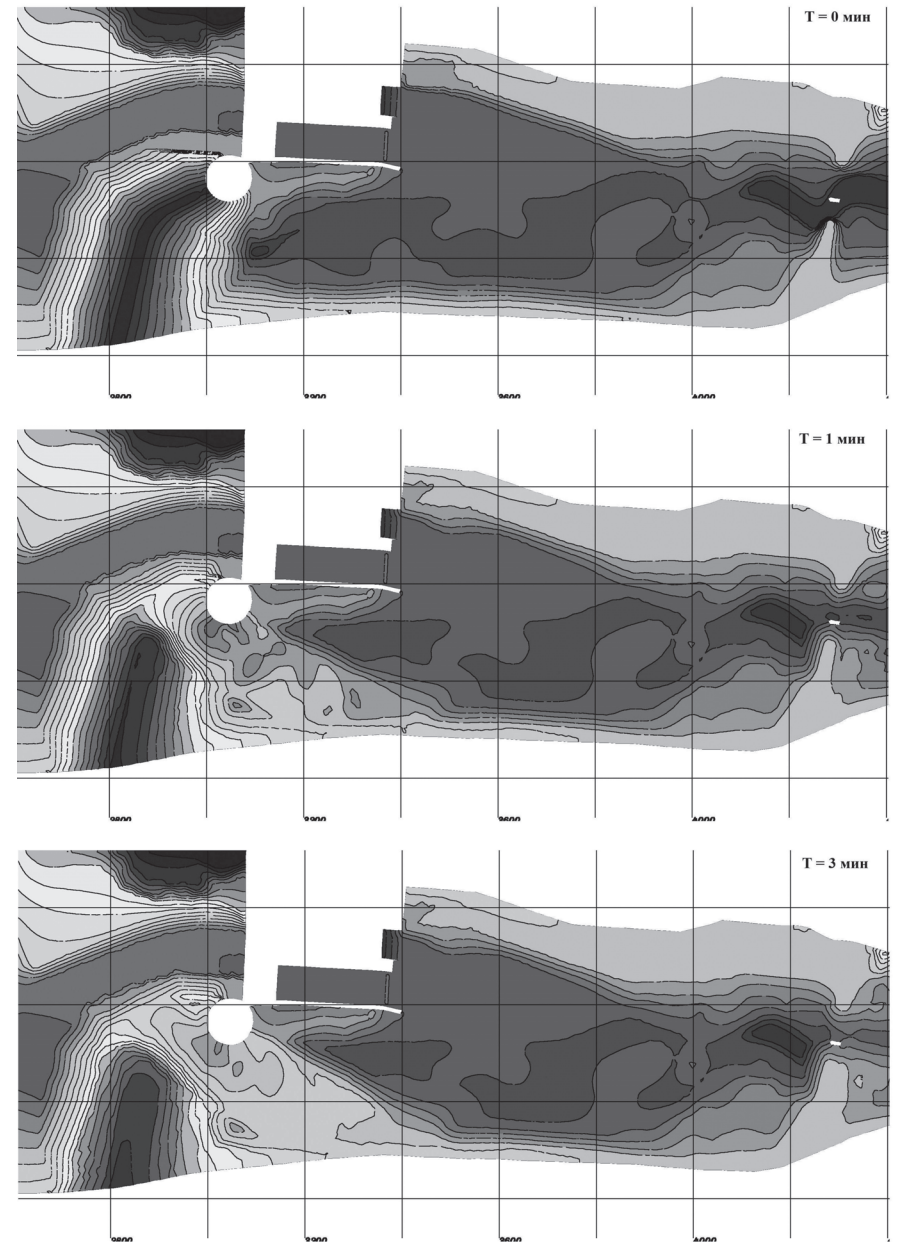


Рис. 12. Размыв каменно-земляной плотины Алтайской ГЭС на некоторые моменты времени

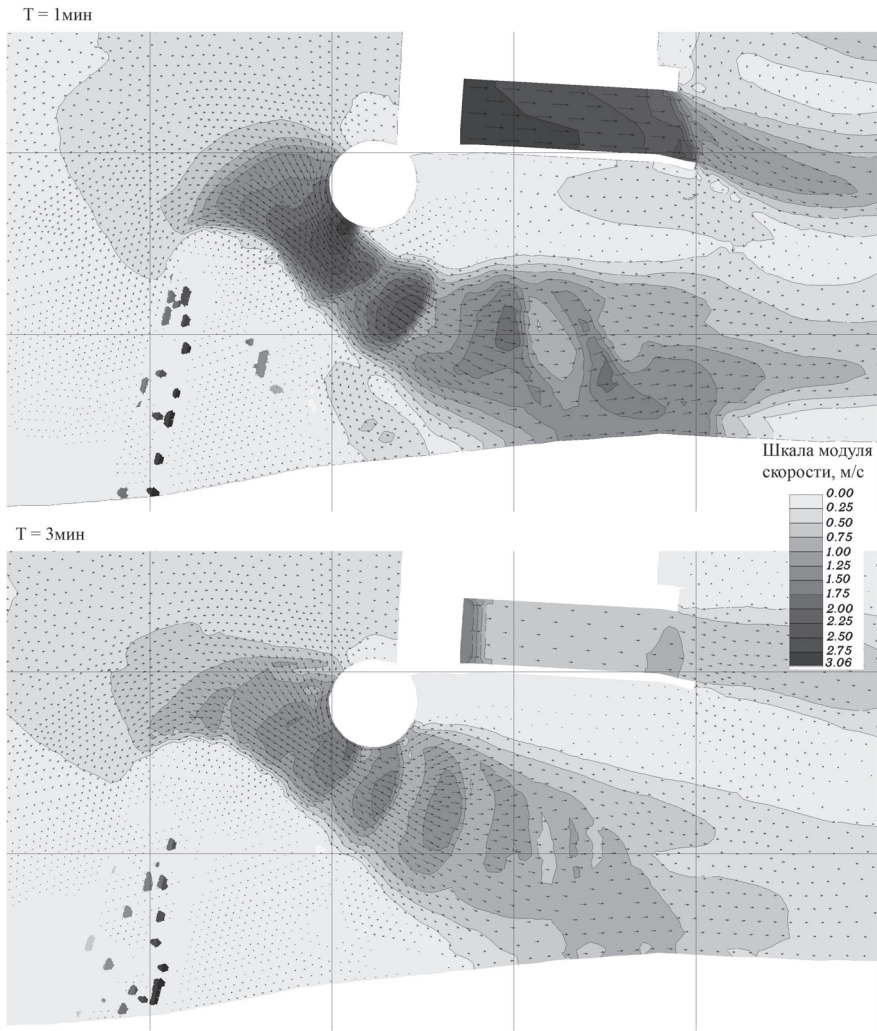


Рис. 13. Поле скоростей течения при образовании прорана в теле каменно-земляной плотины Алтайской ГЭС

весьма похожими и по ширине раскрытия прорана, падению уровня в верхнем бьефе (см. рис. 11) и картине размыва плотины (см. рис 10, 12).

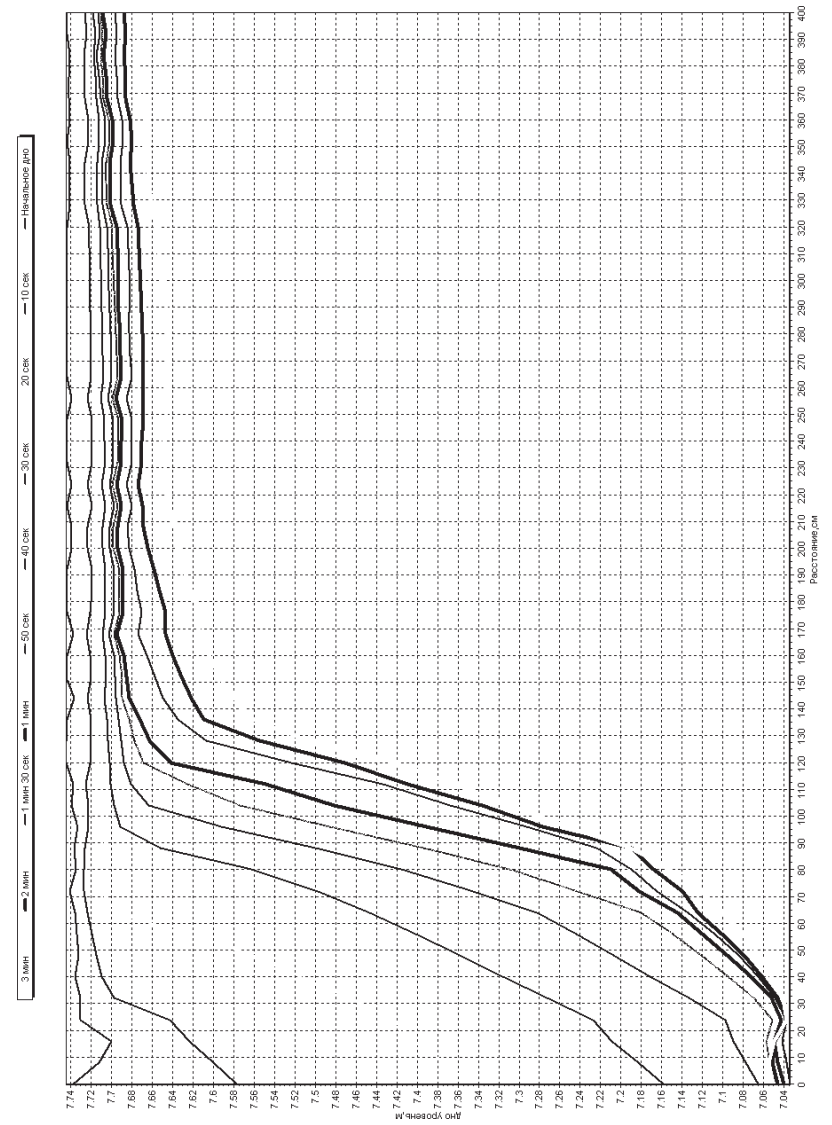


Рис. 14. Поперечное сечение прорана на некоторые моменты времени

ЛИТЕРАТУРА

1. **Беликов В.В., Милитеев А.Н., Кочетков В.В.** Комплекс программ для расчета волн прорыва (БОР) // Российское агентство по патентным и товарным знакам. Свидетельство об официальной регистрации программы для ЭВМ № 2001610638. – М., 2001.
2. **Беликов В.В., Милитеев А.Н., Кочетков В.В.** Комплекс программ «Ущерб от паводков» для расчета зон затоплений и ущербов от наводнений и паводков // РосПатент. Свидетельство об официальной регистрации программы для ЭВМ № 2003612595. – М., 2003.
3. **Беликов В.В., Семенов А.Ю.** Численный метод распада разрыва для решения уравнений теории мелкой воды // Журнал вычислительной математики и математической физики. Том 37, 1997. – №8.
4. **Прудовский А.М.** Образование прорана при прорыве земляной плотины // Безопасность энергетических сооружений. – М.: ОАО «НИИЭС», 1998. – №2 – 3.
5. **Беликов В.В.** Моделирование динамики развития прорана при сквозном счете на гибридных сетках // Труды Международного Симпозиума IANR «Гидравлические и гидрологические аспекты надежности и безопасности гидротехнических сооружений». – С.-Пб., 2002 (CD-ROM).
6. **Васильева Е.С., Прудовский А.М.** О моделировании прорыва грунтовой плотины // В настоящем сб.
7. **Васильева Е.С.** Прямое численное моделирование развития прорана в грунтовой плотине // Сборник трудов IV научно-практической конференции Русгидро. – С.-Пб, 2009 (CD ROM).
8. **Милитеев А.Н., Базаров Д.Р.** Математическая модель для расчета двумерных (в плане) деформаций русел. «Водные ресурсы», 1999. – № 1.
9. **Пономарчук К.Р.** Экспериментальные исследования развития прорана в грунтовой плотине // «Безопасность энергетических сооружений». Вып.10. – М.: ОАО «НИИЭС», 2001.

**ЧИСЛЕННЫЕ ИССЛЕДОВАНИЯ ВОЛН ПРОРЫВА  
СУДОХОДНЫХ ГИДРОТЕХНИЧЕСКИХ СООРУЖЕНИЙ**

*Беликов В.В., доктор техн. наук,  
Борисова Н.М., кандидат физ.-мат. наук (ОАО «НИИЭС»)*

В настоящей работе представлены некоторые результаты численного моделирования волн прорыва, возникающих при разрушении напорных фронтов судоходных гидротехнических сооружений, которые имеют свои особенности по сравнению с энергетическими ГЭС.

**Чайковский шлюз**

Чайковский шлюз расположен в створе плотины Воткинской ГЭС на левобережной пойме р. Камы в 566 км от ее устья и в 350 км ниже г. Перми, в административном отношении находится в г. Чайковский Пермского края. Чайковский шлюз — одноступенчатый, приплотинный, двухниточный с распределительной системой питания. Класс сооружений — II.

Судоходные гидротехнические сооружения Чайковского района гидротехнических сооружений и судоходства (СГТС ЧРГСС) входят в комплекс напорных сооружений Воткинской ГЭС, общая длина гидротехнических сооружений которой по напорному фронту составляет 5,34 км. По оси створа Воткинской ГЭС СГТС Чайковского шлюза занимают 430 п.м., однако, учитывая то, что камеры шлюза выдвинуты в верхний бьеф, общая длина напорного фронта судоходных гидротехнических сооружений ЧРГСС (по урезу воды) при осушенных камерах составляет 1380 п.м.

СГТС ЧРГСС на момент составления последней Декларации безопасности (2008 г.) имели предаварийное техническое состояние с опасным уровнем безопасности по причине значительного износа механического оборудования, прежде всего: аварийно-эксплуатационных ворот верхней головы и затворов водопроводных галерей.

С учетом чертежей Чайковского шлюза и подробных батиметрических и топографических данных была создана компьютерная двумерная (в плане) гидродинамическая модель аванпорта, двух ниток шлюза с камерами и порогами, подходного канала в нижнем бьефе, а также участка р. Камы от створа Воткинской ГЭС до 1912 км судового хода. Таким образом, общая протяженность численной модели с учетом участка верхнего бьефа в районе аванпорта (от 1931 км судового хода) составила около 20 км. Такие размеры модели были выбраны для того, чтобы практически исключить влияние возможных погрешностей в задании граничных условий на результаты расчетов.



Сценарий с разрушением нижних рабочих двухстворчатых ворот шлюза (РДВ) ригельного типа при открытых аварийно-эксплуатационных подъемно-опускных плоских ригельных воротах верхней головы (АЭВ) и уровне в камере, равном уровню верхнего бьефа, рассматривается как наиболее тяжелый (по параметрам волны прорыва), а сценарий с прорывом напорного фронта из-за разрушения ворот верхней головы (АЭВ) при открытых воротах нижней головы (РДВ) – как наиболее вероятный, в соответствии с Декларацией безопасности Чайковского шлюза [1]. Детальный анализ этих и других вероятных сценариев гидродинамической аварии шлюза показал невозможность ее распространения на прорыв напорного фронта Воткинской ГЭС в целом.

Для расчета волны прорыва Чайковского шлюза использовались явные разностные схемы сквозного счета для моделирования течений жидкости в рамках уравнений теории мелкой воды с учетом рельефа дна [2 – 8]. Для нахождения сеточных величин на границах разностных ячеек использовалось точное решение задачи о распаде произвольного гидродинамического разрыва Стокера.

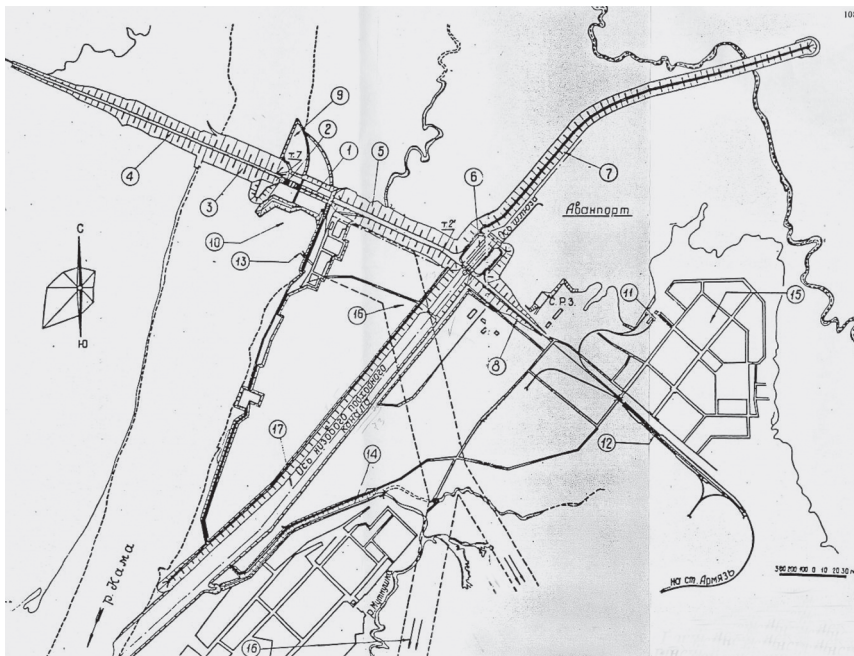


Рис.1. Общий план сооружений Воткинского гидроузла

**Сценарий №1** (наиболее вероятный). В качестве начальных условий в Воткинском водохранилище задавался уровень воды 89.00 м, равный нормальному подпорному уровню (НПУ), на ГЭС задавался меженный расход 1200 м<sup>3</sup>/с, далее на выходе численной модели подбиралось значение уровня воды реки, при котором уровень нижнего бьефа ГЭС составлял бы 66,00 м, при этом в Чайковском шлюзе АЭВ были закрыты, а РДВ — открыты. После установления течения по реке Кама, моделировалось мгновенное разрушение АЭВ отдельно для левой и правой камер шлюза. Максимальные скорости течения при разрушении АЭВ левой камеры шлюза представлены на рис. 2, при разрушении АЭВ правой камеры — картина аналогична.

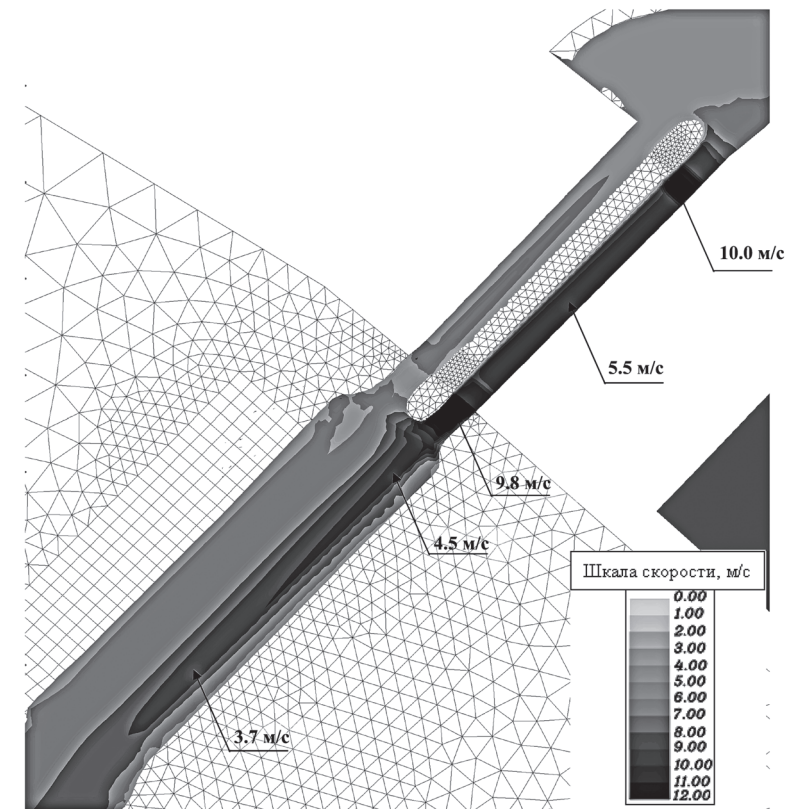


Рис.2. Максимальные скорости течения при разрушении ворот верхней головы левой камеры шлюза при открытых воротах нижней головы (по реке — меженный расход)



Из результатов расчетов видно, что для этого сценария максимальные скорости воды в камере шлюза около 5 м/с, на порогах — около 10 м/с, в низовом канале — от 4 м/с до 2 м/с. Максимальные уровни затопления в нижнем бьефе превышают нормальный судоходный уровень — 66,0 м на 1,3 м – 0.5 м (на выходе из канала) и поэтому не приводят к каким-либо затоплениям застроенной территории, лежащей на отметках 73 м и выше. При прорыве левой камеры транзитная струя распространяется вдоль причальной стенки, а под правым берегом возникает возвратное циркуляционное течение.

Как видно из графиков рис. 3, расход при сценарии №1 достигает значений около 900 м<sup>3</sup>/с. В первый час излив носит нестационарный характер, причем наблюдаются как коротковолновые, так и длинноволновые колебания, что объясняется распространением волн разрежения в верхнем бьефе. Интересно отметить, что расход через левую камеру шлюза больше расхода через правую примерно на 30 – 40 м<sup>3</sup>/с, что можно объяснить различными условиями подхода потока к камерам со стороны верхнего бьефа.

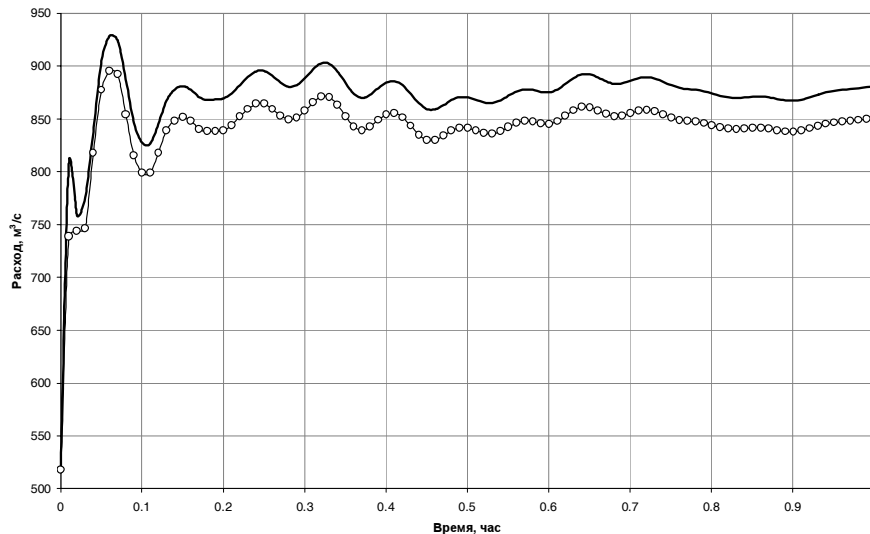


Рис.3. Расход воды через створ АЭВ при аварии по сценарию №1: сплошная линия — створ АЭВ левой камеры; кружки — правой камеры шлюза

**Сценарий №2** (наиболее тяжелый). Аналогично предыдущему сценарию в качестве начальных условий в Воткинском водохранилище задавался уровень воды 89.00 м, равный НПУ, на ГЭС задавался меженный расход 1200 м<sup>3</sup>/с, далее на выходе численной модели подбиралось значение уровня воды реки, при котором уровень

нижнего бьефа ГЭС составлял бы 66,00 м, при этом в Чайковском шлюзе АЭВ были открыты, а РДВ – закрыты. После установления течения по реке Каме, моделировалось мгновенное разрушение РДВ отдельно для левой и правой камер шлюза. Максимальные скорости течения при разрушении РДВ левой камеры шлюза представлены на рис. 4, при разрушении РДВ правой камеры картина аналогична.

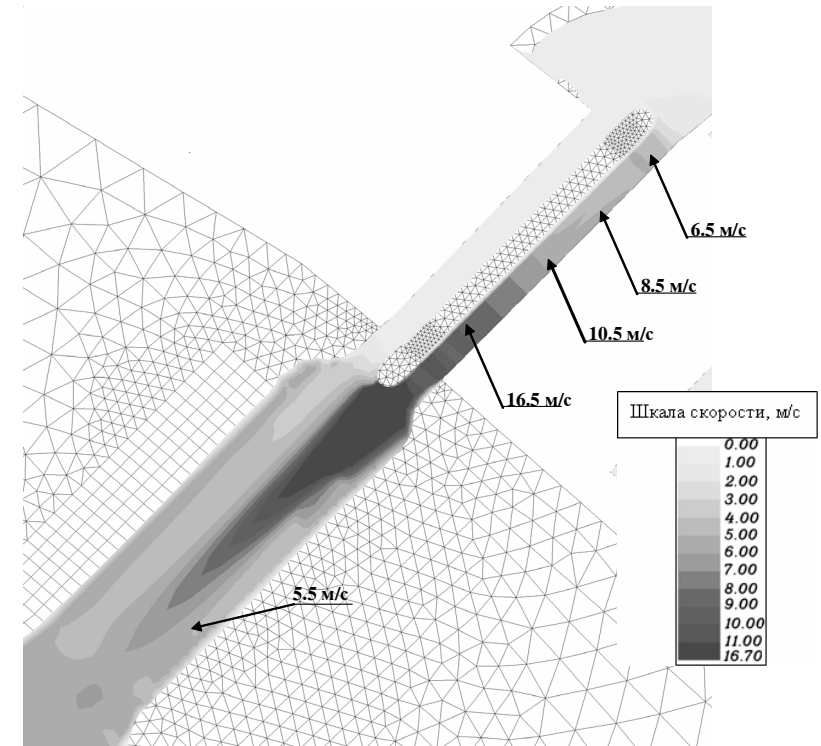


Рис.4. Максимальные скорости течения при разрушении ворот нижней головы левой камеры шлюза при открытых воротах верхней головы (по реке — меженный расход)

Для этого сценария параметры волны прорыва более разрушительные. Максимальные скорости воды в камере шлюза до 10 м/с, на выходе из шлюза до — 16 м/с, в низовом канале от 6 м/с до 2 м/с. Такие скорости однозначно приведут к сильным повреждениям шлюзующихся или ожидающих шлюзования судов. Максимальные уровни затопления в нижнем бьефе превышают нормальный судоходный уровень 66.0 м от 4 м (у нижней головы шлюза и при-

чальной стенки) до 0,5 м (на выходе из канала) и поэтому не приводят к каким-либо затоплениям застроенной территории, лежащей на отметках 73 м и выше. Волна прорыва из-за асимметрии нижнего бьефа ударяет сначала в правый берег, отражается от него и ударяет в левобережную причальную стенку.

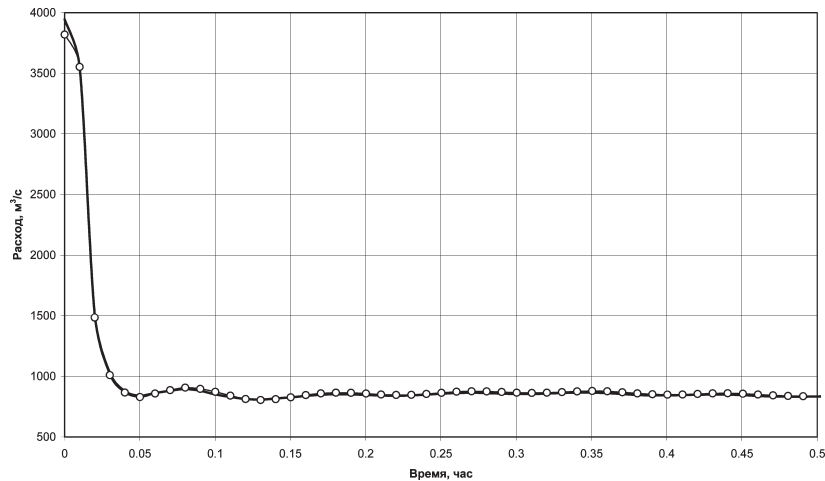


Рис. 5. Расход воды через створ РДВ при аварии по сценарию №2: сплошная линия — створ РДВ левой камеры, кружки — правой камеры шлюза

Как видно из рис. 5, при сценарии №2 расходы излива из левой и правой камер практически совпадают. Максимальный расход около 3800 м³/с наблюдается в самом начале аварии (при максимальном напоре) и уже через 100 с уменьшается примерно до 1000 м³/с. За это время опорожнение камеры шлюза практически заканчивается, и далее расход воды определяется глубиной над порогом верхних ворот шлюза (что аналогично сценарию №1, см. рис. 3). Если их удастся закрыть или хотя бы прикрыть (поднять на некоторую высоту), то расход через шлюз уменьшится.

Результаты выполненных исследований легли в основу оценки вероятного вреда от аварии напорного фронта Чайковского шлюза.

#### Гидроузел №7

Гидроузел №7 (рис. 6) относится к гидроузлам южного (Москворецкого) склона канала им. Москвы. Верхний бьеф гидроузла №7 огражден земляными плотинами: Икшинской — с севера, Химкинской №29 — с юга, Пестовской, Пяловской и Пироговской — с востока. Таким образом, создана цепь водохранилищ,

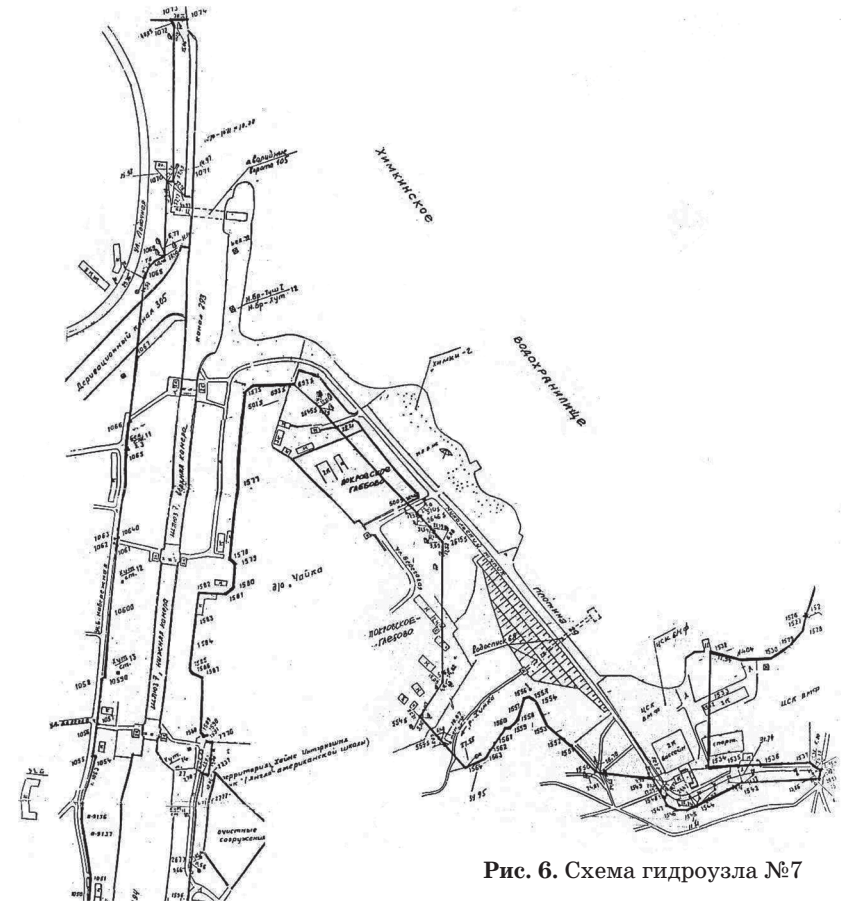


Рис. 6. Схема гидроузла №7

соединяемая соединительными каналами; она создает единое водохранилище водораздельного бьефа площадью 60,7 км² и объемом 348,7 млн. м³, по которому осуществляется судоходство. Основной производственной задачей гидроузла №7 является осуществление бесперебойного судопропуска и поддержание его сооружениями нормального подпорного уровня воды в водораздельном бьефе Канала им. Москвы.

Учитывая отмеченные особенности водохранилищ водораздельного бьефа, была создана единая компьютерная двумерная (в плане) гидродинамическая модель водохранилищ водораздельного бьефа, шлюзов №№7,8, канала №294, Химкинской плотины №29, участка долины р. Химки от плотины до устья и участка долины Москва-реки от Тушинской поймы до Карамышевской плотины.

На двумерной (плановой) модели были рассчитаны 2 сценария гидродинамической аварии с прорывом напорного фронта. Сценарий №1 (наиболее тяжелый) – образование прорана в грунтовой плотине гидроузла №7 (Химкинской) при УВБ=НПУ=162.11 м, прорыв напорного фронта, распространение волны прорыва в нижнем бьефе вплоть до Перервинского гидроузла, при условии своевременного полного раскрытия Карамышевской плотины. Сценарий №2 (наиболее вероятный) – разрушение сегментного затвора верхней головы шлюза №7 при открытых воротах средней головы и закрытых нижних воротах и/или разрушение ворот средней головы при открытом сегментном затворе и закрытых воротах нижней головы.

**Сценарий №1.** В качестве начальных условий в водохранилищах задавался уровень воды 162.11 м, равный НПУ, в шлюзе №7 и в канале №294 — 143,00 м, в шлюзе №8 и в Москва-реке — 126,00 м. В дамбе плотины №29 было выполнено небольшое углубление (начальный проран), через который начинался излив в нижний бьеф с последующим развитием прорана и разрушением Химкинской плотины. На выходе из модели (в створе Карамышевской плотины) задавалось граничное условие – уровень воды 126,00 м. Расчеты производились с применением новой модели развития прорана в грунтовой плотине [9,10].

Максимальный расход излива через проран в створе Химкинской плотины составляет около 5000 м<sup>3</sup>/с в период времени от 1.5 до 2 часов после начала аварии (рис. 7, 8 — на цветной вкладке). К Карамышевской плотине пик прорывного паводка подойдет через 3 часа после начала аварии с максимальным расходом около 2200 м<sup>3</sup>/с (рис.7).

В расчетах по сценарию №1 было получено, что максимальный расход перетока по участку Канала им. Москвы между Пяловским и Клязьменским водохранилищами составил всего около 50 м<sup>3</sup>/с, а максимальные скорости – всего около 0,15 м/с. По-видимому, при таких скоростях возможно закрытие заградворот №114, но даже если этого и не произойдет, наиболее удаленные от Химкинского водохранилища водораздельного бьефа (Икшинское, Пестовское, Пяловское) оказывают очень слабое влияние на параметры прорывной волны.

**Сценарий №2** Начальные условия те же, что и в сценарии №1.

Динамика прохождения волны прорыва по этому сценарию такова. Максимальный расход перелива через нижние ворота шлюза №7 и прилегающую территорию в начальный момент времени составит 520 м<sup>3</sup>/с. На рис.9 на цветной вкладке на космическом снимке изображены максимальные скорости течения при такой аварии.

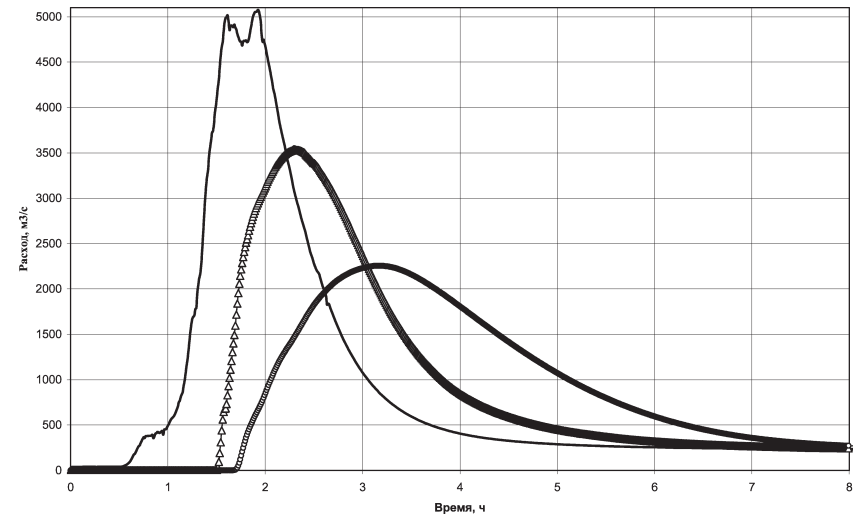


Рис. 7. Гидрографы расходов воды в контрольных створах при прорыве Химкинской плотины. Сплошная линия — гребень Химкинской плотины; треугольники — р. Москва, Строгинский мост; кружки — р. Москва, Карамышевская плотина

Проведенные в выполненной работе дополнительные исследования, не представленные в настоящей статье, показали невозможность возникновения каскадной аварии на Москва-реке из-за прорыва гидроузла №7, т.е. прорывов напорных фронтов Карамышевского и Перервинского гидроузлов, при условии своевременного раскрытия последних.

**Выводы**

Предложены новая математическая модель и метод прямого численного моделирования развития прорана в грунтовой плотине с учетом начальной стадии его раскрытия, эффектов оползания подводных откосов и обрушения надводных бортов прорана. Метод позволяет существенно расширить диапазон рассмотрения возможных сценариев развития прорана и повысить точность расчетов параметров волны излива, особенно в нестандартных и сложных ситуационных и гидрологических условиях.

Модель апробирована на ряде экспериментов по размыву плотин из песка, в том числе на крупномасштабном тесте УАНЕКОУ, а также на эксперименте по размыву плотины Алтайской ГЭС, сложенной из крупнообломочной горной массы. Результаты сопоставления оказались весьма удовлетворительными. В дальнейших ис-

следованиях предполагается выполнить моделирование размывов плотин из связных грунтов, а так же учесть в расчетах наличие противифльтрационных диафрагм.

ЛИТЕРАТУРА

1. Декларация безопасности Чайковского шлюза ФГУ «Камводпуть». Регистрационный номер ДБ-16-08. – Пермь, 2008.
2. **Беликов В.В., Семенов А.Ю.** Метод Годунова с модификацией Колгана для численного решения двумерных уравнений мелкой воды //Труды X конференции молодых ученых Московского физико-технического института (23 марта – 7 апреля 1985). – Деп. в ВИНТИ. Ч. 1. № 5983-85 Деп.
3. **Беликов В.В., Семенов А.Ю.** Построение численных методов распада разрыва для решения уравнений теории мелкой воды // В книге «Вычислительная гидродинамика природных течений». – М.: Наука. ФИЗМАТ-ЛИТ, 1997 – Тр. ИОФАН. Т.53.
4. **Беликов В.В., Семенов А.Ю.** Численный метод распада разрыва для решения уравнений теории мелкой воды //Журнал вычислительной математики и математической физики. Том 37, 1997. – №8.
5. **Беликов В.В., Семенов А.Ю.** Явный численный метод распада разрывов для решения уравнений мелкой воды: Препринт № 42. – М.: Институт общей физики АН СССР, 1988.
6. **Belikov V.V., Semenov A.Yu.** Godunov's type methos for a numerical solution of the two-dimensional shallow water equations. Proc. 17th Session of Sci. and Methodol. Seminar on Ship Hydrodynamics. (Oct. 17 – 22, 1988.Bulgaria, Varna) 1988. V. 2. P. 56/1-56/6.
7. **Belikov V.V., Semenov A.Yu.** Non-Sibsonian interpolation on arbitrary system of points in Euclidean space and adaptive generating isolines algorithm. Proceedings of 6<sup>th</sup> Int. Conf. «Numerical Grid Generation in Computational Field Simulations» July 6 – 9, 1998,
8. **Беликов В.В., Милитеев А.Н., Кочетков В.В.** Комплекс программ для расчета волн прорыва «Бор». Российское агентство по патентным и товарным знакам. Свидетельство об официальной регистрации программы для ЭВМ № 2001610638. – М., 2001.
9. **Васильева Е.С.** Прямое численное моделирование развития прорана в грунтовой плотине // Четвертая научно-техническая конференция: Гидроэнергетика. Новые разработки и технологии. Доклады. –СПб.: Изд-во ОАО «ВНИИГ им. Б.Е. Веденеева», 2009 (CD ROM).
10. **Беликов В.В., Васильева Е.С.** Новая модель развития прорана в грунтовой плотине и ее обоснование (в наст. Сб.)

К ВОПРОСУ О ДИНАМИКЕ ОБРУШЕНИИ СУХИХ И ОБВОДНЕННЫХ ГРУНТОВ: ЭКСПЕРИМЕНТАЛЬНОЕ РАССМОТРЕНИЕ

**Беликов В.В., доктор техн. наук., Середавкин В.П., инженер (ОАО «НИИЭС»), Школьников С.Я., кандидат техн. наук (ЗАО «НТЦ Гидротехбезопасность»)**

В рамках декларирования безопасности гидротехнических сооружений должен проводиться расчет размера вреда от возможных гидродинамических аварий этих сооружений. Для выполнения таких расчетов необходимо гидравлическое моделирование аварий, в ходе которого достаточно часто встречаются сложные задачи, требующие больших научных разработок [1]. Одним из наиболее сложных, с точки зрения моделирования аварий, типов гидротехнических сооружений являются накопители твердых отходов промышленности: золошлакоотвалов, гидроотвалов горнорудных предприятий, хвосто- и шламохранилищ и т.д.

Аварии таких ГТС происходят сравнительно чаще, чем аварии других напорных сооружений. Это связано с тем, что накопители отходов не относятся к основным сооружениям предприятий-собственников, из-за чего они менее внимательно обслуживаются, при их создании используются менее качественные материалы (например, дамбы ЗШО часто строят из золошлаков), строительство дамб ведется в зимний период, что осложняет достаточно надежное уплотнение грунта и т.д. По данным Госгортехнадзора РФ в 2003 г. в стране находилось в эксплуатации около 300 хвостохранилищ, при этом более 180 из них — в предаварийном состоянии [2].

Как правило, такие аварии вызывают относительно небольшой ущерб. Приведем некоторые примеры таких аварий.

2 ноября 1999 г. на Качканарском горно-обогатительном комбинате «Ванадий» в Свердловской области произошел прорыв дамбы хвостохранилища [2]. Селевым потоком были уничтожены мосты, автодороги, небольшие плотины и «нитка» газопровода. На окружающую местность и частично в р. Выя вынесено ≈140 тыс. м<sup>3</sup> «хвостов» [3].

25 мая 2004 г. в Приморском крае произошел выброс в р. Партизанскую порядка 60 тыс. м<sup>3</sup> золы в результате прорыва дамбы золоотвала местной ГРЭС. Авария произошла в период остановки работы станции на ремонт; прудок переполнился из-за исключительно сильного ливня. В результате аварии были частично засыпаны железно-дорожные пути Транссиба (движение поездов не прекращалось).



2 марта 2005 г. произошла авария на золоотвале Архангельского ЦБК с выбросом золошлаков в р. Сев. Двина ( $\approx 1,5$  тыс. тонн взвешенного вещества [4]).

4 января 2006 г. прорвало дамбу золоотвала Южнокузбасской ГРЭС. В результате подтоплено три дома в поселке Малышев Лог.

Во всех этих авариях (и большом количестве аналогичных) вред был связан с затоплениями местности из-за прорыва прудка и выноса складированного загрязнителя, а также с попаданием загрязнений в водоемы. Вода из прудка несет в себе взвешенные и растворенные вещества, в связи с чем вред от такого затопления может быть выше, чем от аварий плотин водохозяйственных прудов. Кроме того, часть загрязнителей из отвала вытекает в виде селевого потока и образует на окружающей местности конусы выноса, уборка которых является достаточно дорогой, а иногда и трудновыполнимой работой. Отметим, однако, что не во всех случаях аварии гидроотвалов приводили лишь к чисто экономическим ущербам. Известны случаи, когда вынесенные из гидроотвала оживленные производственные отходы распространялись на достаточно большие расстояния и вызывали значительные человеческие потери. Авария на гидроотвале медного рудника Эль-Кобре в Чили в 1965 г. привела к гибели около 300 чел. [5], на хвостохранилище шахты Буффало-Крик в США в 1972 г. — более 100 чел. [5], шахты Преставель в Италии в 1985 г. — более 250 чел. [6].

По-видимому, наиболее тяжелой гидродинамической аварией на территории бывшего СССР был прорыв напорного фронта дамбы гидроотвала кирпичного завода в г. Киеве [7]. В ходе аварии произошел излив оживленного грунтового материала в виде селевого потока. По официальным данным, число погибших от аварии составило 147 чел. В зону затопления попало 30 га городской застройки. Лавина уничтожила 22 одноэтажных, 5 двухэтажных жилых дома, автобус, троллейбус, 3 вагона трамвая. Практически полностью был разрушен трамвайный парк. К сожалению, до сих пор инженерное описание этой аварии в специальной гидротехнической литературе отсутствует.

В настоящее время так же отсутствуют профессиональные описания каких-либо аварий накопителей твердых отходов, произошедших в России. Практически недоступны специалистам и акты технического расследования причин этих аварий. В соответствии с действующими нормативами [13], расследуются именно причины возникновения аварий; вопросы, касающиеся выявления процес-

сов, происходящих при растекании загрязнителя за пределами накопителей, специально в нормативных требованиях не отражены. Разумеется, полностью они в актах технического расследования причин аварий игнорироваться не могут, так как с ними связан размер вреда, но, по-видимому, рассчитывать на обнаружение в материалах расследования аварий данных, которые позволят серьезно уточнить теоретические вопросы прогноза последствий этих аварий, не следует.

По сути дела потоки, возникающие при авариях гидроотвалов, являются селями. В настоящее время общепринятая теория движения селевых потоков отсутствует. Потребность в построении такой теории связана с моделированием не только аварий накопителей твердых отходов промышленности, но и естественных селевых паводков. По-видимому, такая теория могла бы найти применение и при математическом моделировании оползней, и при более детальной, чем применяемые в настоящее время, теории раскрытия проранов в теле плотин [8], в формировании которых большую роль играет оползание грунта с бортов.

В ряде публикаций предлагается использовать для математического моделирования таких процессов уравнения Сен-Венана, дополненные уравнениями баланса наносов и деформаций дна [9]. При этом непосредственно используются формулы расхода наносов, обоснованные для малых концентраций взвеси и большом линейном размере рассмотрения, характерном для русловых потоков. В некоторых случаях такой подход соответствует физике явления, но он не описывает массовое течение оживленного грунта, представляющего, по сути дела, своеобразную неьютоновскую жидкость.

Текущая по поверхности земли пульпа может рассматриваться как вязкопластичная жидкость, которая может находиться в состоянии покоя при ненулевых напряжениях сдвига. В воде и других вязких жидкостях эти напряжения возникают лишь при течении. В осредненных по глубине слоя движущейся среды математических моделях напряжения сдвига учитываются как трение на дне. При этом состояние покоя вязкой жидкости возможно лишь при горизонтальной свободной поверхности.

В трудах специалистов МГУ, работающих под руководством академика С.С. Григоряна, для описания оползней и снежных лавин применялись уравнения Сен-Венана с дополнительным членом, учитывающим сухое трение [10 – 12]. Включение этого члена приводит к возможности возникновения состояния покоя и при наклон-

ной поверхности, что является важнейшим свойством селевых потоков. В работе [13] предлагалось использование уравнений Сен-Венана с членом сухого трения для описания волн прорыва из накопителей твердых отходов промышленности. Отметим, однако, что непосредственное применение уравнений Сен-Венана с членом сухого трения для целей моделирования селевых потоков, в том числе и техногенных, вызывает сомнения. Это связано с тем, что уравнения Сен-Венана практически не учитывают эпюру скорости в вертикальном сечении потока.

В данной статье описан ряд качественных экспериментов по движению масс грунта и водно-грунтовой смеси, выполненных в Центре гидравлических исследований ОАО «НИИЭС». Задачей экспериментов было получить начальные сведения о трансформации вертикального откоса грунта в естественное устойчивое состояние при различных окружающих условиях. При проведении экспериментов не ставилась цель определения каких-либо параметров движения грунтовых масс. Предполагалось лишь определить отличия таких движений от течения жидкости и оценить возникающие эффекты.

Для выполнения экспериментальных исследований из прозрачного оргстекла толщиной 12 мм была изготовлена емкость с размерами 1200 x 300 x 700 мм, разделенная на две части подвижной перегородкой (рис.1).

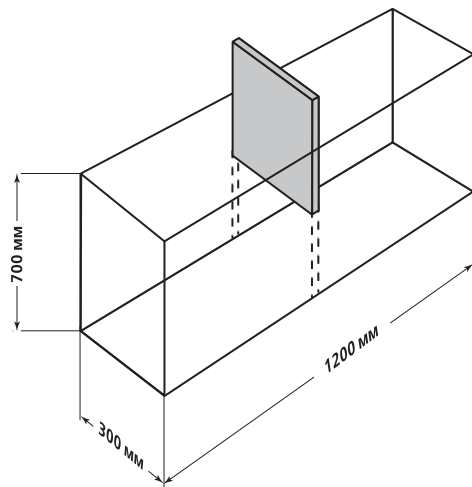


Рис. 1. Схема экспериментальной установки

Опыты были выполнены при различных уровнях первоначального заполнения левой секции от 40 мм до 200 мм, при сухом и увлажненном состоянии грунтов и наличии воды с одной или с двух сторон от перегородки в разных соотношениях. Использовались следующие виды грунтов:

мытый однородный мелкий песок, который по гранулометрическому составу имел средний диаметр частиц  $d_{50} = 0,1$  мм и размер крупных частиц  $d_{90} = 0,3$  мм, обозначенный кодом 01;

разнородный мелкий с примесью крупного песок с  $d_{50} = 0,2$  мм и  $d_{90} = 2,0$  мм, обозначенный кодом 02;

мелкий гравий с  $d_{50} = 6,0$  мм и  $d_{90} = 12,0$  мм, обозначенный кодом 03.

После заполнения и выравнивания грунта в отсеке перегородка быстро выдергивалась (за время ~ 0,1 сек.). Вертикальный откос под собственным весом распластывался, образуя естественный откос. Процесс обрушения и распластывания откоса фиксировался видеосъемкой, а начальное и конечное положение фотографировалось, после чего изображение обрабатывалось на компьютере с помощью координатной сетки с размером ячейки 50x50 мм, нанесенной на лицевой стороне емкости (рис.2).

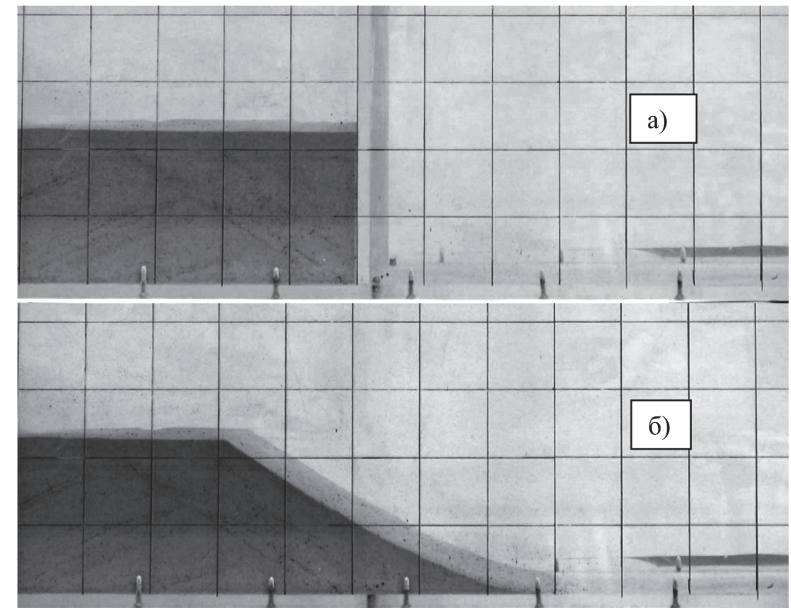


Рис.2. Фотографии исходного а) и конечного б) положения грунта

Обработка опытов заключалась в определении координат профиля откоса и представлении полученной кривой в безразмерном виде, где измеренные по горизонтали и вертикали значения координат точек профиля нормировались высотой начального положения откоса. При этом за начало координат принималась нижняя точка грунта, примыкающая к подвижной перегородке.

Погрешность определения координат искомой точки определялась качеством фотографии и точностью распознавания границы откоса с учетом размеров отдельных частиц грунта. Так, профиль откоса из мелкого однородного и разнородного песка с размером крупных частиц не более 2 мм легко распознавался. Его можно было распознать с погрешностью до 1 мм или 0,5...4 % от верхнего предела измерений (большее значение погрешности относится к меньшей начальной высоте откоса). Однако для гравия с крупными частицами это имело решающее значение в определении границ откоса. Здесь определение профиля вызывало затруднение, а погрешность определения границ была около 5 мм, что составило от 4% до 10% верхнего предела измерений. Размер частиц также влиял на определение абсциссы и ординаты кривой вблизи дна. В представленном материале кривая профиля откоса была проведена по верху зерен.

Для выявления стабильности получаемых профилей некоторые опыты повторялись. Всего было выполнено 35 опытов.

Результаты наблюдений и обработки опытов показали следующее.

Для сухого грунта при достаточно высоком его исходном заложении в левой секции ( $>100$  мм) профиль откоса имел универсальный характер, слабо зависящий от размеров его частиц. Однако при малой высоте ( $H=40$  мм) наблюдалась неопределенность профиля, который мог быть и положе, и круче, чем при большей высоте начального заложения (рис. 3).

При выдергивании перегородки, в начальный момент времени, в нижней части откоса наблюдалось выдавливание грунта и движение по поверхности скольжения в соответствии с гидростатическим распределением давления в его толще, а в верхней части — просадка грунта с нелинейным профилем от максимума вблизи первоначальной границы откоса до минимума на удалении. Можно отметить, что наблюдаемое явление выдавливания грунта у подошвы и просадки сверху начального заложения откоса в опытах могло несколько усугубляться тем обстоятельством, что затвор освобождал грунт в нижней части массива раньше, чем в верхней. Объем перемещенной за счет выдавливания массы грунта был существенно меньше объема, скатывающегося в дальнейшем по по-

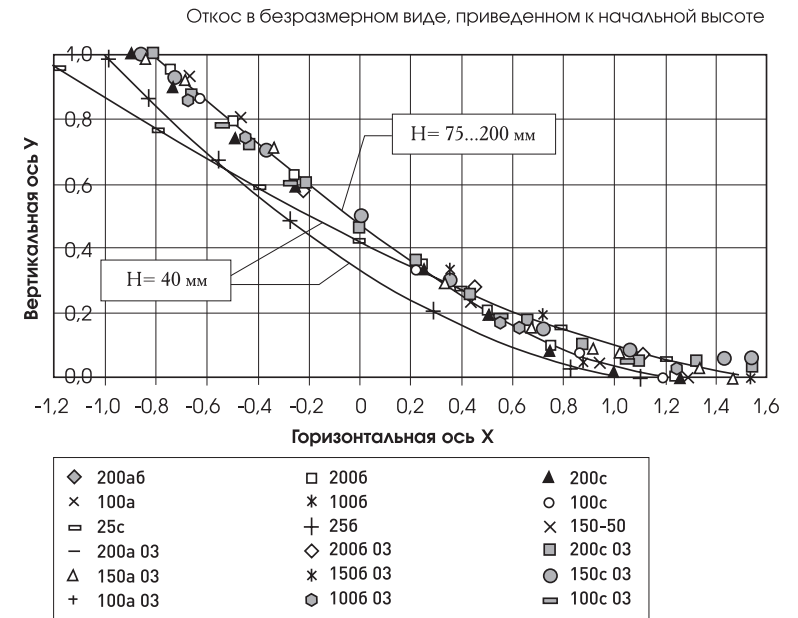


Рис.3. Профили откоса из сухого грунта при начальной высоте 40...200 мм. Обозначение: первая цифра — начальная высота  $h$ , буква — повтор опыта,; вторая цифра — разнородный песок (02), гравий (03)

верхности скольжения. Запасенный первоначальный импульс нижних слоев грунта быстро расходовался на преодоление сил трения и продолжения продольного движения в нижних слоях вблизи дна не наблюдалось, а наблюдалось движение со скатыванием верхнего поверхностного слоя. Последние зерна грунта (конец откоса) останавливались на расстоянии от  $1h$  до  $1,6h$  от «0», где  $h$  — высота начального откоса, а «0» — принятое начало координат. Верх откоса останавливался с противоположной стороны от «0» на расстоянии  $0,79...0,83h$ . Ордината профилей откосов в точке абсциссы «0» составляла  $0,45...0,51h$ .

В первом приближении полученный характерный профиль откоса можно разделить на два участка: нижний, нелинейный участок с более пологим профилем откоса и верхний, более крутой и ближе к линейному.

Визуально в опытах можно было различить практически неподвижную массу грунта, подвижный внутренний слой с существенным градиентом скорости изменяющейся по глубине и приповерхностный слой с относительно слабо меняющейся по глубине ско-



ростью. Такой вид эпюры скорости по глубине не позволяет при математическом описании рассматриваемого явления применять осредненные по глубине реологические модели типа уравнений Сен-Венана для течений жидкости, в которых не учитываются эпюры скорости по глубине или учитываются ее весьма грубо, путем введения корректива количества движения, принимаемого за постоянное число<sup>1</sup>.

Увлажнение гравия (изменение окружающих условий) существенно не повлияло на профиль откоса в его верхней части. В нижней же части, при неполном затоплении водой со стороны НБ, откос останавливался ближе к началу координат ( $1h$ ), чем при полном затоплении ( $1,3h$ ) рис. 4.

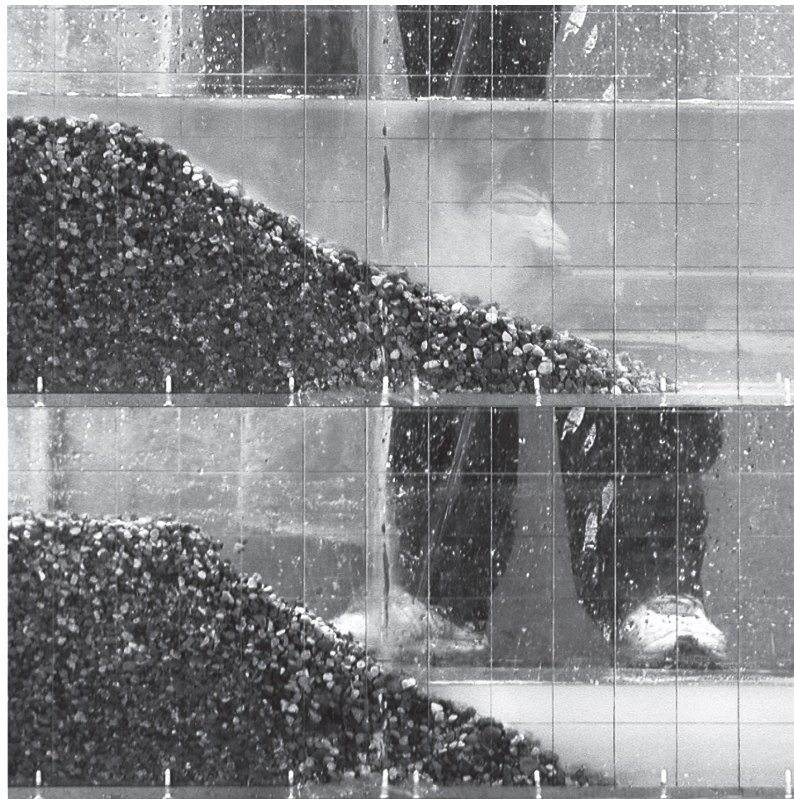


Рис.4. Фото откоса гравия при разном наполнении водой экспериментальной емкости

<sup>1</sup> Введение корректива количества движения как отличной от 1 константы уравнений Сен-Венана, по-видимому, не повышает точность прогноза, приводя в некоторых случаях к абсурдным результатам [14]

Однако для влажного песка картина изменилась кардинально. Увлажнение мелкого песка приводит к появлению дополнительных сил связности за счет сил поверхностного натяжения между водой и мелкими частицами, а при полном насыщении водой происходит его разжижение. Этим определялось то многообразие форм откоса, полученных в опытах с мокрым песком. На рис.5 приведено несколько фотографий, полученных при различном заполнении водой верхнего и нижнего бьефов экспериментальной емкости.

Интересно отметить, что конфигурации обвалившегося грунта, приведенные на рис.5 д) и ж), являются устойчивыми и в опытах сохранялись неподвижными более 5 минут (до конца эксперимента).

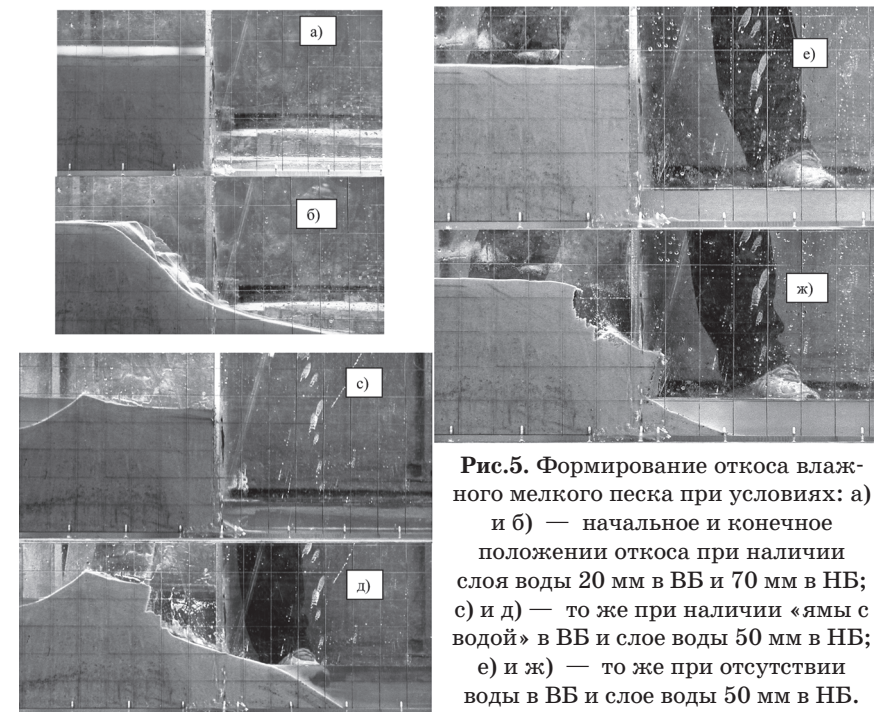


Рис.5. Формирование откоса влажного мелкого песка при условиях: а) и б) — начальное и конечное положения откоса при наличии слоя воды 20 мм в ВБ и 70 мм в НБ; с) и д) — то же при наличии «ямы с водой» в ВБ и слое воды 50 мм в НБ; е) и ж) — то же при отсутствии воды в ВБ и слое воды 50 мм в НБ.

Следует также отметить, что в условиях, когда имеется слой воды в НБ и слой воды в ВБ, часть грунта далеко выносится в нижний бьеф за счет разжижения и взаимодействия с вихревыми течениями жидкости, инициированными обрушением откоса.



Выполненные экспериментальные исследования могут быть использованы для верификации численных моделей динамики обрушения и движения сухих и оживленных грунтов.

ЛИТЕРАТУРА

1. Историк Б.Л., Прудовский А.М., Школьников С.Я. Гидравлические аспекты прогноза условий прорыва напорного фронта гидроузлов // Безопасность энергетических сооружений. Вып. 1. – М.: НИИЭС, 1998.
2. Абрамов В. В. Мировое законодательство на защите природы. Опыт ЕС годится для России // Чиновник. Уральской академии государственной службы и Координационный совет по вопросам государственной и муниципальной службы Уральского региона. – Екатеринбург, 2003. – № 4 (26).
3. Интернет-ресурс «Духовное наследие». Раздел 7. Промышленные и транспортные аварии и катастрофы. <http://www.nasledie.ru>.
4. ИА REGIONUM. 20.04.2005. Интернет-ресурс [www.regnum.ru/news/441499.html](http://www.regnum.ru/news/441499.html).
5. Меленгев В.А, Павлич М.П. Катастрофические аварии хвостохранилищ // Гидротехническое строительство. – М., 1986. – №11.
6. Михайлов Л.П., Самарин В.Г., Церапиер Л.С. Авария плотин хвостохранилища шахты «Преставель» // Гидротехническое строительство. – №12, 1986.
7. Л. Юшко. Трагедия, которой могло не быть. Газета «Новая» Киев, 12.03.2009.
8. Прудовский А.М. Образование прорана при прорыве земляной плотины. // Безопасность гидротехнических сооружений. Вып. 2 – 3. – М.: НИИЭС, 1998.
9. Климович В.И., Прокофьев В.А. Расчет параметров волны прорыва и определение границы зоны затопления при аварии на ЗШО.
10. Григорян С.С., Нилон Н.Н., Остроумов А.В., Федоренко В.С. Математическое моделирование горных обвалов и оползней больших объемов // Инженерная геология., 1983. – № 6 ИА.
11. Эглит М.Э. Неустановившиеся движения в руслах и на склонах. – М.: Изд. МГУ., 1986.
12. Эглит, М. Э. Динамика снежных лавин // Современные математические проблемы механики и их приложения. К 80-летию со дня рождения академика Леонида Ивановича Седова // Тр. МИАН СССР. – М.: Наука, 1989.
13. Школьников С.Я., Секисова И.А. Математическое моделирование волн излива из золоотвалов с учетом сухого трения // Безопасность энергетических сооружений (БЭС). Вып. 15, – М.: НИИЭС, 2005.
14. Школьников С.Я. Поведение разрывных решений нелинейных уравнений теории мелкой воды при различных значениях корректива количества движения // В кн. «Теоретические и экспериментальные исследования длинноволновых процессов». – Владивосток. – ДВНЦ АН СССР, 1985.

ОЦЕНКА УРОВНЯ БЕЗОПАСНОСТИ  
ВОДОСБРОСА С ЗАКРУТКОЙ ПОТОКА

Асташова И.В., инженер, Цедров Г.Н., кандидат. техн. наук,  
(ОАО «НИИЭС»)

Современное состояние проблемы возникновения чрезвычайных ситуаций на водосбросных гидротехнических сооружениях можно оценить, исследуя основные причины аварий крупных гидроузлов: разрушение основания (частота возникновения составляет около 40%) и недостаточная пропускная способность водосброса – 25%, кавитационная эрозия — 22%, высокое давление — 5%, военные действия — 1%, дефекты материалов — 2%, оползание откосов — 2%, неправильная эксплуатация — 2%, землетрясения — 1%.

Обеспечение безопасности водосбросных сооружений не всегда имеет комплексное решение. Наиболее частые причины аварий — это нарушение правил проектирования, строительства и эксплуатации, низкая эффективность государственного надзора, недостаточное финансирование мероприятий по обеспечению безопасности. Но основной фактор снижения безопасности работы водосбросных сооружений связан с несовершенством их конструкций, невозможностью применять оптимальные альтернативные решения из-за неполноты исследований.

Определение надежности гидротехнических сооружений всегда было важным инструментом предотвращения серьезных аварий, приводящих к неминуемым затратам, а порою и человеческим жертвам. В настоящее время механизмы предупреждения аварий приобретают особое значение в связи с освоением рек в горных условиях, позволяющих строить гидросооружения с напорами, превосходящими сотни метров. Скорость водного потока на таких сооружениях может достигать 50 – 60 м/с. Известно, что при таких скоростях водная струя обладает огромной разрушительной силой. Поэтому, чтобы обойти эту и связанные с ней проблемы, разрабатывают приспособления, смягчающие силовое, кавитационное воздействие на элементы, обтекаемые такими потоками. Разрабатываются водосбросные сооружения совершенно нового типа, в которых сама схема пропуска воды обеспечивает условия более благоприятные для конструкций, находящихся в контакте с водным потоком. Наиболее перспективным для современного гидротехнического строительства в этом отношении оказались водосбросы, работающие по принципу закрученного потока.

Современные аспекты надежности и безопасности водосбросных сооружений являются основой нормативно-правовых документов и включают в себя теоретические положения и методы их анализа, которые связаны между собой следующими задачами: контроль, оценка и управление безопасностью.

В настоящее время при проектировании рациональных и экологически приемлемых для окружающей среды гидротехнических сооружений все чаще, но, к сожалению, еще достаточно робко применяют конструкции, использующие эффект закрутки потока. Наиболее плодотворным направлением решения этих задач является применение в гидротехнических сооружениях водосбросов с закруткой потока в отводящем водоводе. Такой водосброс также является решением ряда актуальных вопросов в рассмотрении гидравлических аспектов проблемы оценки и прогноза безопасности водосбросных сооружений. Наличие такой водосбросной системы позволило бы очень существенно снизить объемы работ и стоимость гидроузлов и обеспечить такие водосбросы практической значимостью. Такие водосбросы могут использоваться там, где применение сооружений обычного типа является неэкономичным или сложным из-за особенно сложных топографических и инженерно-геологических условий гидроузлов, для пропуска паводковых расходов, а также при максимально больших перепадах уровней между бьефами. В силу своих гидравлических свойств водосброс с закруткой потока будет являться конкурентоспособным и наиболее экономичным решением. На рис.1 представлена типовая схема такой конструкции водосброса.

Во многих случаях размыв нижнего бьефа из-за неэффективного гашения избыточной энергии сбросного потока является причиной разрушения сооружения. Отсутствие удовлетворительных решений проблемы эффективного и безопасного гашения энергии при больших напорах и обеспечение противокавитационной защиты приводит к необходимости сооружения нескольких ярусов строительных туннелей, что все же не дает возможности избежать воздействия больших скоростей и вызывает значительное увеличение объема туннельных работ, сроков и стоимости строительства, как это было сделано на Нурекском гидроузле, или к установке целой батареи игольчатых затворов, как на ГЭС Боулдер (США). В условиях Нурекской ГЭС сооружение водосбросной системы с закруткой потока позволило бы отказаться от пробивки трех ярусов строительных туннелей сечением около  $100 \text{ м}^2$ , общей длиной 4 – 5 км и дало бы экономию примерно 10 – 12 млн. рублей в ценах 1984 г.

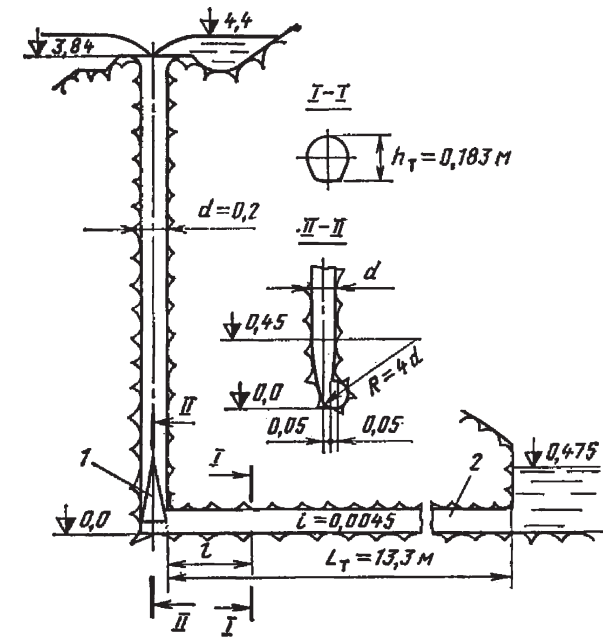


Рис. 1. Типовая конструкция водосброса с закруткой потока  
1 — тангенциальный завихритель; 2 — отводящий туннель

Поэтому крайне желательно устраивать водосбросы в один ярус, если возникает такая техническая возможность. Исследования водосбросов с закруткой потока являются перспективными в этом направлении, то есть в создании сооружений, обеспечивающих практически полное и плавное гашение энергии потока внутри отводящего водовода. В водосбросах с закруткой потока реализуется способ гашения энергии, принципиально отличающийся от способа гашения в традиционных водосбросных сооружениях с осевым потоком, основывающийся на трении внутри потока при минимальном воздействии на сооружение (повышение интенсивности гашения энергии за счет его турбулизации). Такие водосбросы характеризуются плавным гашением избыточной энергии сбрасываемого потока по длине отводящего водовода и, при достаточной длине последнего, весьма полным гашением, в результате чего появляется возможность вовсе отказаться от устройства сооружений для гашения энергии в нижнем бьефе гидроузлов.

Закрученные потоки существенно отличаются от хорошо изученных осевых потоков. Эти отличия обуславливают перспективы

широкого применения закрученных потоков в условиях, когда осевые потоки приносят больше беспокойства в отношении ненадежности из-за кавитационно-эрозийных повреждений и т. д. Современные водосбросные сооружения, работая при напорах более 100 м, находятся под воздействием высокоскоростного потока, вызывающего (при определенных условиях) кавитацию и кавитационную эрозию элементов водосброса, образование опасного гидродинамического воздействия на элементы водосброса. Традиционные методы преодоления этих затруднений идут по пути механистической борьбы с их следствиями. Низкое давление на стенках способствует развитию кавитации, поэтому низкое давление пытаются повысить путем впуска воздуха, что влечет «разбухание» потока и требует увеличения поперечных сечений отводящего водовода. Динамические явления, сопутствующие гашению энергии в нижнем бьефе, пытаются снизить увеличением массы воды, поглощающей сбрасываемую струю, что увеличивает затраты на создание мощных водобойных колодцев, либо увеличением дальности полета и распылением струи, что, в свою очередь, не всегда выполнимо или опасно, так как не всегда прогнозируемы последствия размыва и его влияние на состояние нижнего бьефа. Закрученный поток в пределах отводящего водовода ликвидирует не следствия, а причины возникновения ненадежности эксплуатации таких водосбросов (рис. 2). Весьма многосторонние исследования водосбросов с закруткой потока показали обоснованность создания таких водосбросных систем, например, крупный гидроузел Рогунский и Тери (Индия), а также ГЭС Трех Ущелий (Китай). Кстати, последние две гидростанции уже находятся в эксплуатации. Общее представление об основных закономерностях изменения гидродинамических характеристик потока вдоль водосбросного тракта можно получить и на основании имеющейся уже сегодня информации.

Гашение энергии осуществляется за счет равномерной потери энергии по длине отводящего водовода водосброса, что сопровождается гашением закрутки потока. Анализ потерь энергии по длине всего водосбросного тракта показывает, что диссипация энергии происходит равномерно по всей длине (рис. 3). Имеющий внешнюю ограничивающую поверхность, закрученный поток воды характеризуется весьма высоким давлением на стенках водовода, что в принципе препятствует возникновению кавитации. Основопологающей причиной этого является то, что движение закрученного потока определяется наличием формируемых им самим массовых центробежных сил, которые по своей напряженности в сотни и

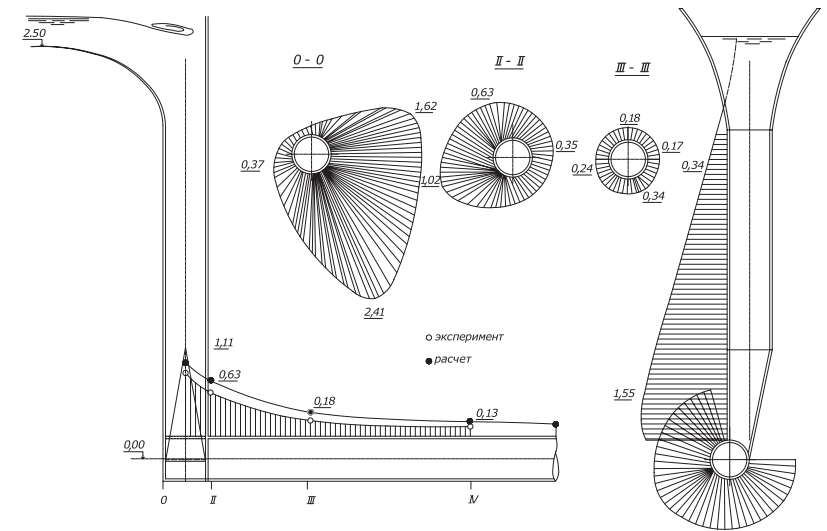


Рис. 2. Распределение статического давления по длине проточного тракта

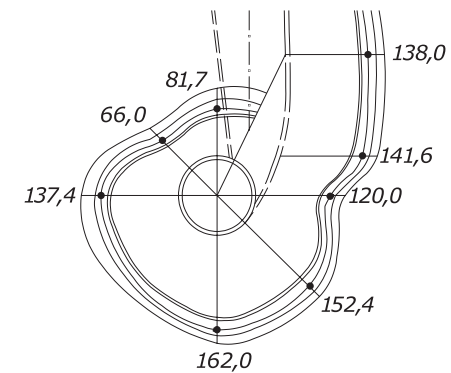


Рис. 3. Распределение осредненного гидродинамического давления в характерном сечении узла закрутки

тысячи раз интенсивнее, чем поле гравитационных сил, определяющее движение незакрученных потоков в традиционных водосбросах. При этом факелы локальных кавитационных очагов, которые могут возникать на стенках водовода с закрученным потоком, в силу существующего поперечного градиента давления, распространяются вглубь потока к центру сечения, а не замыкаются на стен-

ке, как в традиционном осевом потоке. Более того, сам процесс кавитации изначально будет смягчаться за счет интенсивности процесса выделения воздуха, захваченного струей при наполнении шахты. Перечисленные особенности закрученного потока позволяют считать водосбросы с закруткой потока потенциально кавитационно-безопасными. На рис. 3 и 4 показаны результаты экспериментальных исследований в виде распределения осредненного гидродинамического давления в характерных сечениях узла закрутки вихревого водосброса. Анализ позволяет говорить о том, что уже на расстоянии 3-х диаметров туннеля от оси шахты происходит выравнивание круговой эпюры давления, что обеспечивает практически равномерное статическое нагружение обделки туннеля. Как правило, этот результат распространяется на весь участок отводящего туннеля (рис. 5).

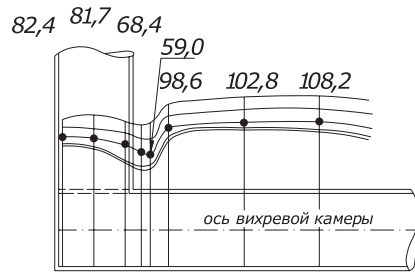


Рис.4. Распределение осредненного гидродинамического давления в характерном сечении узла закрутки

Характер распределения осредненных значений гидродинамического давления на рис.5 свидетельствует о наличии области повышенного давления в начале отводящего водовода, что значительно улучшает кавитационные условия на этом участке, при этом вниз по течению происходит заметное снижение осредненного давления по длине водовода.

Важнейшим требованием безопасности и надежности эксплуатации сооружений является разработка таких схем и конструкций водосбросов, которые обуславливали бы наименьшее влияние сбрасываемого потока на окружающую среду. Образующиеся при строительстве высоких плотин водохранилища приводят к значительному изменению режима течения реки, существенно замедляются естественные процессы растворения в воде кислорода воздуха, в результате чего качество воды снижается. Сооружаемые поверхно-

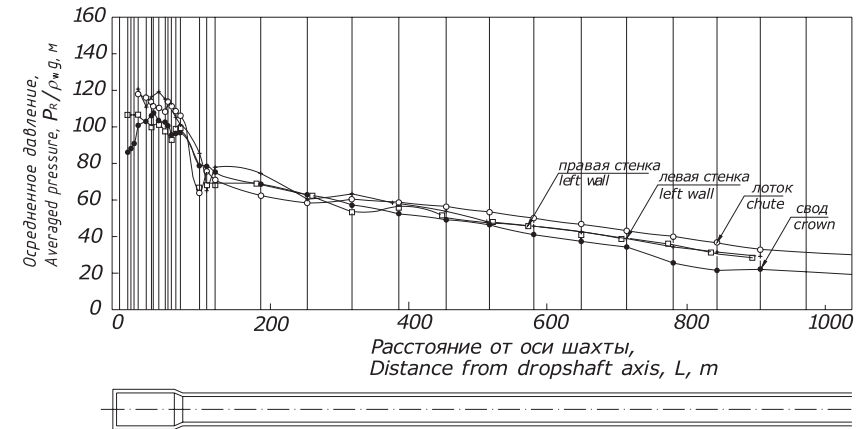


Рис.5. Распределение осредненного гидродинамического давления по длине отводящего туннеля

стные водосбросы (водосливы и быстротоки с носками-трамплинами) в периоды пропуска паводковых расходов способствуют перувлажнению грунтов бортов каньонов и снижению их устойчивости, изменениям микроклимата в долинах рек, что при высокой плотности населения становится чрезвычайно важным обстоятельством; вызывают значительное повышение влажности воздуха в районе действия водосброса, обусловленное интенсивным распылением потока; являются источником сильного шума, больших размывов русла реки в месте падения струи, образования нестационарностей течения в реке ниже водосброса. Отсюда значительные траты на руслоукрепительные и берегоукрепительные работы. С точки зрения воздействия на окружающую среду глубинные водосбросы предпочтительнее поверхностных, однако, пока их применение ограничивается напорами 100 – 200 м. С этих позиций заслуживают внимания перспективные конструкции водосбросов с закруткой потока. Закрутки потока в отводящем водоводе и практически полное гашение энергии в нем позволяют создать экологически чистые водосбросные сооружения, характеризующиеся тем, что существенные пульсационные воздействия потока при гашении его энергии передаются на скальный массив. Как видно из рисунка 6, для принятого узла закрутки перестройка структуры потока незначительно влияет на физические условия выхода воздуха в ядро закрученного потока, но изменяет интенсивность вторичного вихреобразования. При этом гарантируется устойчивое со-



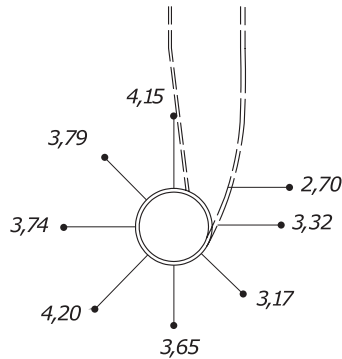


Рис. 6. Схема водосброса с закруткой потока.  $Q = 1900 \text{ м}^3/\text{с}$

стояние русла за сооружением, что существенно снижает опасность обрушения склонов.

В настоящее время нет более рационального, более оптимального по компоновочным решениям метода, чем применение эффекта закрутки потока в водосбросах на высоконапорных сооружениях. При напорах на гидроузлах более 200 м водосбросы с закруткой потока не имеют альтернативного технического решения по эффективности гашения энергии потока и стоимости сопрягающих сооружений нижнего бьефа.

Исследования возможностей закрученных потоков для решения сложнейших научно-технических проблем, возникающих при строительстве и эксплуатации крупных высоконапорных водосбросов, имеют уже многолетнюю историю. Применение закрутки потока в высоконапорных водосбросах объективно повышает их техническую и экологическую безопасность. К сожалению, в силу ряда причин, практический опыт проектирования и эксплуатации водосбросов с закруткой потока прирастает очень медленно, и поэтому авторы предпринимают еще одну попытку возродить интерес инженерной общественности к этому типу сооружений. Следует отметить, что такие сооружения за рубежом эффективно функционируют. Широкое применение они нашли в Италии. Было построено более 25 водосбросов с закруткой потока, например, первый водосброс на ГЭС Пескара (Pescara) эксплуатируется до сих пор, но это были небольшие сооружения, рассчитанные на пропуск небольших расходов, в основном, это дождевые ливнеспуски. Самый большой из известных ливнеспусков такого типа пропускнул всего  $136 \text{ м}^3/\text{с}$ .

Выполнен ряд модельных исследований, теоретические исследования математических моделей и ряд конструктивных разработок водосбросов с закруткой потока для таких гидроузлов, как Туполангский в Узбекистане (конструкция тангенциального завихрителя), Тельмамский гидроузел (контрвихревой гаситель) на реке Мамакан в Российской Федерации и т.д. Все больший интерес представляет реконструкция существующих оросительных систем во многих странах мира, например, Колумбии. Бурные режимы течения и извилистость магистрального канала в условиях предгорного рельефа накладывают отпечаток на конструкции водопропускных сооружений. Существующие конструкции имеют свои недостатки, поэтому разработка и исследование конструкций, где гашение энергии и поворот потока можно осуществлять внутри сооружения, представляет практический интерес и является актуальной задачей инженеров всех стран. При проектировании и строительстве высоконапорных ирригационных гидроузлов для засушливых земель Средней Азии, Азербайджана и Казахстана особо остро встает вопрос, связанный с обеспечением наиболее рационального использования воды в период эксплуатации сооружений. Следует создавать компактные и экономически выгодные схемы совмещения паводковых и эксплуатационных водосбросных трактов в одном сооружении. К сожалению, все достоинства в области применения водосбросов с закруткой потока не использованы в полной мере.

Идея использования закрутки потока при сбросе больших расходов на сооружения, достигающих высоты 240 – 300 метров, возникла при проектировании Рогунского гидроузла в Таджикистане. Позднее материалы этих исследований легли в основу разработки конструкций шахтных водосбросов гидроузла Тери с напором 240 м и расходом  $1600 \text{ м}^3/\text{с}$ . В России из многих работ по проектированию водосбросов с закруткой потока наиболее масштабной является работа, выполненная отделом гидравлических исследований ОАО «НИИЭС» по заказу института Гидропроект им. С.Я.Жука с целью разработки мероприятий повышения безопасности крупнейшего гидроэнергокомплекса Тери в Индии. В результате работы предложена компоновка, обладающая высокой маневренностью, способная обеспечить требования по условиям эксплуатации гидроузла и по водообеспечению водопотребителей при остановке агрегатов ГЭС в аварийном случае. Принятые решения существенно повышают надежность ра-

боты водосбросных сооружений и позволяют эффективно использовать туннели, запроектированные на строительный период для пропуска части паводков при эксплуатации гидроузла.

Большой объем гидравлических исследований был проведен для Рогунской ГЭС в Таджикистане. Уже сегодня проработано несколько вариантов инженерных решений водосбросов различного типа на Рогунском гидроузле. Исследовалось семь модификаций отводящего участка шахтного водосброса, различающихся между собой геометрическими размерами элементов конструкции. На рис. 7 представлен один из исследованных вариантов с цилиндрическим отводом  $d_{\text{ц}} = 13$  м, длиной  $l_{\text{ц}} = 11,5d_{\text{ц}}$ , переходящим затем в туннель коробового сечения. Отношение поперечных площадей туннелей коробового  $\omega_{\text{кр}}$  и круглого  $\omega_{\text{ц}}$  сечений составляло  $\omega_{\text{кр}}/\omega_{\text{ц}} = 1,63$ . Участок смены формы сечения туннеля представлял собой своеобразную камеру гашения, в которой происходила интенсивная диссипация энергии потока, разрушение его вихревой структуры и формирование безнапорного течения со свободной поверхностью воды в туннеле.

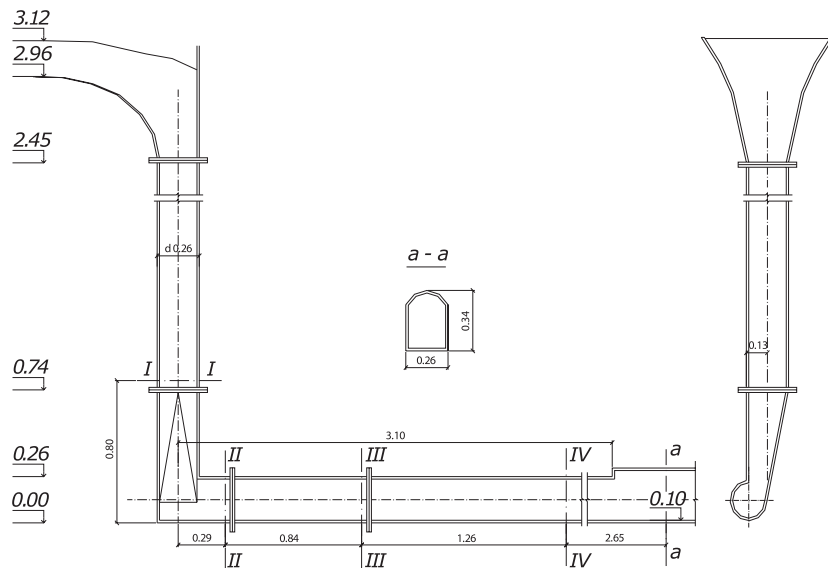


Рис. 7. Модель (М 1:50) шахтного водосброса с вихревым отводом воды

Водосброс с закруткой потока для этого гидроузла и по современным подходам является наилучшим решением. С одной стороны, для

уменьшения затрат на строительство водосбросных сооружений и сокращения сроков строительства гидроузла в целом целесообразно увеличение расходов в отводящих водоводах и напоров на гидротехнические затворы. С другой стороны, Рогунский гидроузел осуществляется с напором на затворы до 200 м, что влечет за собой возрастание скоростей до 60 м/с. Все это требует решения ряда проблем, в том числе уменьшение части кинетической энергии потока внутри туннеля, непосредственно за камерами затвора с целью уменьшения динамических воздействий на элементы сооружений и кавитационных разрушений поверхностей водоводов. Проведенные ранее исследования показывают преимущество по эффективности гашения в таких водосбросах: только в вертикальной шахте водосброса и закручивающем устройстве теряется 41%; на сопрягающем участке до 15% начальной энергии потока и в камере гашения до 33% при достаточно коротком отводящем водоводе. Из многих схем пропуска строительных расходов подробно рассматривались две: водосброс с закруткой потока и водосброс с сегментным затвором. Предварительные расчеты показали, что применение водосбросной системы с закруткой потока позволит сократить стоимость строительного водосброса на 10 млн. рублей в ценах 1984 г.

Чрезвычайно высокий интерес к созданию Рогунского гидроузла, который существует в Таджикистане и в России сегодня, свидетельствует, что наступает новый этап в исследовании водосбросов с закруткой потока. Необходимо продолжить экспериментальные и расчетные исследования на различных участках водосброса по изучению таких уникальных сооружений, уделив особое внимание некоторым специфическим вопросам.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Волшаник В.В., Зуйков А.Л., Карелин В.Я. Закрутка потока, как фактор безопасности и надежности высоконапорных водосбросов. Международный симпозиум МАГИ (IARN) «Гидравлические и гидрологические аспекты надежности и безопасности гидротехнических сооружений». –С-Пб., 2002.
2. Новикова И.С., Родионов В.Б., Розанова Н.Н. Вихревые водосбросы с гашением энергии по длине отводящего тракта. Научно-технический и производственный сборник: «Безопасность энергетических сооружений». –М.: ОАО «НИИЭС». Вып. 12., 2003.
3. Н.Н. Розанова. Водосбросные сооружения, как фактор безопасности гидротехнических объектов. Материалы международной научно-практической конференции. – М., 2006.

4. Новикова И.С., Родионов В.Б., Животовский Б.А., Розанова Н.Н. Шахтные водосбросы с вихревым отводом воды. Международный симпозиум МАГИ (IARN) «Гидравлические и гидрологические аспекты надежности и безопасности гидротехнических сооружений». –С-Пб., 2002.
5. Родионов В.Б., Лысенко Б.П. Заключительный отчет по гидравлическим исследованиям правобережных водосбросных сооружений. Гидроузел Тери на реке Бхагирати в Индии. Отчет по НИР, НИС Гидропроекта. –М., 1991.

### ОСОБЕННОСТИ ДВИЖЕНИЯ ВОЗДУХОНАСЫЩЕННОГО ПОТОКА ВОДЫ В ВЫСОКОНАПОРНЫХ ВИХРЕВЫХ ВОДОСБРОСАХ

*Волшаник В.В., доктор техн. наук, Зуйков А.Л., кандидат техн. наук (МГСИ), Куприянов В.П., кандидат техн. наук, Новикова И.С., кандидат техн. наук, Родионов В.Б., кандидат техн. наук, Ханов Н.В., доктор техн. наук, профессор, Цедров Г.Н., кандидат техн. наук, Асташова И.В., инженер (ОАО «НИИЭС»)*

Строительство крупных высоконапорных гидроузлов поставило ряд сложных инженерных и научных задач, требующих нового подхода к их решению. Одной из них является создание надежных и экономичных водопропускных сооружений, способных при напорах до 300 м пропускать расходы до 10 000 м<sup>3</sup>/с, работать как в строительный, так и в эксплуатационный периоды, позволяющих совмещать водосбросной и энергетический водопропускные тракты.

Одним из наиболее перспективных направлений решения этих и ряда других задач является применение в гидротехнических сооружениях закрученных потоков воды.

История строительства и исследований гидротехнических сооружений, в которых используются закрученные потоки, насчитывает многие десятилетия. Однако переход к строительству высоконапорных сооружений заставил более углубленно подойти к изучению явлений, связанных с течением высокоскоростных закрученных потоков, и разработке принципиально новых их типов и конструкций.

Многолетние теоретические и экспериментальные исследования высоконапорных водосбросов с закруткой потока (вихревых), выполнявшиеся, в основном, в Московском инженерно-строительном институте (МИСИ, ныне Московский государственный строительный университет, МГСУ), научно-исследовательском секторе Гидропроекта (НИС Гидропроекта, ныне Научно-исследовательский институт энергетических сооружений,

НИИЭС), Всесоюзном (ныне Всероссийском) научно-исследовательском институте гидротехники (ВНИИГ), Специальном конструкторском бюро «Мосгидросталь», Университете (ныне Российском) дружбы народов (РУДН), Московском гидромелиоративном институте (МГМИ, ныне Московский государственный университет природообустройства, МГУП) дали, возможно, практически исчерпывающую информацию о гидротехнических сооружениях, позволяющую сегодня надежно выполнять гидротехнические расчеты, выбирать конструкцию и разрабатывать проекты. В процессе исследований вихревых водосбросов с нововихревой закруткой, на базе которой построен крупнейший в настоящее время в мире вихревой водосброс ГЭС Тери в Индии, были предложены сооружения с взаимодействующими закрученными потоками, обладающие уникальными энергогасящими свойствами. Сегодня необходимы следующие шаги, способствующие продвижению прогрессивных вихревых водосбросов в практику гидротехнического строительства.

Проблема повышения надежности эксплуатации высоконапорных водосбросов продолжает оставаться актуальной в отечественной гидротехнике. Опасность аварии обусловлена двумя основными факторами: кавитацией на стенках сооружения при ее обтекании высокоскоростным потоком воды, движущимся со скоростью до 50 – 70 м/с; и гашением в специальной камере или в нижнем бьефе избыточной кинетической энергии сбрасываемого потока, достигающей сотен, тысяч и миллионов киловатт. Традиционные методы преодоления этих затруднений идут по пути механистической борьбы с их следствиями. Низкое давление на стенках, вызывающее кавитацию, пытаются повысить путем впуска воздуха, что влечет «разбухание» потока и требует увеличения поперечных сечений. Динамические явления, сопутствующие гашению энергии в нижнем бьефе, пытаются снизить увеличением массива воды, поглощающего сбрасываемую струю, увеличением дальности полета и распылением струи, и т.п.

Закрутка потока в пределах проточного тракта водосброса ликвидирует не следствия, а причины возникновения ненадежности эксплуатации.

Ограниченный (имеющий внешнюю ограничивающую поверхность) закрученный поток воды характеризуется высоким давлением на стенках водовода, что в принципе препятствует возникновению кавитации. Основополагающей причиной этого является то, что движение закрученного потока определяется наличием форми-

руемого им самим массового поля центробежных сил, которое по своей напряженности в сотни и тысячи раз интенсивнее, чем поле гравитационных сил, определяющее движение незакрученных потоков в традиционных водосбросах.

Факелы локальных кавитационных очагов, которые могут возникнуть на стенках закрученного потока, будут распространяться вглубь потока, к центру сечения, в силу существующего в закрученном потоке поперечного градиента давления, а не будут замыкаться на стенке, как в осевом потоке.

Перечисленные особенности закрученного потока позволяют считать вихревые водосбросы потенциально кавитационно-безопасными и поэтому имеющими хорошие перспективы применения на высоконапорных водосбросах.

Кроме кавитационной безопасности, эффективность вихревых водосбросов с моновихревой закруткой определяется весьма плавным гашением избыточной энергии сбрасываемого потока по длине водосбросного тракта и при достаточной длине последнего весьма полным гашением, в результате чего появляется возможность вовсе отказаться от устройства сооружения для гашения энергии в нижнем бьефе гидроузла.

Представляется, что вихревые высоконапорные водосбросы с успехом могут быть применены на проектируемых и перспективных гидроузлах, обеспечив повышение безопасности их эксплуатации и снижение капитальных затрат на строительство. Хорошие перспективы в отношении применения вихревых водосбросов представляет Рогунский гидроузел, проектирование которого возрождается с учетом новых экономических условий и технических достижений последних лет.

На Рогунском гидроузле просматривается возможность применения шахтных водосбросов с вихревыми отводящими водоводами, совмещаемыми со строительными туннелями, и закруткой потока тангенциальными завихрителями, размещаемыми в узле сопряжения вертикальных шахт с горизонтальными туннелями. По конструкции рогунские вихревые водосбросы, очевидно, будут подобны построенным водосбросам гидроузла Тери в Индии. Однако отсутствие пока опыта эксплуатации этих водосбросов, а также то обстоятельство, что в свое время экспериментальных испытаний шахтных водосбросов с вихревыми отводящими водоводами на высоконапорных гидравлических стендах проведено не было, сейчас возникла проблема, целиком связанная с желанием обеспечить безопасность эксплуатации водосбросов и обусловленная особенно-

стями движения воздухомытого потока воды по всему проточному тракту вихревых шахтных водосбросов.

Оговоримся, что применение термина «вихревой шахтный водосброс» справедливо только в контексте настоящей статьи, ибо в мировой практике этот термин закрепился за шахтными водосбросами с закруткой потока на водоприемном оголовке и последующей раскруткой потока по высоте вертикальной шахты. Рассматриваемые здесь шахтные водосбросы поэтому правильнее называть шахтными водосбросами с вихревыми отводящими водоводами.

Шахтный водосброс с вихревым водоводом (рис. 1) состоит из водоприемного оголовка (ему может предшествовать подводящий канал), вертикальной шахты, завихрителя и отводящего водовода.

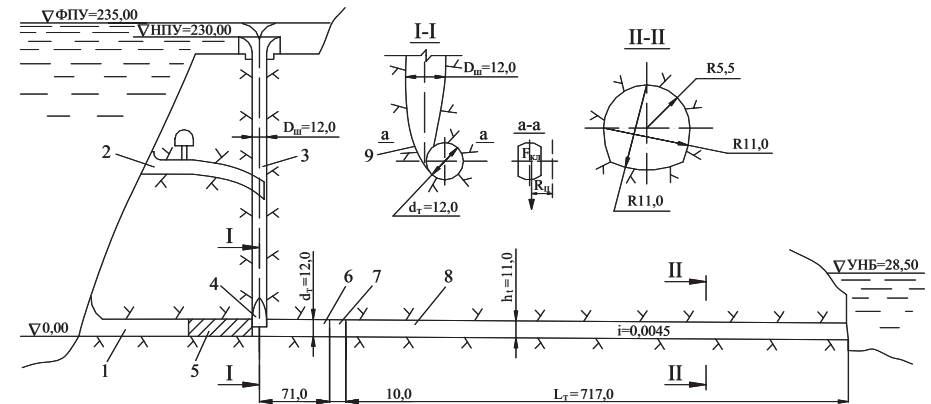


Рис. 1. Шахтный водосброс с вихревым отводящим водоводом: 1 — строительный туннель; 2 — глубокий водоприемник; 3 — шахта; 4 — тангенциальный завихритель; 5 — пробка; 6 — туннель круглого сечения; 7 — переходной участок; 8 — отводящий туннель; 9 — цилиндрическая вставка завихрителя

На гидроузле Тери построен так называемый тангенциальный завихритель — завихритель простейшей конструкции, проточный тракт которого заканчивается сжатым сечением, имеющим близкую к прямоугольной форму. Сжатое сечение тангенциального завихрителя определяет пропускную способность водосброса; максимальный расход через водосброс проходит при максимальном уровне воды над сжатым сечением; предусматривается, что в этом случае водоприемный оголовок шахты находится в затопленном состоянии. Водосброс способен работать и при меньших расходах, при



этом напор над сжатым сечением будет меньше, и водоприемный оголовок не будет затоплен. В шахте водосброса установится так называемый промежуточный бьеф, на свободную водную поверхность которого будут падать струи воды, в безнапорном режиме переливающиеся через водоприемный оголовок. Степень насыщения воды в шахте пузырьками воздуха будет исключительно высока; относительно маленькие пузырьки воздуха не смогут покинуть нисходящий водный поток и вместе с ним достигнут низа шахты и завихрителя. Гидростатическое давление в устье шахты в зависимости от уровня промежуточного бьефа может оказаться существенно выше атмосферного давления, при котором пузырьки воздуха попали в воду; поэтому воздух в пузырьках будет сжат, и их диаметр уменьшится. Необходимо иметь в виду, что с увеличением давления, а это увеличение по высоте шахты весьма существенно, растворимость газов в воде заметно возрастет, и часть воздуха будет присутствовать в водном потоке не только в виде пузырьков другого агрегатного состояния, но и в растворенном виде.

Таким образом, в сжатом сечении тангенциального завихрителя водный поток будет содержать значительное количество воздуха в том или ином виде.

Как отмечалось выше, тангенциальный подвод потока воды к отводящему водоводу формирует по поперечному сечению последнего поле центробежных сил, в котором поток движется далее.

Имеются две основные особенности движения закрученного потока воды на начальном участке отводящего водовода, связанные с действием поля центробежных сил. Одна из них заключается в образовании в приосевой зоне отводящего водовода разрыва сплошности воды, так называемого паровоздушного ядра, жгута, кавитационной каверны и т.п., заполненного воздухом и парами воды, имеющего близкую к цилиндрической форму. Значительные силы трения внутренней поверхности водного потока, образующей ядро, формируют сильную воздухо-транспортирующую способность потока, в силу которой воздух, поступающий из воды в ядро, быстро уносится в сторону нижнего бьефа, и на начальных участках ядра формируется разряжение, близкое к полному вакууму.

Таким образом, воздухом насыщенный поток воды, находящийся в сжатом сечении под большим давлением, минуя его, мгновенно оказывается в кольцевом потоке, отличающемся громадным поперечным градиентом давления. Этой физической модели течения неизбежно сопутствуют процессы интенсивной дегазации воды.

Очевидно, большая часть воздуха сепарируется из воды в виде видимых воздушных пузырьков. Попадая в любой точке кольцевого потока в зону более низкого, по сравнению со сжатым сечением завихрителя, давления, воздушный пузырек расширяется и под действием поперечного градиента давления начинает быстро двигаться в сторону паровоздушного ядра. Проходя через поверхность раздела сред на границе ядра, воздух из бывшего пузырька пополняет содержимое ядра.

Воздушные пузырьки, надо полагать, в сжатом сечении завихрителя примерно равномерно распределены по его площади. Поэтому и в кольцевом потоке воды за сжатым сечением пузырьки воздуха покидают воду по всей толщине водяного кольца. При этом они проходят разный путь. Диаметр пузырька по мере его продвижения от периферии к ядру постоянно увеличивается вследствие снижения давления.

Другая порция воздуха выделяется из воды вследствие значительного снижения растворимости газов в воде при снижении давления. В центрах концентрации напряжений, всегда имеющих в реальных потоках воды, из выделяющихся из воды газов формируются пузырьки, поведение которых аналогично описанному выше движению воздушных пузырьков. Пока трудно сказать, сколько именно газа остается в кольцевом потоке воды в растворенном состоянии, однако можно предположить, что он там имеется в периферийных слоях воды, где давление повышено. По мере затухания закрутки по длине отводящего водовода давление в потоке на стенке уменьшается, и выделение растворенного газа продолжается; выходя в паровоздушное ядро, газ пополняет его содержимое.

Выделение воздуха и газа из воды в зоне отводящего водовода сразу за завихрителем создает два источника гидродинамической неустойчивости потока. Один из них связан с существованием гидродинамического следа в воде за достаточно быстро движущимся воздушным пузырьком. Другой определяется моментом перехода пузырьком границы раздела сред на поверхности, отделяющей кольцевой поток воды от паровоздушного ядра.

Дегазация потока должна происходить достаточно быстро вследствие громадных поперечных градиентов давления в высокоскоростном закрученном потоке. Вряд ли длина зоны дегазации вдоль оси отводящего водовода будет существенно превышать длину сжатого сечения завихрителя в том же направлении. Косвенным свидетельством окончания процесса дегазации должна явиться стабилизация диаметра паровоздушного ядра на начальном участке от-

водящего водовода, примыкающем к его торцевой стенке; многочисленные экспериментальные исследования подтверждают предположение о короткой длине участка дегазации.

Перечисленные причины появления гидродинамической неустойчивости при дегазации потока, как можно предположить, не должны вызвать возникновения энергонесущих пульсаций, особенно низкочастотных. К тому же, в сильно закрученном потоке вследствие поперечного градиента давления возникающие в толще воды центры неустойчивости должны перемещаться быстрее к середине сечения, и вряд ли при том малом размере физических источников неустойчивости микропульсации давления будут достигать периферии, то есть стенок сооружения.

Тем не менее, проблема эта остается открытой, в числе немногих других нерешенных проблем, недостаточно изученных в отношении движения закрученных потоков жидкости с приосевым разрывом сплошности (в том числе задача о количественных характеристиках транспортирующей способности воздуха таким потоком).

К сожалению, результаты фундаментальных исследований моновихревого потока с разрывом сплошности не содержат материалов, освещающих с гидродинамических позиций проблему дегазации. Справедливости ради считаем необходимым отметить, что во время проводившихся исследований на эту проблему специально не обращали внимание, и возможно потому, что она сама себя не проявляла в той мере, что это могло бы вызвать опасения в безопасности гидротехнического сооружения. Дегазация, естественно, происходила, но достаточно плавно, без каких бы то ни было пульсационных или звуковых проявлений.

Нам известны результаты экспериментальных испытаний пяти крупных серий гидравлических моделей вихревых водосбросов с разрывом сплошности закрученного потока в отводящем водоводе: В.В. Казеннова и А.П. Мордасова в МИСИ, Б.А. Животовского в УДН, группы исследователей в НИСе Гидропроекта и Н.В. Ханова в МГМИ. Исследования в МИСИ и УДН носили методический характер и выполнялись с завихрителями, не являющимися тангенциальными; исследования в НИСе Гидропроекта и в МГМИ, хотя и выполнялись для шахтных вихревых водосбросов, но проводились на гидравлических стендах с небольшими напорами. Только исследования А.П. Мордасова в МИСИ проводились при натуральных значениях напора до 200 м.

На гидравлическом стенде в МИСИ, рис. 2, закрутка потока осуществлялась так называемым вихревым затвором (рис. 3),

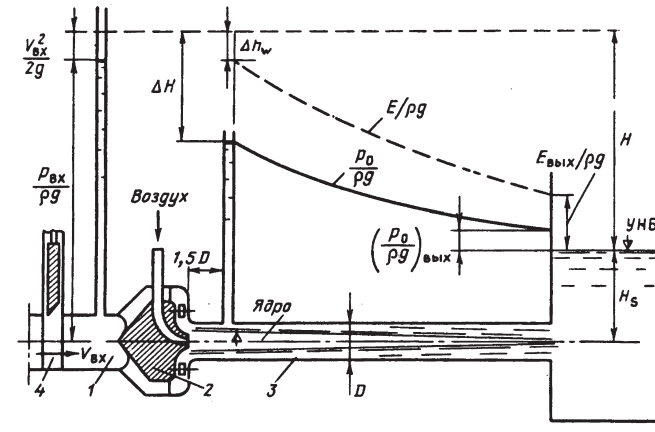


Рис. 2. Гидравлический стенд в МИСИ для исследования «вихревого затвора»

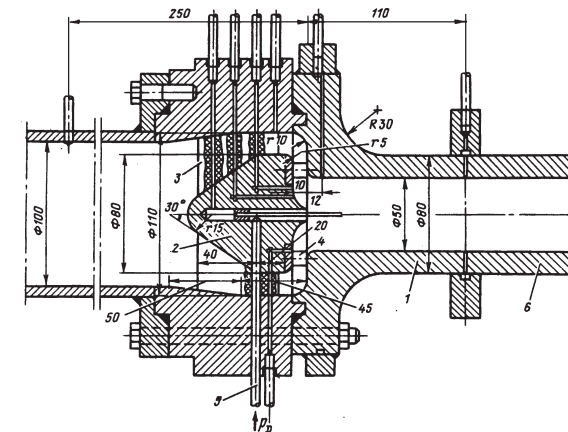


Рис. 3. Лопаточный «вихревой затвор»

представляющим собой круговую решетку поворотных направляющих лопаток, аналогичную направляющему аппарату реактивных гидротурбин, обеспечивающую местную закрутку потока и регулирование расхода. Длина отводящего горизонтального водовода составляла 100 его диаметров (рис. 2). Выход потока осуществлялся как в атмосферу, так и под уровень воды в нижнем бьефе. Для возможности наблюдений модель водосброса была выполнена из полированного органического стекла. Опыты проводились при напоре до 200 м и расходе воды до 60 л/с.

В режимах без впуска воздуха в паровоздушное ядро в последнем устанавливался полный вакуум. Возможно, это отчасти связано с тем, что гидравлический стенд был устроен по замкнутому циклу, и вода после прохождения высоконапорных насосов практически не имела воздушных включений, такой она и поступала в сжатое сечение вихревого затвора. Поэтому притока воздуха в паровоздушное ядро со стороны поступающего в отводящий водовод потока не происходило.

Несмотря на большие значения используемого напора и громадные значения центробежных ускорений, никаких особенных динамических явлений при многочасовой работе модели водосброса отмечено не было. В итоге многолетних гидравлических испытаний на этом стенде получен уникальный экспериментальный материал, открыты новые гидравлические явления и закономерности движения высокоскоростного закрученного потока жидкости.

Гидравлический стенд, на котором проводились исследования в МГУП, показан на рис. 4. Стенд состоит из мерного (1) и напорного (3) баков, расположенных один над другим. В мерном баке установлен прямоугольный мерный водослив (2), с помощью которого измерялся расход воды, подаваемый на модель. Из мерного бака вода поступает в напорный бак. К напорному баку при-

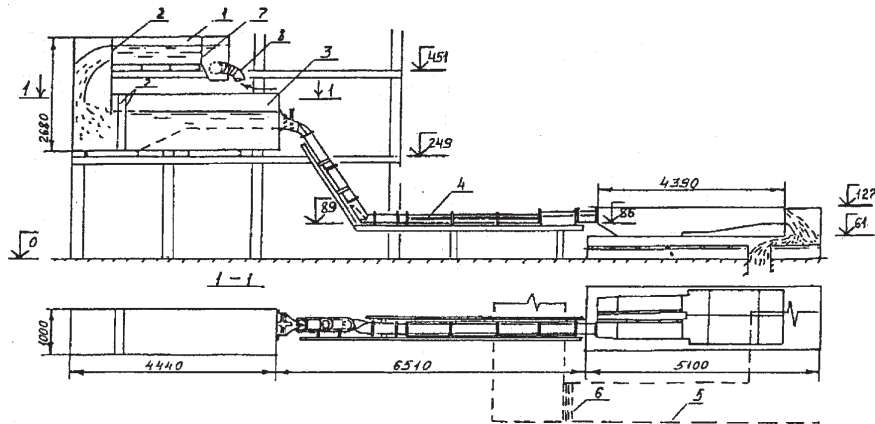


Рис. 4. Гидравлический стенд в МГУП для исследования вихревых водосбросов. Схема экспериментальной установки: 1 — мерный бак; 2 — прямоугольный мерный водослив; 3 — напорный бак; 4 — гидравлическая модель; 5 — водосбросная галерея; 6 — треугольный мерный водослив; 7 — успокоительные решетки; 8 — подающая труба

соединяется оголовок модели водосброса (4) В обоих баках были установлены успокоительные решетки (7).

Подвод воды на установку осуществляется по трубопроводу (8) диаметром 300 мм. Дополнительно расход измерялся с помощью треугольного мерного водослива (6), установленного в сбросной галерее (5), куда поступает вода, пройдя через модель.

Гидравлическая модель вихревого водосброса была изготовлена из оргстекла в масштабе 1 : 50. Ее прототипом является проект водосброса Тельмамского гидроузла (один из вариантов); его основные параметры:

$$Q_{0,01+\Delta} = 1980 \text{ м}^3/\text{с}, H = 134 \text{ м}; Q_{0,1} = 1905 \text{ м}^3/\text{с}, H = 132 \text{ м}$$

Модель состояла из следующих составных частей (рис.5): водоприемника (1); наклонной под углом 60° шахты (2); тангенциального завихрителя потока (3); отводящего туннеля (6); камеры гашения (7); водобойного колодца (9).

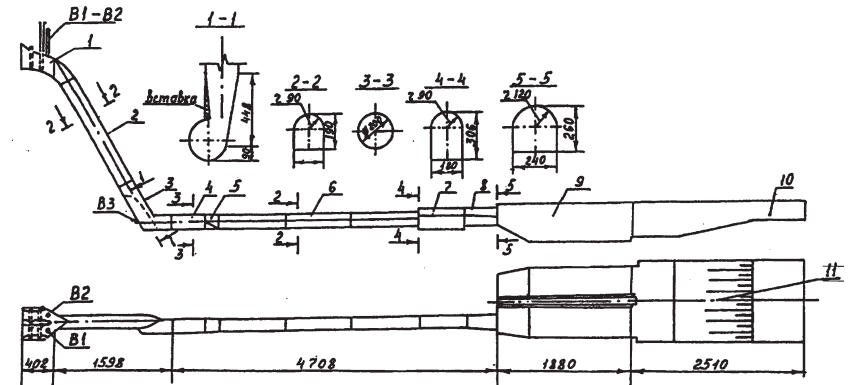


Рис. 5. Схема гидравлической модели вихревого водосброса с наклонной шахтой: 1 — водоприемник; 2 — наклонная шахта; 3 — тангенциальный завихритель; 4 — цилиндрический участок; 5 — переходный участок; 6 — отводящий туннель; 7 — камера гашения; 8 — концевой участок; 9 — водобойный колодец; 10 — отводящий канал; 11 — разделяющая перегородка; (B1-B2) и B3 — воздуховоды

Измерения характеристик закрученного потока проводились в режимах, как с подачей, так и без подачи воздуха в отводящий тракт.

Измерение осредненных пьезометрических давлений на стенках элементов водосброса осуществлялось «обычными» пьезометрами с приемным отверстием диаметром 1мм. Большое количество пьезометров по периметру сечения водовода позволяло

с достаточной подробностью получать эпюру давления закрученного потока на стенке водовода.

Исследование динамического воздействия потока на стенки тангенциального завихрителя проводилось при помощи датчиков переменного давления типа ППДЧ, изготовленных на основе эпитаксиальных структур, разработанных в НИИЭС. Датчики устанавливались в местах наиболее вероятного появления максимальных динамических нагрузок. Установка датчиков осуществлялась заподлицо с поверхностью модели в специально подготовленные гнезда.

Давление в ядре было всегда меньше атмосферного, поэтому оно определялось вакуумметром, соединенным с центральной зоной потока. В проведенных исследованиях закрутка потока осуществлялась тангенциальным закручивающим устройством, что обусловило некоторую асимметрию (рис. 6) протекающего по водоводу закрученного потока. Ядро закрученного потока по длине водовода имело форму спирали, интегральная ось которой совпадала с осью туннеля. В каждом отдельном сечении ядро потока было смещено по отношению к оси поперечного сечения водовода. Это вызвало некоторое различие значений, измеряемых в разных створах сечения водовода (потолка, пола, правой и левой стенок туннеля).

В результате обработки полученных опытных данных был построен график, приведенный на рис. 7, который представляет со-

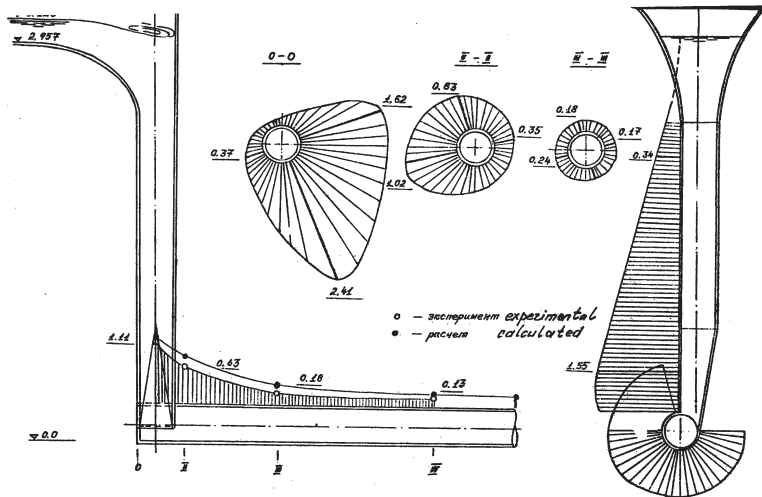


Рис. 6. Распределение избыточного давления на стенки водовода круглого поперечного сечения

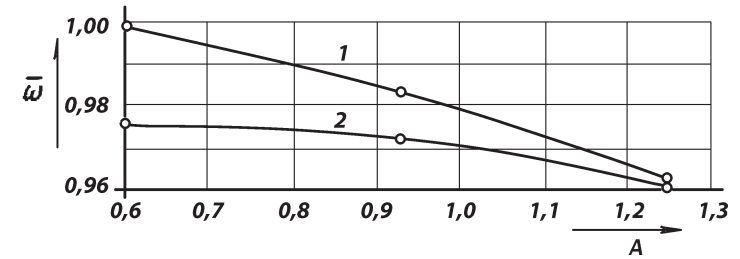


Рис. 7. Зависимости относительной площади от геометрического параметра завихрителя  $\omega = f(A)$  и угла наклона подводящего водовода: 1 — для режимов без воздуха; 2 — для режимов с подачей воздуха в жгут

бой группу зависимостей относительной площади, занятой потоком в торце туннеля, от геометрического параметра завихрителя и угла наклона подводящего водовода-шахты  $\omega = f(A, \beta)$ . Анализ показывает, что по мере роста  $A$  площадь сечения жгута увеличивается. Для режимов без воздуха при  $A = 0,6$  разрыва сплошности потока не происходит, поэтому  $\omega = 1$ . С шахтой с  $\beta = 60^\circ$   $\omega = 1$  имеет место и при  $A = 0,83$ . С увеличением значения  $A$  подача воздуха в ядро мало влияет на площадь его поперечного сечения в торце завихрителя, то есть зависимости сближаются. При  $A = 0,6$  с разными углами наклона шахты значения  $\omega$  для режимов с воздухом и без воздуха почти совпадают. С ростом  $A$  зависимости  $\omega = f(A, \beta)$  при сравнении режимов с закрытым и открытым воздухопроводами, а также при разных  $\beta$  расходятся еще больше; при этом, с уменьшением угла  $\beta$  размеры сечения ядра увеличиваются.

В рамках модельных гидравлических исследований были проведены гидродинамические исследования бескамерных тангенциальных завихрителей потока. Параметры гидравлических режимов, для которых проводились исследования пульсаций давления:  $V_{ax}$  — средняя скорость потока во входном сечении завихрителя. Как видно, режимы под номерами 1 – 4 для двух моделей завихрителей аналогичны друг другу из условия сравнения результатов исследований. Исключение составляет режим под номером 2, в котором условия работы водосброса отличаются тем, что имеет место влияние конструкции завихрителя и подача воздуха в его торец на пропускную способность сооружения. Площадь сечения воздуховода в торце завихрителя на модели В3 составляет  $25 \text{ см}^2$ , а суммарная площадь сечений воздухопроводов на оголовке водоприемника — В1 и В2 равна  $14,13 \text{ см}^2$ .



Основные результаты гидродинамических исследований представлены в виде некоторых значений: стандартов пульсаций давления  $\sigma$ ; стандартов пульсаций, нормированных напором на водосбросе,  $\sigma/H$ , и нормированных скоростным напором во входном сечении завихрителя  $2g\sigma/V_{вх}^2$ ; ведущей частоты пульсаций давления  $f$ . Нумерация и расположение датчиков соответствуют представленным на схеме (см. рис. 5).

Эпюры стандартов пульсаций давления, нормированные скоростным напором, подсчитанные по скорости во входном сечении, в местах установки датчиков при разных завихрителях представлены на рис. 8. Анализ результатов показал, что при прохождении потока через завихритель с плоской срезкой шахты значения стандартов пульсаций давления (среднеквадратичные отклонения) в 1,5 раза выше, чем при пропуске аналогичных расходов при том же напоре, но через завихритель с эллиптической срезкой шахты. Конструкция последнего позволяет обеспечить плавный переход потока из шахты в отводящий водовод. Особенностью такой срезки является то, что ее кривизна меняется постепенно от бесконечности у стенки шахты до кривизны цилиндрической стенки завихрителя. В отличие от плоской срезки, на эллиптической центробежные силы, по мере приближения потока к закручивающемуся участку, увеличиваются постепенно, что, как показали эксперименты, снижает динамические нагрузки на завихритель.

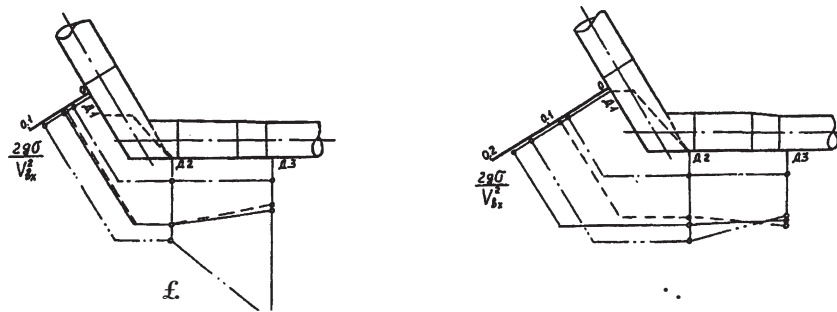


Рис. 8. Стандарты пульсаций давления потока у стенки тангенциального завихрителя с эллиптической срезкой шахты  $A = 0,97$  (а) и плоской срезкой шахты  $A = 0,8$  (б): — — — —  $Q = 112$  л/с без подачи воздуха; - - - -  $Q = 107,7$  л/с — с подачей воздуха в шахту; - - - - с подачей воздуха в торец завихрителя  $Q = 110,23$  л/с (а),  $Q = 97,47$  л/с (б); — — — —  $Q = 51,8$  л/с — с подачей воздуха в шахту и в ядро

Гидродинамические нагрузки в конце переходного участка сравнимы с нагрузками в завихрителе. Это связано с переформированием закрученного потока при переходе от круглого поперечного сечения водовода к корытообразному, и удлинение переходного участка может привести к снижению нагрузки на нем.

Значения стандартов пульсаций давления, нормированные скоростным напором, для режима 4 выше, чем для остальных режимов. Это связано с тем, что пропускная способность при режиме 4 гораздо меньше и, следовательно, скорость во входном сечении завихрителя  $V_{вх}$  будет меньше. А стандарты пульсаций, нормированные напором на водосбросе, для гидравлического режима 4 меньше, чем во всех остальных исследованных режимах.

Были проведены также гидродинамические исследования тангенциального завихрителя с вертикальной шахтой и конфузурным участком. Значения геометрического параметра составляли  $A=1,4; 1,56; 1,74; 1,96$  и  $2,42$ . Были определены значения стандартов пульсаций давления потока у стенки в завихрителе и в конце конфузора, нормированные напором на водосбросе и скоростным напором от средней осевой скорости в выходном сечении конфузора. На дне завихрителя стандарты пульсаций давления, нормированные действующим на водосброс напором, при указанных значениях параметра  $A$  составляют  $\sigma/H_0 = (0,5...5,5)\%$ . Причем шахта и завихритель с большими значениями геометрического параметра работают в значительно более выгодных в гидродинамическом отношении условиях. По результатам наших исследований значения  $\sigma/H$  для всех режимов на дне завихрителя составляют  $(1,04...5,04)\%$ . В двух исследованиях скоростной напор вычислялся от средней скорости в разных сечениях водосбросного тракта и сравнение давлений, нормированных скоростным напором, представляется невозможным.

Таким образом, сравнение значений  $\sigma/H$  для завихрителей с вертикальной и наклонной ( $\beta = 60^\circ$ ) шахтами показывают, что при исследованном диапазоне гидравлических режимов, гидродинамические условия их работы практически совпадают.

Наблюдения за ядром закрученного потока на торцевой стенке завихрителя показали, что вращение ядра потока имеет прецессионный характер, чем, возможно, и вызваны пульсации давления потока в завихрителе, которые передаются в шахту водосброса и в отводящий водовод. Такой вывод подтверждает анализ спектров пульсаций давления на дне завихрителя при  $A = 0,97$  и  $A = 0,8$  (рис. 8). Сравнение спектров двух завихрителей и первых двух ре-

жимов показывает, что для закручивающего устройства с эллиптической срезкой подводящего водовода ведущая частота процесса, то есть пик в спектре, перемещается в область более высоких частот (37...39 Гц), что говорит об увеличении устойчивости ядра для этого завихрителя.

Увеличение стандартов пульсаций давления на модели с одно-временным снижением ведущих частот наблюдается при подаче воздуха через воздухопроводы В1 и В2 (режим З). Это связано с образованием пелены из воздушных пузырьков вокруг ядра, которая гасит высокие частоты, распространяющиеся от ядра. Подача воздуха через торец завихрителя (воздуховод В3) не оказывает такого влияния на ведущие частоты. В прозрачном потоке с четко выраженным ядром высокие частоты регистрируются датчиком.

Таким образом, исследования показали, что на том уровне технических возможностей, на котором они были проведены, отсутствуют какие-либо основания говорить о том, что процесс выхода воздушных пузырьков из толщи вращающегося водяного кольца в паровоздушное ядро может быть причиной энергонесущих пульсационных явлений в области тангенциального завихрителя шахтного водосброса с вихревым отводящим водоводом. Вместе с тем, целенаправленное изучение этого явления в натуральных условиях или на специальном гидравлическом стенде было бы чрезвычайно полезно; его результаты позволили бы получить дополнительные доказательства безопасности эксплуатации высоконапорных шахтных водосбросов с вихревыми отводящими водоводами.

В заключение заметим, что ранее нами было начато изучение движения воздушного пузырька в закрученном потоке воды. Полученные результаты носят предварительный характер и должны быть уточнены с учетом всех действующих факторов; представляется, что теоретический анализ этого явления также подтвердит отсутствие эффектов, способных снизить безопасность эксплуатации шахтных водосбросов с вихревыми отводящими водоводами.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Волшаник В.В., Евстигнеев Н.М., Зуйков А.Л., Орехов Г.В. Влияние турбулентной диффузии на процесс сепарации нефтесодержащих примесей в цилиндрическом гидроциклоне //Межвуз. сб. научн. трудов по гидротехнич. и спец. строительству. –М. – : МГСУ, 2002.
2. Волшаник В.В., Зенькович В.М. Определение скорости движения пузырька воздуха в цилиндрическом центробежном воздухоотделителе // Труды МИСИ. – М., 1976. –№131.

3. Волшаник В.В., Зуйков А.Л., Мордасов А.П. Закрученные потоки в гидротехнических сооружениях. –М.: Энергоатомиздат, 1990.
4. Волшаник В.В., Зуйков А.Л., Карелин В.Я. Закрутка потока как фактор безопасности и надежности высоконапорных водосбросов //Международный симпозиум «Гидравлические и гидрологические аспекты надежности и безопасности гидротехнических сооружений». – СПб., 2002.
5. Галант М.А., Животовский Б.А., Новикова И.С., Родионов В.Б., Розанова Н.Н. Особенности вихревых туннельных водосбросов и гидравлические условия их работы //Гидротехническое строительство, 1995. – №9.
6. Гальперин Р.С., Золотов Л.А., Розанова Н.Н., Цедров Г.Н. Гашение энергии высокоскоростного потока в туннельных водосбросах //Гидротехническое строительство, 1979. – №4.
7. Гидравлические расчеты водосбросных гидротехнических сооружений //Справочное пособие. – М.: Энергоатомиздат, 1988.
8. Гольдштик М.А., Собакинских Н.А. Трение потока жидкости о торцевые поверхности вихревых камер //Прикладная механика и теплофизика. – Новосибирск, 1982. – №3.
9. Кривченко Г.И., Квятковская Е.В., Мордасов А.П., Волшаник В.В., Зуйков А.Л. Шахтный вихревой водосброс с контрвихревым гасителем для высоконапорных гидроузлов//Труды МИСИ, – М., 1983. – №189.
10. Мордасов А.П. Высоконапорные водосбросные системы с вихревыми затворами. Дис. канд. техн. наук. – М.: МИСИ, 1978. – 179 с.
11. Розанов Н.П., Федорков А.М. Гидравлические и кавитационные исследования закручивающего устройства вихревого водосброса Рогунского гидроузла //Труды МГМИ: «Совершенствование гидротехнических сооружений». – М., 1991.
12. Розанов Н.П., Федорков А.М., Сапфиров А.В., Ханов Н.В., Гайдабрус Т.В. Исследования вихревого шахтного водосброса Тельмамского гидроузла с тангенциальным завихрителем потока. – М.: МГМИ, 1991. – 125 с.
13. Румянцев И.С., Ханов Н.В. Особенности работы бескамерных тангенциальных завихрителей потока в составе вихревого водосброса //В кн.: Природообустройство – важная деятельность человека. – М.: МГУП, 1998.
14. Сапфиров А.В. Оценка гидравлических особенностей работы вихревого шахтного водосброса с тангенциальным завихрителем потока. Дис. канд. техн. наук. – М.: МГМИ, 1991. – 174 с.
15. Ханов Н.В. Гидравлика водосбросов с тангенциальными завихрителями. – М.: МГУП, 2003.
16. Karelin V.Ya., Krivchenko G.I., Volshanik V.V., Mordasov A.P., Zuykov A.L. Swirled Flows Used for Cavitation Prevention in High-Pressure Water Discharge Systems. Int. Symp. on Cavitation, April 1986, Sendai, Japan.

4. РЕЗУЛЬТАТЫ ИСПЫТАНИЙ ЭФФЕКТИВНОСТИ РЫБОЗАЩИТНЫХ СООРУЖЕНИЙ И УСТРОЙСТВ

РЕЗУЛЬТАТЫ ИСПЫТАНИЙ ЭФФЕКТИВНОСТИ РЫБОЗАЩИТНЫХ СООРУЖЕНИЙ И УСТРОЙСТВ

Мажбиц Г.Л., кандидат техн. наук, Крапивина В.И., инженер (ОАО «НИИЭС»)

Одной из важных составных частей мероприятий рыбоохранного комплекса является оценка фактической рыбозащитной эффективности конструкций, предназначенных для предотвращения гибели рыб в водозаборах. Функциональный показатель эффективности, полученный в эксплуатационных условиях работы рыбозащитных сооружений и устройств (РЗС и РЗУ), важен в первую очередь для разработчика РЗС и РЗУ, т.к. является критерием оптимальности выбора типа, компоновки и параметров их для конкретных условий водозабора, а также позволяет выявить значимость отдельных факторов влияния.

Практика показывает, что обязательные двухлетние испытания после ввода РЗС и РЗУ в эксплуатацию, предусмотренные [1, 2], возможны только в случае совпадения двух условий: первое условие – органы рыбоохраны категорически предписывают водопользователю проведение испытаний и второе условие – у водопользователя есть для этого финансовые возможности. В противном случае бассейновым управлениям рыбоохраны приходится довольствоваться проектной «гарантированной» величиной рыбозащитной эффективности. Как правило, в проектах фигурирует величина 70%, допускаемая по СНиП 2.06.07-87. В редких случаях возмож-

но использование испытаний на весьма близких по конструктивному оформлению аналогов.

Рыбозащитные сооружения и устройства, разрабатываемые ОАО «НИИЭС», основаны на использовании одновременно водопропускных преград (экранов) и гидравлических струй. Из устройств и сооружений такого типа широко используются на водозаборах с расходами от 1 до 9 м<sup>3</sup>/с жалюзийные экраны, омываемые гидроструями (ЖЭГС), на водозаборах до 0,5 м<sup>3</sup>/с – рыбозащитные оголовки с потокообразователем (РОП)<sup>1</sup>. Оба типа по результатам испытаний их эффективности внесены в перечень рыбозащитных устройств, рекомендуемых СНиП 2.06.07-87.

Испытания функциональной эффективности рыбозащитных конструкций проводились специалистами ОАО «НИИЭС» как в условиях специальных полигонов, так и на конкретных водозаборах из Урала, Волги, Дона и рек, относящихся к их бассейнам, начиная с 1979 г. [3].

Показатель фактической рыбозащитной эффективности РЗУ, согласно методическим указаниям Главрыбвода [1], действовавшим до 1995 г., определялся по соотношению количества рыбы, задержанной РЗУ и попадающей в водозабор при отсутствии РЗУ (методика «с РЗУ — без РЗУ»). Опыт работы на различных водозаборах показал, что не всегда возможно проводить испытания с демонтированным РЗУ и тем более — с РЗС. Поэтому до вступления ныне действующей Инструкции Главрыбвода [2] наряду с методикой «с РЗУ — без РЗУ» испытания дополняли методом «разности концентраций», для чего осуществляли отборы проб перед РЗУ, за ним или ниже него (по течению) для определения концентраций рыб в этих местах. Такой расширенный сбор натурального материала позволил сопоставить значения показателей эффективности одного и того же РЗУ, полученные двумя способами. Инструкция [2] узаконила возможность применения методики «разности концентраций» на практике.

В наших испытаниях и исследованиях использовалась методика, наиболее приемлемая для конкретных условий водозабора. Наблюдения на водозаборах всегда проводили в виде регулярных суточных станций с интервалом отбора проб в 2 часа. Орудия отбора проб (конусные сетки, ловушки-подъемники и пр.) использовали в режимах пассивного и активного лова. Для определения степени воздействия элементов РЗУ на жизнеспособность отведенной

<sup>1</sup>Оголовки серии РОП в настоящее время серийно изготавливаются промышленностью четырех типоразмеров на расходы от 50 до 500 л/с (РОП-50, РОП-175, РОП-300, РОП-500)

молоди рыб проводили опыты по определению их выживаемости после возможного контакта с конструкцией РЗУ.

Испытания рыбозащитной эффективности, как правило, сопровождалась гидрологическими изысканиями, устанавливающими морфологическую характеристику участка водоемов в местах установки РЗУ, план течений, кинематическую структуру гидравлических струй и пр.

Практически во всех испытаниях принимали участие представители территориальных или федеральных органов рыбоохраны.

Испытания рыбозащитных оголовков серии РОП (далее число обозначает расход в л/с) интенсивно проводились в 1979 – 1988 гг. (РОП-50, РОП-175, РОП-300). Испытания выполнялись по методике «с РЗУ – без РЗУ» с учетом выживаемости отведенной молоди рыб на опытных полигонах на о.Кустоватое в Волго-Ахтубинской пойме и на Варваровском и Береславском водохранилищах Волго-Донского судоходного канала.

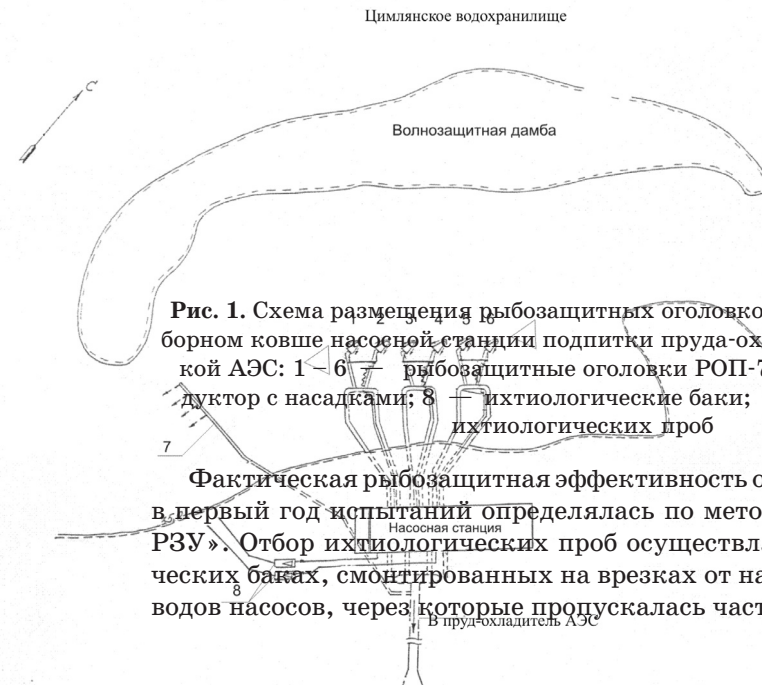
Указанные водоемы отличаются высокой концентрацией молоди рыб длиной тела 12 мм и более в течение практически всего лета. В тех случаях, когда концентрация молоди рыб оказывалась недостаточной, производилось искусственное «зарыбление» молодью верховки длиной тела 20 – 24 мм.

Оголовки РОП-500, как самые крупные из серийно выпускающихся, испытывались по этой же методике на реальных водозаборах различного назначения при одиночном и групповом вариантах их применения. Водозаборы располагались, в основном, на р. Урал, водоеме высшей категории рыбохозяйственного назначения, характеризующейся наличием большого количества покатной молоди рыб промысловых видов, а также на р. Медведица (бассейн р. Дон) и рукаве Бузан (р. Волга). Несмотря на весьма различные условия испытаний, включая наличие или отсутствие транзитного течения, конечные результаты оказались достаточно похожими. Для оголовков РОП-50, РОП-175 и РОП-300 показатели рыбозащитной эффективности с учетом выживаемости составили для размерных групп промысловых видов рыб 12 – 15 мм; 16 – 29 мм; 30 мм и более составили  $76 \pm 3\%$ ,  $87 \pm 6\%$  и  $96 \pm 3\%$ . Для оголовков РОП-500 рыбозащитная эффективность оказалась в пределах от 71% до 89%.

Согласно исследованиям КаспНИРХА, проведенным для различных типов РЗУ, в дельте Волги, оголовки серии РОП оказались наиболее эффективными [4, 5].

В 2000 г. и 2003 г. проводились испытания оголовков РОП-750, разработанных специально для водозабора подпитки пруда-охла-

дителя Волгодонской АЭС, выгороженного из Цимлянского водохранилища (р. Дон). Проектом предусмотрена эксплуатация шести оголовков РОП-750 на суммарный расход  $4,5 \text{ м}^3/\text{с}$  в ковше с искусственно создаваемой проточностью (рис. 1). Сообщение ковша с водохранилищем обеспечивается через два прорана (восточный — входной, западный — выход из ковша). Длина ковша составляет около 175 м, ширина в створе расположения оголовков — около 70 м. Оголовки заглублены на 7 м при общей глубине в ковше около 8,2 м.



**Рис. 1.** Схема размещения рыбозащитных оголовков РОП-750 в водозаборном ковше насосной станции подпитки пруда-охлаждителя Волгодонской АЭС: 1 – 6 — рыбозащитные оголовки РОП-750; 7 — струепродуктор с насадками; 8 — икhtiологические баки;  $\triangle$  — места отбора икhtiологических проб

Фактическая рыбозащитная эффективность оголовков РОП-750 в первый год испытаний определялась по методике «с РЗУ – без РЗУ». Отбор икhtiологических проб осуществлялся в икhtiологических баках, смонтированных на врезках от напорных трубопроводов насосов, через которые пропусклась часть расхода. В даль-



нейшем испытания проводились по методике «разности концентраций» перед РЗУ и за РЗУ.

Видовой состав рыб в ковше в оба года испытаний был представлен бычками (97,9% и 83,3% общего количества), преобладающим видом был бычок Книповича; молодью кильки (1,5% и 1,6%); молодью уклей (0,6% и 9,1%); молодью промысловых видов (менее 0,1% и 4,6%). В отверстия обшивок оголовков РОП-750 попадала практически только молодь бычковых, что связано с их придонным обитанием и заглублением оголовков. Личинки и ранняя молодь карповых рыб (уклей, плотвы, густеры, леща, верховки и горчака) практически не попадали в оголовки, т.к. концентрируются в прибрежье практически вдоль всей береговой линии ковша глубиной до 1 м, предпочитая места, защищенные от ветра, или те, где есть небольшая растительность.

Показатель эффективности работы РОП-750 в первый год испытаний (2000г.) определен как среднесуточный для всех размерных групп молоди, включая рыб размерами, начиная с 5 мм. В июне, когда 98% бычков в пробах имели размер меньше 12 мм, он колебался от 46,4 до 88,1%. С середины июля, когда доля рыб размерами более 12 мм возросла до 20%, среднесуточный показатель стабильно составлял 82 – 96,8%. В августе – сентябре численность подросшей молоди достигла 90%, а среднесуточный показатель эффективности — 88,4 – 98%.

Показатель фактической эффективности РОП-750 в 2003 г. определен для рыб семейства бычковых отдельно по размерным группам (табл. 1). Проведенные опыты по определению выживаемости отведенных от оголовков бычков (размерами более 12 мм), показали, что оголовки РОП-750 не наносят им каких-либо серьезных

Таблица 1

Производственные испытания эффективности оголовков РОП-750

| Размеры рыб, мм | Кол-во проб | Среднесуточная концентрация (экз./м <sup>3</sup> ) |           | Эффективность, %       |                       |
|-----------------|-------------|----------------------------------------------------|-----------|------------------------|-----------------------|
|                 |             | перед РЗУ                                          | после РЗУ | Без учета выживаемости | С учетом выживаемости |
| ≤11             | 184         | 2,75                                               | 0,72      | 73,8                   | Не определялась       |
| 12 – 18         | 127         | 2,04                                               | 0,1       | 95,1                   | 92,2                  |
| 19 – 25         | 11          | 0,44                                               | 0,03      | 93,2                   | 90,3                  |
| 26 – 30         | 9           | 1,52                                               | 0,01      | 99,3                   | 99,3                  |
| ≥31             | 12          | 2,64                                               | 0         | 100                    | 100                   |

повреждений, которые могли бы вызвать их гибель. Выживаемость отведенных бычков размерами 12 – 25 мм составила 96,9%; размерами 25 мм и более — 100%.

Таким образом, по данным двухгодичных испытаний функциональная эффективность оголовков РОП-750, как и остальных оголовков этой серии, удовлетворяет требованиям СНиП 2.06.07-87.

Первоначальные испытания водопропускных жалюзийных экранов, омываемых гидроструями (ЖЭГС), проведены на водозаборе Волго-Донской ОС из Варваровского водохранилища (р. Дон) с расходом около 3 м<sup>3</sup>/с. Испытывался жалюзийный экран длиной 25 м, установленный под углом 90° к подходу потока, по методике «с РЗУ – без РЗУ». Показатель эффективности его работы определялся с учетом выживаемости отведенной молоди рыб и составил 76% для молоди рыб размерами 5 – 33 мм.

С 1984г. испытания РЗУ типа ЖЭГС проводились параллельно на нескольких водозаборах из р. Урал. Среди них водозаборы Курсайской ОС, Атырауского Облводхоза, Уральской ТЭЦ, Атырауской ТЭЦ, Атырауского НПЗ. На трех последних водозаборах помимо двухгодичных «пусковых» по требованию Рыбинспекции проведены испытания РЗУ через 5, 7 и 13 лет эксплуатации соответственно (табл. 2).

Испытываемые жалюзийные экраны, омываемые гидроструями, располагались либо спутно транзитному течению реки, либо под углом 7 – 10° к нему. На водозаборах Уральской и Атырауской ТЭЦ РЗУ смонтированы на водоприемных оголовках, на водозаборах Курсайской ОС и Атырауского Облводхоза — на водоприемных окнах плавучих насосных станций — НАП-1,1 и НАПЭ-1,1, на водозаборе Атырауского НПЗ — на эстакаде перед входом в подводный канал береговой насосной станции. Диапазон расходов составил от 1 м<sup>3</sup>/с до 9,3 м<sup>3</sup>/с. Основные параметры жалюзийных экранов: расстояние между пластинами жалюзи — 20 мм, угол наклона пластин к плоскости экрана — 30°, подходящая скорость к экрану — до 0,2 м/с. Расход на гидроробыв экрана составлял 5 ÷ 7% от расхода водозабора.

Рыбозащитная эффективность практически во всех случаях определялась параллельно по двум упоминаемым выше методикам с учетом выживаемости молоди рыб. РЗУ типа ЖЭГС в условиях транзитного течения показали надежную эффективность защиты молоди рыб. Показатель эффективности работы РЗУ типа ЖЭГС на водозаборах из р. Урал оценен в 80 – 90% для таких защищаемых видов рыб, как судак, вобла, лещ, жерех, килька, красноперка, размерами 5 – 40 см.

| Показатели                           | Год и место испытаний              |               |                            |                                               |                              |                              |
|--------------------------------------|------------------------------------|---------------|----------------------------|-----------------------------------------------|------------------------------|------------------------------|
|                                      | 1982                               | 1984          | 1984                       | 1985<br>1986<br>1992                          | 1993<br>1994<br>1996<br>2000 | 1984<br>1985<br>1986<br>1997 |
|                                      | Варваровское водохранилище р. Урал |               |                            |                                               |                              |                              |
|                                      | Волго-Донская ОС                   | Курсайская ОС | НАП-1,1                    | Уральская ТЭЦ                                 | Атырауская ТЭЦ               | Атырауский НПЗ               |
| Расход водозабора, м <sup>3</sup> /с | 3,1                                | 1,0           | 1,2                        | 1,2                                           | 9,3                          | 3,9                          |
| Угол подходного потока, град.        | 90                                 | 0             | 7                          | 0                                             | 10                           | 0                            |
| Длина жалюзийного экрана             | 25,0                               | 12,0          | 12,0                       | 12,0                                          | 36,5                         | 5,4                          |
| Просвет, мм                          | 20                                 | 20            | 20                         | 20                                            | 20                           | 20                           |
| Угол наклона пластин, град.          | 30                                 | 35            | 30                         | 30                                            | 30                           | 30                           |
| Подходная скорость к экрану, м/с     | 0,20                               | 0,25          | 0,22                       | до 0,20                                       |                              |                              |
| Расход на гидроструи, % от общего    | 2,8                                | 1,4           | 6,6                        | 5 – 7                                         |                              |                              |
| Основные виды рыб                    | Бычки                              | Вобла         | Вобла, укляя, судак, синец | Судак, вобла, лещ, жерех, килька, красноперка |                              |                              |
| Средние размеры рыб, мм              | 13,9                               | 11,3          | 11,6                       | 12,2 – 17,5                                   | 12,5 – 21,1                  | 8,2 – 18,1                   |
| Отведение, %                         | 95,0                               | 88,1          | 91,5                       | 83,7 – 98,7                                   | 81,1 – 98,7                  | 88,0 – 93,7                  |
| Коэффициент выживаемости             | 0,80                               | 0,90          | 1,0                        | 0,94 – 0,96                                   | 0,95                         | 0,90 – 0,92                  |
| Эффективность рыбозащиты, %          | 76,0                               | 79,3          | 91,5                       | 78,5 – 91,5                                   | 77,0 – 93,8                  | 79,2 – 82,4                  |

Наряду с водопропускными жалюзийными экранами на действующих водозаборах испытывались водопропускные экраны, перфорированные круглыми отверстиями, омываемые гидроструями.

Первое РЗУ такого типа, установленное под углом 17° к подходному потоку, было испытано на головном водозаборе Волго-Донс-

кой ОС из Варваровского водохранилища в 1981г. Параметры водопропускного экрана: длина — 25 м, диаметр отверстий — 4 мм, коэффициент живого сечения — 0,3, средняя скорость в ячее — до 0,15 м/с. Расход водозабора составлял 1,2 м<sup>3</sup>/с, расход на гидроструи — 3,2 % от него. По результатам испытаний по методике «с РЗУ — без РЗУ» рыбозащитная эффективность составила с учетом выживаемости 95% для рыб семейства бычковых длиной тела 6 – 30 мм (средний размер 14,0 мм).

По результатам двухлетних испытаний 2002 г. и 2004 г. введено в эксплуатацию РЗС на приплотинном водозаборе насосной станции № 3 первого подъема Новолипецкого металлургического комбината из р. Воронеж. Водопропускной экран, перфорированный отверстиями диаметром 6 мм, и струепродукторы смонтированы на понтонах, установленных перед входом в водоприемник под углом 15° к подходному потоку р. Воронеж. Общая длина водопропускного экрана составляет 18 м, высота отдельных секций экрана, в зависимости от рельефа дна, изменяется от 1,2 м до 1,8 м. РЗС рассчитано на номинальную пропускную способность 3,8 м<sup>3</sup>/с, расход на гидроструи составляет 1,8% от расхода водозабора.

Испытания рыбозащитной эффективности с учетом вероятной травмируемости молоди рыб при контакте с РЗС проводились с временным демонтажем РЗС, который заключался в отключении гидроструй и переводом секций экрана в горизонтальное положение. Понтоны оставались на месте с заглубленной ~ на 0,5 м абс. стенкой.

Видовой состав рыб был представлен бычками (60% и 67,3%), окунем (22,5% и 20,7%), уклейей (10% и 12%). В первый год испытаний в пробах также присутствовали густера — 5% и язь — 2,5%. Размерный ряд молоди рыб обоих лет начинался с рыб длиной 5 мм, группа молоди рыб размерами 12 – 20 мм составляла 58% от общего количества.

Фактическая эффективность РЗС рассчитывалась как среднесуточная. Показатели среднесуточной эффективности колебались от 75,9 до 93,7%. С учетом полученного коэффициента выживаемости отведенной от РЗС молоди рыб, составившего 0,923, показатель фактической рыбозащитной эффективности данного РЗС для молоди рыб размерами 5 – 45 мм, составляет от 70,0 до 86,5%.

Таким образом, по результатам многолетних систематических испытаний установлена высокая фактическая эффективность РЗУ и РЗС, основанных на взаимодействии водопропускных экранов и гидравлических струй. Это позволило в последние годы разрабо-

тать проекты РЭС для большого числа водозаборов различного назначения. Среди них водозаборы Чебоксарской, Тамбовской, Кировской ТЭЦ с расходами от 1 м<sup>3</sup>/с до 3,5 м<sup>3</sup>/с, водозаборы Красноярской ГРЭС-2 и Киришской ГРЭС максимальной производительностью 50 м<sup>3</sup>/с и 75 м<sup>3</sup>/с, соответственно.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. **Методические** указания по работе контрольно-наблюдательных пунктов Главрыбвода на водозаборных сооружениях. – М.: Изд. ОНТИ ВНИРО, 1970.
2. **Инструкция** о порядке осуществления контроля за эффективностью рыбозащитных устройств и проведения наблюдений за гибелью рыбы на водозаборных сооружениях. – М., 1995.
3. **Мажбиц Г.Л.** и др. Опыт разработки рыбозащитных устройств и сооружений для энергетических и промышленных водозаборов // Сб.: Безопасность энергетических сооружений. Вып.12. – М.: ОАО «НИИЭС», 2003.
4. **Костюрин Н.Н.** и др. Оценка эффективности защиты молоди рыб жалюзийным экраном с гидросмывом на водозаборе АстрГРЭС // Сб. научных статей: Актуальные проблемы теории и практики рыбозащиты. – Астрахань: Изд. КаспНИРХа, 2002.
5. **Сальников Н.Е.** и др. Анализ защиты молоди рыб при водоизъятии в дельте Волги // Сб. научных статей: Актуальные проблемы теории и практики рыбозащиты. – Астрахань: Изд. КаспНИРХа, 2002.

### ОБЕСПЕЧЕНИЕ ЭКОЛОГИЧЕСКОЙ БЕЗОПАСНОСТИ ЮЖНО-ЯКУТСКОГО ГИДРОЭНЕРГЕТИЧЕСКОГО КОМПЛЕКСА НА ЭТАПЕ РАЗРАБОТКИ ПРОЕКТНОЙ ДОКУМЕНТАЦИИ

*Суздалева А.Л.*, доктор биол. наук, *Безносков В.Н.*, доктор биол. наук, *Ковалев С.В.*, кандидат техн. наук (ОАО «НИИЭС»), *Кучкина М.А.*, кандидат биол. наук (МГСУ), *Минин Д.В.*, кандидат техн. наук, *Суздалева А.А.*, кандидат техн. наук (ООО «Альфамед 2000»),  
*Фомин Д.В.*, инженер

Действующее Законодательство РФ определяет экологическую безопасность как состояние защищенности природной среды и жизненно важных интересов человека от возможного негативного воздействия хозяйственной и иной деятельности, чрезвычайных ситуаций природного и техногенного характера, их последствий [1]. Несмотря на существенное различие мнений, касающихся обеспечения экологической безопасности, на практике эта деятельность, прежде

всего, подразумевает осуществление комплекса превентивных и профилактических мер по защите среды обитания живых организмов и человека от прогнозируемых негативных воздействий. В этом заключается принципиальное отличие данного понятия от охраны окружающей среды, основной целью которой является предотвращение уже реально существующих экологических угроз.

Особенно актуальна проблема обеспечения экологической безопасности на этапах разработки предпроектной и проектной документации. На первом из этих этапов (предпроектном) происходит выявление потенциально значимых факторов воздействия (идентификация экологических аспектов) строительства и эксплуатации проектируемого объекта. Это позволяет выработать программу реальных и обоснованных мер по обеспечению экологической безопасности и на следующем (проектном) этапе осуществить экологическую оптимизацию принимаемых решений, т.е. минимизировать негативные экологические последствия при максимально возможном развитии позитивных эффектов [2 – 3]. Последнее весьма важно. В современных условиях функционирование многих гидротехнических сооружений является важнейшим фактором защищенности окружающей среды значительных территорий от природных и техногенных негативных воздействий. Большую роль также играют предусматриваемые многими современными проектами специальные природоохранные, средозащитные и компенсационные мероприятия. Кроме того, адекватная оценка реализации проекта требует рассмотрения его экологических последствий совокупно со связанными с ними социальными факторами, т.е. социально-экологическими последствиями. Например, в странах ЕС ранее существовавшая процедура ОВОС (оценка воздействия на окружающую среду) в последние годы заменена процедурой ОВОСЭС (оценка воздействия на социальную и экологическую среды). Аналогичный подход к обеспечению экологической безопасности предписывается и Стандартами деятельности Международной финансовой корпорации (IFC) [4]. В качестве основных целей в них указывается:

выявить и оценить как неблагоприятные, так и благоприятные социальные и экологические воздействия проекта в зоне его влияния; избежать или, если избежать невозможно, минимизировать, ослабить или компенсировать неблагоприятные воздействия проекта на работников, затрагиваемое население и окружающую среду.

Указанные основополагающие принципы были учтены специалистами ОАО «НИИЭС» при разработке предпроектной экологической документации по каскаду ГЭС на р. Тимптон – «Оценка воздействия



на окружающую среду на этапе обоснования инвестиций» (ОбИп). В качестве фактического материала были использованы результаты комплексных инженерно-экологических изысканий (ИЭИ), к проведению которых был привлечен ряд региональных научных коллективов, а также фондовые и архивные материалы, полученные при исследовании данного района в предшествующие годы. Основные итоги этой работы в обобщенной форме приведены в настоящей статье.

Каскад на р.Тимптон является первоочередным объектом строительства Южно-Якутского гидроэнергетического комплекса (ЮЯГЭК). Осуществление этого крупномасштабного проекта позволит не только освоить богатейшую ресурсную базу целого региона РФ, но и создать инфраструктуру, обеспечивающую благоприятные условия для жизни проживающих на его территории людей.

На этапе разработки предпроектной документации рассматривалось два варианта каскада ГЭС на р. Тимптон:

1. Канкунская ГЭС и Нижне-Тимптонская ГЭС с установленной мощностью 1300 МВт и 800 МВт соответственно. Среднегодовая выработка электроэнергии составит 9,3 млрд кВт·ч.

2. Иджекская ГЭС и Нижне-Тимптонская ГЭС с установленной мощностью 1060 МВт и 480 МВт соответственно. Среднегодовая выработка электроэнергии составит 7,3 млрд кВт·ч.

В обоих случаях реализация проекта окажет значимое воздействие на все основные компоненты окружающей среды и условия жизни населения:

**Земельные ресурсы и землепользование.** В большинстве случаев при создании водохранилищ и гидроэлектростанций происходит изъятие значительных земельных площадей в связи с их затоплением. Кроме того, возникает необходимость отвода земель под строительство различных объектов, выносимых из зон воздействия водохранилищ (населенных пунктов и др.), а также для размещения основных сооружений, поселков строителей, производственных баз, карьеров, инженерных коммуникаций для строительства и эксплуатации гидроузлов. В данном случае воздействие этого фактора сведено к возможному минимуму. Долина р.Тимптон на большей части своей протяженности носит каньонный характер (крутизна берегов часто составляет более 20°). Поэтому, площадь затопления при организации водохранилищ проектируемых ГЭС в несколько раз меньше, чем при реализации аналогичного проекта (равного по мощности каскада ГЭС) на равнинной реке. Несмотря на значительную протяженность, максимальная ширина проектируемых водохранилищ не превышает 3 км (табл. 1; рис. 1).

Таблица 1

Параметры водохранилищ проектируемых ГЭС

| Параметры                           | Вариант 1         |            | Вариант 2         |           |
|-------------------------------------|-------------------|------------|-------------------|-----------|
|                                     | Нижне-Тимптонское | Канкунское | Нижне-Тимптонское | Иджекское |
| Площадь затопления, км <sup>2</sup> | 221               | 241        | 44                | 203       |
| Длина водохранилища, км             | 180               | 195        | 75                | 165       |
| Макс. ширина, км                    | 3,0               | 2,0        | 3,0               | 1,8       |
| Макс. глубина, м                    | 125               | 247        | 60                | 154       |



Рис.1

На затопляемых площадях какие-либо хозяйственно-бытовые или производственные объекты отсутствуют. Почвы характеризуются низким уровнем плодородия, и их использование в качестве сельскохозяйственных угодий бесперспективно.



**Климатические условия.** Как показывает опыт эксплуатации сибирских ГЭС (например, Саяно-Шушенской ГЭС), организация водохранилищ влечет за собой изменение местного климата, заключающееся, главным образом, в повышении средней зимней температуры воздуха, увеличении влажности и повторяемости туманов. Негативного влияния на окружающую среду эти явления не оказывают. Напротив, создание водохранилищ препятствует возникновению экстремально низких температур в приземном слое воздуха, в ряде случаев вызывающих снижение численности различных организмов (в том числе хозяйственно ценных и охраняемых). Поскольку климатические характеристики и общий характер рельефа на участках предполагаемого строительства Иджекской ГЭС и Канкунской ГЭС носят сходный характер, можно ожидать, что и климатические изменения, обусловленные организацией их водохранилищ, также будут аналогичными. Поскольку эти водохранилища будут расположены в узких горных долинах, значимое изменение климатических параметров в обоих случаях будет относительно небольшим и ограничится прибрежными участками.

Возможно также локальное изменение влажности. Подобные явления ранее были отмечены, например, в районах Красноярской и Усть-Илимской ГЭС. В зимнее время в нижнем бьефе здесь на достаточно большом протяжении образуется незамерзающая полынья, которая вызывает туманы, что негативно сказывается на условиях проживания населения и состоянии наземных экосистем [5]. Однако в рассматриваемом случае подобные явления, в силу особенностей строения долины р.Тимптон, могут проявляться лишь на весьма незначительной площади.

**Атмосферный воздух.** Производство электроэнергии на ГЭС не сопровождается значительными выбросами загрязняющих веществ в атмосферу. Например, при инвентаризации источников атмосферных выбросов, проведенной специалистами ООО «Альфамед 2000» во время экологического аудита в 2007 г. на Бурейской ГЭС, было выявлено всего 12 источников выбросов, из которых 4 организованных и 8 — неорганизованных. Причем ни один из этих источников не способен вызывать изменения фоновых показателей, поэтому и при эксплуатации проектируемого каскада ГЭС на р.Тимптон загрязнения атмосферного воздуха не будет. В период строительства основным источником загрязнения атмосферного воздуха будет являться эксплуатация автотранспортных средств и строительной техники. Прогнозируемый объем этих выбросов в обоих

вариантах каскада невелик и не может оказать значимого влияния на уровень загрязнения атмосферного воздуха, который в пределах территории размещения проектируемых объектов характеризуется как фоновый (за исключением верхней части водохранилища Канкунской ГЭС, попадающей в зону техногенного воздействия выбросов Нерюнгринского угольного разреза).

Отдельную проблему представляет собой возможный выброс парниковых газов (углекислого газа, метана и др.) вследствие разложения затопленных почв и остатков наземной растительности в период наполнения водохранилищ. Количество образующихся парниковых газов будет определяться качеством работ по подготовке ложа водохранилищ. Точная оценка этого важного экологического аспекта будет осуществлена на этапе проектирования. Однако уже сейчас можно обосновано прогнозировать, что, в силу ограниченности площадей затопления и относительной неразвитости (прерывистости) почвенно-растительного покрова в ее пределах, объем выброса парниковых газов также будет невелик по сравнению с другими аналогичными проектами.

**Рельеф, ландшафтная структура и геологические условия.** Район долины р.Тимптон имеет сложный расчлененный рельеф и весьма неоднороден по своему геологическому строению [6 – 7]. Широко распространены многолетнемерзлые породы. В связи с этим распространение ландшафтов носит мозаичный характер. Месторождения полезных ископаемых, разработка которых была бы рентабельна, в зонах планируемого затопления не обнаружены.

На основании имеющихся данных можно прогнозировать, что уже в ближайшее время после начала заполнения водохранилища, в связи с повышением уровня грунтовых вод, в береговой и прибрежной зонах резко активизируются опасные геологические процессы и явления (ОГПиЯ) (эрозионные, термоэрозионные), сопровождающиеся возникновением оползней, селевых потоков, просадками в многолетнемерзлых породах и т.п. Исходя из того, что каскад возводится, начиная от устья р.Тимптон, а его протяженность, с учетом заполнения водохранилищ, составит не менее 200 км, площадь, на которой могут активизироваться указанные явления, составит ориентировочно 1000 – 1200 км<sup>2</sup>. Таким образом, после выбора окончательного варианта проекта в целях обеспечения экологической безопасности необходимо проведение дополнительных изысканий, результаты которых позволят уточнить локализацию зон возможного развития опасных геологических процессов и своевременно разработать меры по их предупреждению.

**Почвенный покров.** По почвенно-географическому районированию территория размещения каскада ГЭС относится к Приалданской горной провинции Восточно-Сибирской мерзлотно-таежной области холодных щебнистых подзолистых почв и подбуров в сочетании с болотными почвами [8]. Каких-либо существенных различий в общем характере почвенного покрова в пределах зон предполагаемого затопления нет. Как уже указывалось выше, почвы с высоким уровнем плодородия в зоне затопления отсутствуют. Уровень загрязненности почв в зонах затопления фоновый. Следовательно, их затопление не может создать угрозу поступления в бассейн р. Лены каких-либо химических или радиоактивных загрязнителей.

**Растительный покров.** В ходе ИЭИ было установлено, что флора высших сосудистых растений бассейна р.Тимптон включает не менее 480 видов. Среди них выявлены 22 редких растения, занесенных в Красные книги СССР, РСФСР, РФ, Сибири и Якутии и 9 эндемиков Северо-Востока России, Сибири и Якутии [9]. Анализ имеющихся материалов не позволяет сделать однозначный вывод о предпочтительности одного из рассматриваемых вариантов каскада ГЭС с точки зрения сохранения растительных ресурсов. В обоих случаях в зону затопления попадают участки, на которых в массовом количестве произрастают хозяйственно ценные виды растений, а также участки, на которых отмечены охраняемые виды растений. Однако следует подчеркнуть, что исчезновение этих местообитаний не создает реальную угрозу исчезновения какого-либо вида растений из данного региона.

После конкретизации зон затопления представляется целесообразным разработать в составе проектной документации специальные компенсационные природоохранные мероприятия. Такие мероприятия уже ранее осуществлялись на некоторых ГЭС Сибири и дальнего Востока (Саяно-Шушенская ГЭС; Зейская ГЭС и др.) и дали хорошие результаты.

**Животный мир.** В планируемых зонах затопления постоянно или временно обитает достаточно обширный комплекс охраняемых видов животных и видов, имеющих промысловое значение. Анализ распределения краснокнижных и охотничье-промысловых видов свидетельствует о том, что реализации любого из рассматриваемых вариантов неминуемо приведет к частичной утрате их местообитаний. Связано это с тем, что часть видов встречается исключительно в низовьях р.Тимптон, тогда как другая, напротив, приурочена к верхней части бассейна. Наконец, есть виды, встречаю-

щиеся на всем протяжении долины р.Тимптон. Однако, как и в случае с редкими видами растений, организация водохранилищ не создает угрозу полного исчезновения какого-либо из этих видов. Обеспечение экологической безопасности здесь также может быть достигнуто путем разработки специальных компенсационных природоохранных мероприятий в составе проектной документации.

**Водная экосистема р. Тимптон.** Создание каскада ГЭС неминуемо приведет к принципиальному изменению гидрологического режима р.Тимптон, что в свою очередь окажет воздействие на условия обитания водных организмов. С экологической точки зрения наибольшее значение имеют следующие процессы и явления:

- зарегулирование стока;
- создание труднопреодолимых преград в виде плотин ГЭС для прохода мигрирующих видов рыб;
- травмирование водных организмов, попадающих с током воды в гидроагрегаты;
- возникновение на р.Тимптон обширных лимнических участков (зон со слабой подвижностью вод);
- изменения ледового и термического режимов.

С экологической точки зрения перечисленные явления нельзя однозначно рассматривать как негативные. Например, при организации водохранилищ биоразнообразие водной биоты р. Тимптон скорее всего возрастет за счет развития озерных видов. Уже в первые несколько лет можно прогнозировать скачкообразное увеличение общей биомассы зоопланктона и зообентоса на подпруженных участках (водохранилищах) р.Тимптон. Значительно возрастет численность некоторых видов рыб. Например, таких промысловых видов, как щука и налим. Одновременно может наблюдаться снижение встречаемости реофильных форм. Промысловая рыбопродуктивность водохранилищ, создаваемых при строительстве каскада ГЭС на р. Тимптон, может быть предварительно оценена в размере 1 кг/га. Расчет величины ущерба водным биологическим ресурсам и объема компенсационных средств, проведенный при разработке «Рыбоводно-биологического обоснования», утвержденное Заключением ФГУ «ЦУРЭН» №03-01/298 от 16.08.2007 г., не позволяет отдать явного предпочтения ни одному из вариантов, хотя объем компенсационных выплат в варианте Канкунской ГЭС несколько выше.

**Особо охраняемые природные территории (ООПТ).** В районе предполагаемого размещения каскада ГЭС, относящегося административно к Алданскому и Нерюнгринскому районам, расположе-

ны и функционируют ООПТ республиканского и местного муниципального значения. В зону затопления попадают территории ресурсных резерватов местного значения «Нимныр» Алданского района, «Хатыми» и памятник природы местного значения «Тимптонский каскад». Этот вопрос также необходимо решить на этапе проектирования. После выработки окончательного решения о месте размещения проектируемых объектов необходимо осуществить официальное изменение границ и/или режимов данных ООПТ. В противном случае реализация проекта будет рассматриваться как факт нарушения действующего Законодательства РФ.

**Социально-экономические условия жизни населения и социально-экологические факторы (традиционное природопользование).** Как свидетельствует анализ статистических данных [10 – 11] и результатов специальных социологических исследований, проведенных в составе ИЭИ, условия жизни населения в районе размещения проектируемых объектов по ряду показателей (смертность, качество медицинского обслуживания, уровень доходов и др.) существенно хуже, чем в целом по Республике Якутия-Саха. Наблюдается массовый уход наиболее работоспособной части населения, в том числе представителей коренных народов. В сложившейся ситуации реализация проекта несомненно улучшит условия жизни населения за счет развития инфраструктуры и создания новых рабочих мест.

Разрушение в постсоветский период инфраструктуры снизило рентабельность традиционных видов природопользования, из которых основное значения имеют оленеводство и промысловая охота. Развитие инфраструктуры позволит улучшить условия реализации продуктов традиционного природопользования и доходность этих видов деятельности. Результаты ИЭИ не указывают на наличие территорий традиционного природопользования в пределах зон затопления и размещения различных объектов, предусматриваемых проектом. Вместе с тем, этот вопрос нуждается в уточнении. Его недоработка на проектном этапе может создать существенные трудности при последующей реализации проекта. В частности, отсутствие согласованной с органами местной власти карты территорий традиционного природопользования в перспективе создает условия для возникновения эколого-правовой коллизии, связанной с нарушением Законодательства РФ в отношении малых коренных народов.

Таким образом, для обеспечения экологической безопасности при разработке проектной документации по каскаду ГЭС на р. Тимптон необходимо уделить внимание следующим вопросам:

1. Провести дополнительные изыскания с целью уточнения участков возникновения ОГПиЯ, прогноза их развития и разработать мероприятия по предотвращению и снижению негативного воздействия этих факторов.

2. Разработать компенсационные природоохранные мероприятия по защите и восстановлению нарушенных местообитаний редких и охраняемых видов животных и растений.

3. Осуществить официальное изменение границ и/или режимов данных ООПТ, попадающих в зону размещения проектируемых объектов.

4. Разработать и согласовать с местными органами власти карту традиционного природопользования коренных народов и, в случае необходимости, произвести расчет компенсационных выплат.

#### ЛИТЕРАТУРА

1. Абанина Е.Н., Зенюкова О.В., Сухова Е.А. Комментарий к Федеральному закону «Об охране окружающей среды (постатейный). –М.: «Ось-89», 2006.
2. Безносков В.Н., Горюнова С.В., Кучкина М.А., Попов А.В., Седакин В.П., Суздалева А.А. Экологическая оптимизация гидротехнических сооружений: основные направления и концептуальные принципы // Вестник РУДН. Серия «Экология и безопасность жизнедеятельности», 2007, – №4.
3. Усачев И.Н., Суздалева А.Л., Безносков В.Н. ПЭС и окружающая среда: пути экологической оптимизации // Гидротехническое строительство., 2009. – №7.
4. International Finance Corporation's. Performance Standards on Social and Environmental Sustainability. April 30, 2006. 37 p. (<http://www.ifc.org>).
5. Троицкий А.В. Природоохранные проблемы в гидроэнергетике // Энергия., 2003, – №5.
6. Мерзлотные ландшафты Якутии (Пояснительная записка к мерзлотно-ландшафтной карте Якутской АССР масштаба 1:2500000) / А.Н. Федоров, Т.А. Ботулу, С.П. Варламов и др. – Новосибирск: ГУГК, 1989.
7. Геология Якутской АССР. –М.: «Недра», 1981.
8. Еловская Л.Г., Коноровский А.К. Районирование и мелиорация мерзлотных почв Якутии. Новосибирск: «Наука», 1978.
9. Волотовский К.А. Особенности растительного покрова на карбонатных породах Алданского нагорья // Ботанические исследования в криолитозоне. –Якутск: ЯНЦ СО РАН, 1992.
10. Основные показатели здорового образа жизни населения Республики Саха (Якутия): Стат. сб. – Якутск, 2006.
11. Некоторые показатели социально-экономического положения районов проживания малочисленных народов Севера: Стат. сб. – Якутск, 2006.

СОДЕРЖАНИЕ

**Мониторинг и безопасность сооружений ..... 3**

*Прудовский А.М.* О моделировании прорыва напорного фронта плотин ..... 3  
*Онипченко Г.Ф., Зюзин А.Г.* Обеспечение безопасности транспортировки наплавных блоков ГЭС по мелководью ..... 25  
*Радкевич Д.Б., Школьников С.Я., Чернилова Е.А.* Расчет размера вреда при авариях плотин водохранилищ. .... 36  
*Берлин В.В., Муравьев О.А.* Гидромеханические переходные процессы и силовые воздействия на агрегаты ГЭС ..... 51  
*Есиновский В.А., Мельник Г.В., Шестов Г.Е., Школьников С.Я.* Особенности оценки вреда при авариях сухих доков. .... 64  
*Орлов А.В.* Формирование источника финансового обеспечения для возмещения вреда от возможных аварий гидротехнических сооружений... 78  
*Волков В.И., Каганов Г.М., Секисова И.А.* Анализ состояния гидротехнических сооружений гидроузлов Домодедовского района Московской области ..... 87

**Строительные конструкции, материалы, технологии ..... 102**

*Николаев В.Б., Гун С.Я., Ксенофонов В.К., Николаев Д.В.* Анализ новых методов расчета железобетонных сооружений ..... 102  
*Горбов В.А., Николаев Д.В.* Сопротивление сборно-монолитной и монолитной двухъярусной конструкции действию поперечных сил ..... 125  
*Лисичкин С.Е., Пономарев Д.И., Мукашев Р.З.* Расчетные исследования напряженно-деформированного состояния и прочности сталежелезобетонных напорных водоводов к зданию Зарамагской ГЭС-1 ..... 136  
*Затворницкая Т.А., Талденкова Е.Н., Смирнова А.П.* Разработка и исследование составов жаростойкого бетона ..... 149  
*Борткевич С.В., Аверьянов В.Н., Воронин С.Г.* Особенности полевых опытно-фильтрационных исследований водопроницаемости глинистого экрана верхнего водоема Днестровской ГАЭС. .... 154

**Гидравлические исследования, гидрологическая безопасность ..... 171**

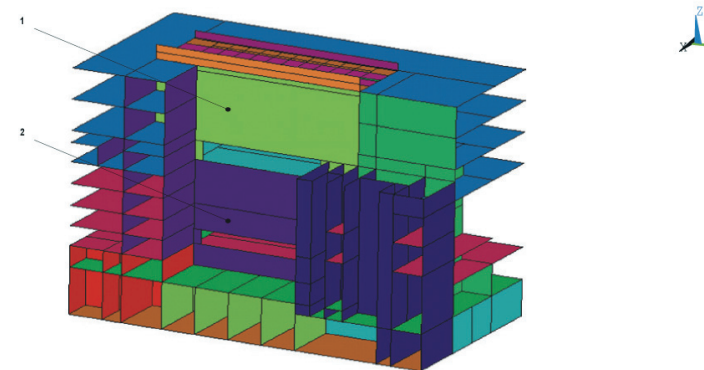
*Беликов В.В., Куприянов В.П.* Обоснование пропуска зимних расходов через водосброс Саяно-Шушенской ГЭС ..... 171

*Беликов В.В., Васильева Е.С.* Новая модель развития прорана в грунтовой плотине и ее обоснование. .... 183  
*Беликов В.В., Борисова Н.М.* Численные исследования волн прорыва судоходных гидротехнических сооружений ..... 205  
*Беликов В.В., Середавкин В.П., Школьников С.Я.* К вопросу о динамике обрушении сухих и обводненных грунтов: экспериментальное рассмотрение ..... 215  
*Асташева И.В., Цедров Г.Н.* Оценка уровня безопасности водосброса с закруткой потока ..... 225  
*Волианик В.В., Зуйков А.Л., Куприянов В.П., Новикова И.С., Родионов В.Б., Ханов Н.В., Цедров Г.Н., Асташова И.В.* Особенности движения воздушного потока воды в высоконапорных вихревых водосбросах ..... 236

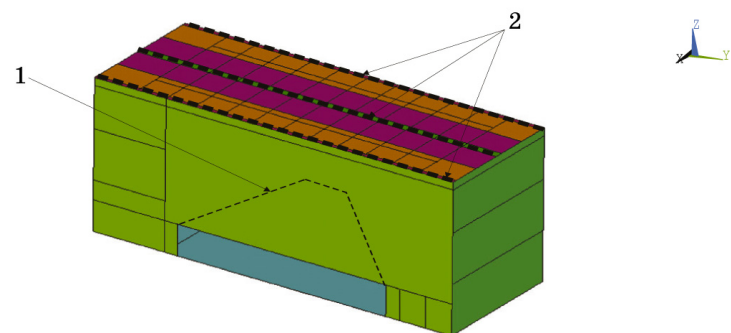
**Вопросы экологической безопасности ..... 252**

*Мажбиц Г.Л., Крапивина В.И.* Результаты испытаний эффективности рыбозащитных сооружений и устройств. .... 252  
*Суздалева А.А., Безносос В.Н., Ковалев С.В., Кучкина М.А., Минин Д.В., Суздалева А.А., Фомин Д.В.* Обеспечение экологической безопасности Южно-Якутского гидроэнергетического комплекса на этапе проектирования ..... 260





**Рис. 4.** Топология блока АЭС: 1 — бокс сепараторов; 2 — НВК (бокс нижних водяных коммуникаций)



**Рис. 5.** Расположение магистральной трещины по стене «И» (1) и гипотетических трещин в верхнем перекрытии (2) бокса сепараторов

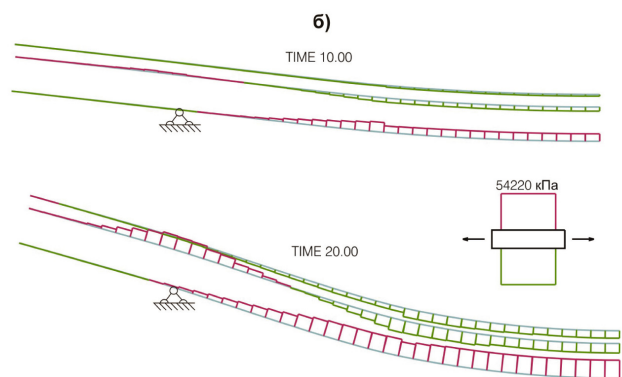
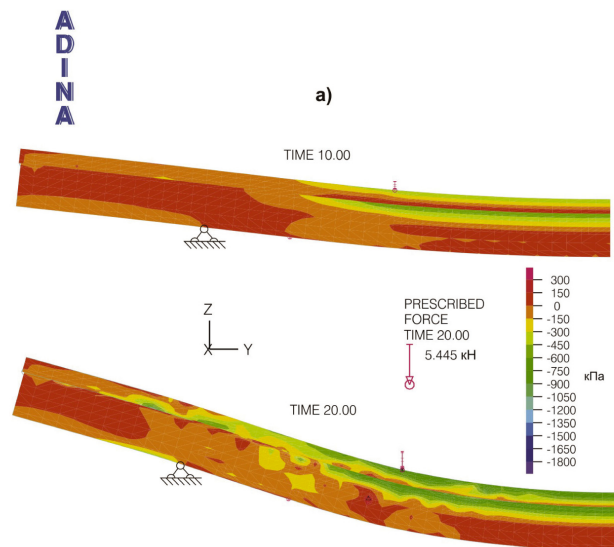


Рис. 13. Результаты расчёта: а) — распределение горизонтальных напряжений на  $10^{0M}$  (TIME 10) и  $20^{0M}$  (TIME 20) шаге загрузки в бетоне; б) — то же в продольной арматуре

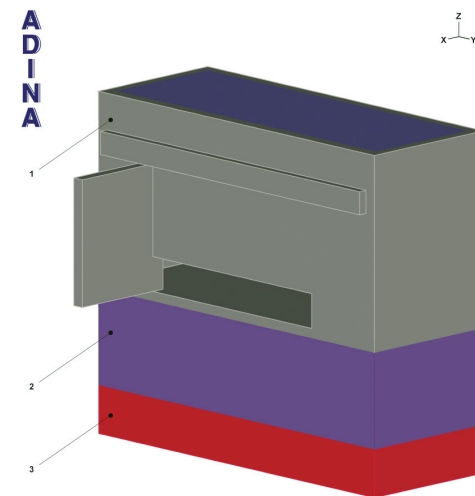


Рис. 17. Структурная модель расчетной области помещения бокса сепараторов пара-блока АЭС

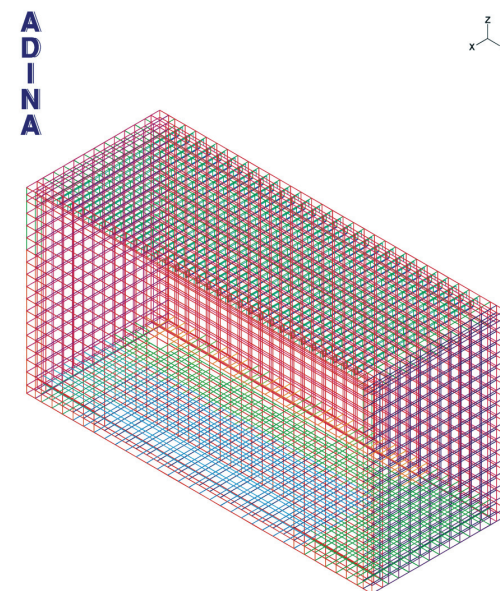


Рис. 18. конечно-элементная аппроксимация арматурных стержней железобетонной конструкции помещения бокса сепараторов пара

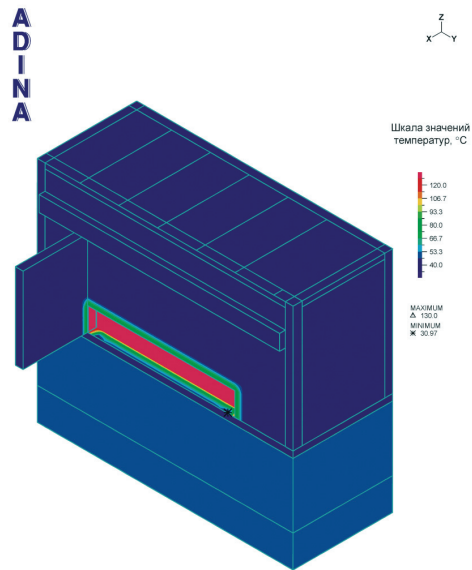


Рис. 19. Заданные значения температур в расчетной схеме конструкции горячих боксов блока АЭС

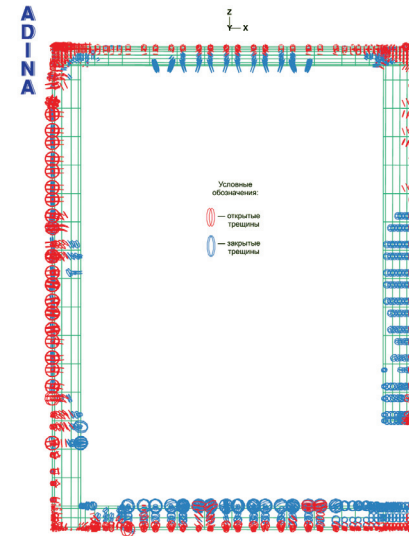


Рис. 22. Характер трещинообразования в конструкции помещения «горячих» боксов по оси «29» при статических и температурных нагрузках

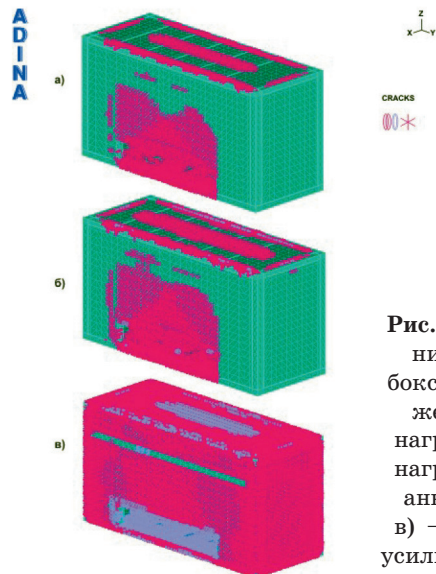
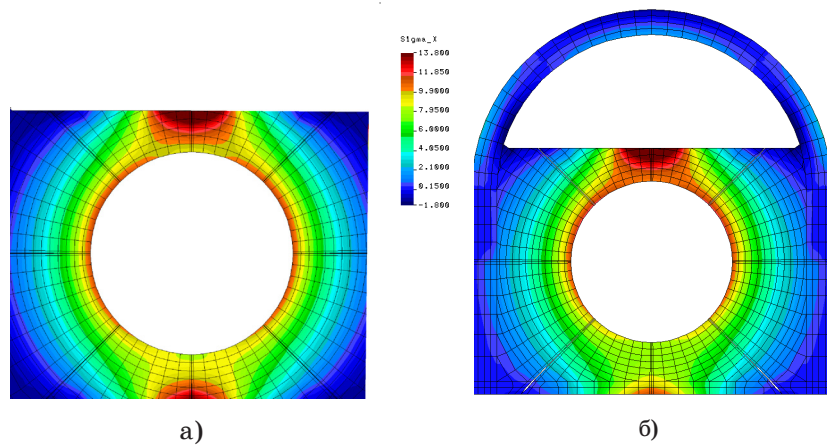
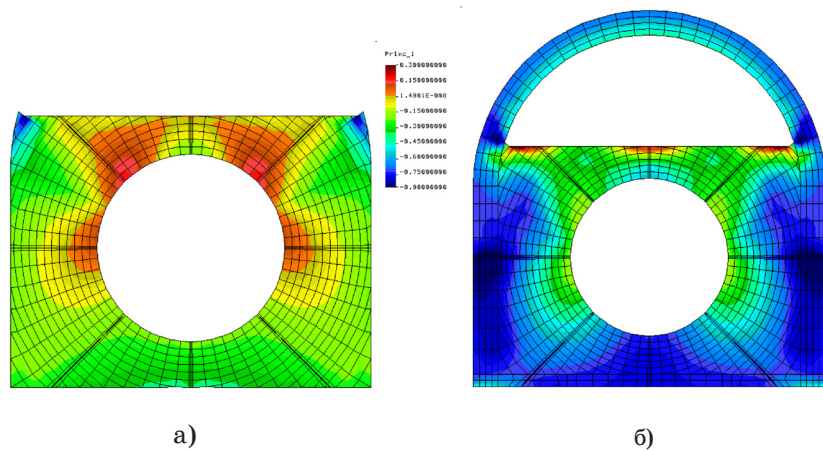


Рис. 20. Картины трещинообразования в конструкции помещения боксов-сепараторов на шагах нагружения: а) — при статических нагрузках; б) — при статических нагрузках и усилиях натяжения в анкерах конструкции усиления; в) — при статических нагрузках, усилиях в анкерах и температурных воздействиях



**Рис. 4.** Распределение кольцевых напряжений (МПа) в железобетонной обделке сталежелезобетонного турбинного водовода в эксплуатационном случае. а) водовод типа П; б) водовод типа П а



**Рис. 5.** Распределение максимальных главных напряжений (МПа) в железобетонной обделке сталежелезобетонного турбинного водовода в ремонтном случае. а) водовод типа П; б) водовод типа П а



Áâçîîãñíîñòü ýíàðããòè:ãñèèö ñîîðããáíéé  
Ñáîðíéè

**ХЭБ И В%аХНЬУ: —ВПВМУ,».—.**

**У ВНЬУ: УО НУ,£ .Ў.**

**Л,ЛМ£О-ПЕНВЪ Л НУПФё ЪВ М£ ,В ТЪН£: ГВОЛ У,£ ï .**

**У%аФПЕМУ, ФВ £Бё**

**‘У П£Б 60 90/16. £ МЛЪЫ £ SchoolBook**

**ЎБП£,£УЦЦ. 1. В £БёУЦЦВЪМ£**

**· ВП 17 Ф.О. “Л £К 1000 НБ.**

**«£Н£Б**

**АЛ ВМБЛ »г 06483 УЪ 19 %аВН£· 2001 ,,,**

**ï гХ»» — €**

**125362, ,,, ГУПН,£,—Ъ УЛЪВОЕМ ИФ УВБ%а, %а 7£.**

**ЪФВ £БЕМУ, ЪЛФУ, £ЦЦЦ**