

УДК 532.628:614.843

В. В. Ивашечкин, В. В. Веремениук, Г. Г. Круглов, Я. Я. Анацко, Я. А. Солдатенко

## ПРОГНОЗ УРОВНЕЙ В ВИЛЕЙСКОМ ВОДОХРАНИЛИЩЕ ПРИ ПРОПУСКЕ РАСХОДОВ ПОЛОВОДЬЯ

**Введение.** Чрезвычайные условия эксплуатации гидротехнических сооружений могут наступать в периоды возникновения в реке паводков и половодий, обусловленных в основном выпадением интенсивных дождевых осадков, быстрым таянием снега. В этих условиях допускается в течение непродолжительного времени переполнение водохранилища выше отметки нормального подпертого уровня (НПУ) до форсированного уровня (ФПУ). Объем водохранилища между отметками будет форсированный. Его используют для срезки поверочных максимальных расходов воды в период половодий и паводков. В обычной практике ФПУ превышает отметку НПУ на 20–70 см [1]. При пропуске очень редких расходов, расчетная повторяемость которых в среднем составляет 1 раз в 1000 лет ( $P = 0,1\%$ ) или 1 раз в 10000 лет ( $P = 0,01\%$ ), ФПУ должен превышать НПУ на 1–3 м. Положение ФПУ зависит от класса сооружений. Поэтому если в реке будут наблюдаться такие катастрофические расходы, а водохранилище уже заполнено до ФПУ, может произойти прорыв напорного фронта земляной плотины и наводнение.

По данным международной комиссии по большим плотинам, которая объединяет 95 стран и осуществляет мониторинг аварийных ситуаций, одной из причин, вызывающих аварии на речных подпорных гидроузлах, является недостаточная пропускная способность водосбросных сооружений (27–37% аварий). Анализ аварий более 200 плотин показал, что аварии земляных плотин вследствие перелива воды через гребень плотины составили 30% [2].

Следует отметить, что время эксплуатации большинства гидроузлов Республики Беларусь на малых реках составляет 50–60 лет. При их проектировании величины расчетного и поверочного расходов определялись или по рекам-аналогам, или по эмпирическим зависимостям. Повторяемость расчетного паводкового расхода для сооружений III класса принималась один раз в 33 года, а для IV класса — один раз в 20 лет. Срок фактической эксплуатации сооружений значительно больше. Поэтому, в связи с существенным изменением климата опасность превышения паводковых расходов над расчетными становится достаточно реальной. В этой связи оценка риска аварий гидротехнических сооружений гидроузлов на основе расчетов максимальных уровней в

водохранилище при пропуске расходов высокого стока является актуальной задачей.

Цель работы заключалась в прогнозном расчете уровней в водохранилище при пропуске половодья и его трансформации в условиях нахождения в аварийном состоянии части затворов водосливной плотины и оценке опасности прорыва земляной плотины.

Исходными данными расчета служат: 1) гидрограф притока расчетной вероятности превышения; 2) зависимость пропускной способности сооружений гидроузла от уровней воды в его бьефах; 3) кривая площади водной поверхности водохранилища в зависимости от уровня воды в нем  $\Omega = \Omega(H)$ ; 4) диспетчерский график.

Основу водохозяйственного расчета водохранилища при пропуске высокого стока составляет уравнение баланса воды в водохранилище, которое имеет вид [1]:

$$dH/dt \cdot \Omega = Q_{\text{приток}}(t) - Q_{\text{обь}} - Q_{\text{сб}}, \quad (1)$$

где  $H = H(t)$  – напор в водохранилище;  $\Omega$  – площадь водной поверхности водохранилища;  $Q_{\text{приток}}(t)$  – расчетный расход паводка во входном створе водохранилища;  $Q_{\text{обь}}$  – расход в створе водосбросного сооружения;  $Q_{\text{сб}}$  – расход, используемый для энергетики (предполагается постоянным).

Решив уравнение (1) при заданном начальном значении  $H(0) = H_1$ , определяющем предполоводную сработку, можно построить графики изменения напора  $H = H(t)$  в водохранилище и расхода  $Q_{\text{обь}} = Q(t)$ , позволяющие определить опасность переполнения водохранилища (превышение отметки ФПУ) и получить гидрограф сбросных расходов расхода  $Q_{\text{сб}}(t)$  в нижнем бьефе плотины, а также параметры потока (глубины  $h_0(t)$ , скорости  $v_0(t)$ ) в русле реки за водосливной плотинной.

Для наглядной демонстрации описанной выше методики расчета составим и решим уравнение баланса воды для Вилейского водохранилища, которое было заполнено в 1975 г. В состав сооружений головного гидроузла входят: земляная и водосливная плотины. Длина бетонной водосливной плотины 42 м. Имеются три водосливных отверстия шириной 12 м и высотой 6,0 м каждое. Отверстия перекрыты стальными сегментными затворами. По донным водоспускам, расположенным в береговых устоях водосливной плотины, вода подается к двум гидроэлектростанциям ГЭС-1 и ГЭС-2. Отметка уровня мертвого объема (УМО) — 153,0 м находится на

*Ивашечкин Владимир Васильевич, доктор технических наук, профессор, заведующий кафедрой "Гидротехническое и энергетическое строительство" Белорусского национального технического университета.*

*Веремениук Валентин Валентинович, кандидат физико-математических наук, доцент.*

*Круглов Георгий Георгиевич, кандидат технических наук, доцент кафедры "Гидротехническое и энергетическое строительство" Белорусского национального технического университета.*

*Анацко Ян Янович, магистрант Белорусского национального технического университета.*

*Солдатенко Яна Александровна, преподаватель-стажер кафедры "Гидротехническое и энергетическое строительство" Белорусского национального технического университета.*

*Беларусь, 220013, г. Минск, пр. Независимости, 65*

водосливных отверстия шириной 12 м и высотой 6,0 м каждое. Отверстия перекрыты стальными сегментными затворами. По донным водоспускам, расположенным в береговых устоях водосливной плотины, вода подается к двум гидроэлектростанциям ГЭС-1 и ГЭС-2. Отметка уровня мертвого объема (УМО) — 153,0 м находится на гребне водосливной плотины. Отметка НПУ водохранилища 159,0 м, ФПУ — 159,8 м. Отметка гребня земляной плотины (ГЗП) — 162,3 м.

**Последовательность расчета. Определение класса сооружения.** Назначаем класс гидротехнического сооружения в соответствии с Приложением Е ТКП 45-3.04-169-2009 [3] и изменения №1 к нему от 20.01.2014. Так как бетонная водосливная плотина Вилейского водохранилища имеет высоту более 10 м, ее можно отнести к III классу, однако, согласно п. 6.1.4 [3], класс сооружения допускается повышать на единицу, если разрушение основного сооружения может вызвать последствия катастрофического характера для городов и крупных промышленных предприятий. Это и было сделано проектной организацией при проектировании гидроузла. Вышесказанное позволяет отнести сооружения напорного фронта головного гидроузла Вилейского водохранилища ко II классу и расчетные максимальные расходы воды принимать для двух расчетных случаев: основного и поверочного исходя из ежегодной вероятности превышения 1 и 0,1% соответственно [3, табл. 2].

**Построение эмпирической кривой распределения.** Расчетный расход паводка во входном створе водохранилища  $Q_{нас}(t)$  определяется формой расчетного гидрографа, который принимают по нормам проектирования по моделям наблюдаемых высоких половодий в расчетном створе. Расчетный створ относим к входному створу водохранилища, за который обычно принимают место выклинивания подпора при отметке НПУ в межень.

Для определения величины максимальных расходов ежегодной вероятности превышения (обеспеченности) используем данные, приведенные в [4, приложение 4, стр. 434–435], Государственном водном кадастре и данные УП «Минскводоканал». Статистический ряд значений средних многолетних максимальных расходов годового стока в виде модулей стока  $q$ , л/(с · км<sup>2</sup>) для водпоста р. Вилия — г. Вилейка за 35 лет наблюдений имеет следующий вид: 1949 г. — 48,69; 1950 г. — 11,29; 1951 г. — 145,58; 1952 г. — 35,32; 1953 г. — 128,40; 1954 г. — 28,16; 1955 г. — 73,99; 1956 г. — 197,14; 1957 г. — 26,01; 1958 г. — 173,27; 1959 г. — 34,84; 1960 г. — 46,06; 1961 г. — 17,14; 1962 г. — 89,98; 1963 г. — 64,92; 1964 г. — 91,17; 1965 г. — 40,10; 1966 г. — 46,06; 1971 г. — 33,89; 1972 г. — 17,45; 1973 г. — 31,50; 1974 г. — 17,95; 1990 г. — 19,20; 1991 г. — 26,71; 1992 г. — 17,64; 1994 г. — 91,62; 1995 г. — 34,94; 1997 г. — 45,54; 1998 г. — 45,74; 2000 г. — 42,51; 2001 г. — 23,21; 2002 г. — 12,88; 2004 г. — 70,28; 2007 г. — 22,99; 2008 г. — 46,09;

Определяем средний модуль стока  $\bar{q}$ :

$$\bar{q} = \sum_{i=1}^n q_i / n = 1898,26 / 35 = 54,24 \text{ л/(с} \cdot \text{км}^2\text{)}, \quad (2)$$

где  $n$  — количество членов статистического ряда;  $q_i$  — модуль расхода  $i$ -го члена ряда.

Находим максимальный среднегодовой расход с учетом площади водосбора  $F = 4190 \text{ км}^2$ :

$$Q_p = \bar{q} \cdot F / 1000 = 54,24 \cdot 4190 / 1000 = 227,27 \text{ м}^3/\text{с} \quad (3)$$

Для построения эмпирической кривой распределения определяем модульные коэффициенты  $K_p$ :

$$K_p = q_i / \bar{q} \quad (4)$$

Определяем эмпирическую обеспеченность  $P$  для каждого члена статического ряда

$$P_{эмп} = (m_i / (n - 1)) \cdot 100\%, \quad (5)$$

где  $m$  — порядковый номер члена ряда, расположенного в порядке убывания;  $n$  — количество членов в ряду.

Строим на клетчатке эмпирическую кривую распределения (рисунок 1).

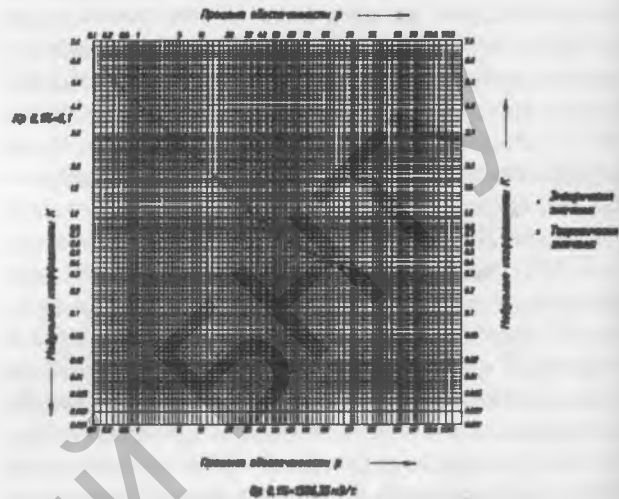


Рисунок 1. Кривая распределения расходов

**Подбор аналитической кривой распределения расходов воды.** Для сглаживания и экстраполяции эмпирической кривой распределения применяем трехпараметрическое распределение Крицкого–Менкеля. Коэффициенты вариации  $C_v$  и асимметрии  $C_s$  определяем методом наибольшего правдоподобия в зависимости от значений статистик  $\lambda_2$  и  $\lambda_3$ , вычисляемых по формулам [5]:

$$\lambda_2 = \sum lg K_i / (n - 1) = -4,16 / 34 = -0,122; \quad (6)$$

$$\lambda_3 = \sum K_i lg K_i / (n - 1) = 4,22 / 34 = 0,124. \quad (7)$$

По вычисленным значениям  $\lambda_2$  и  $\lambda_3$  определяем значение коэффициента вариации  $C_v = 0,85$ , а также отношение коэффициента асимметрии к коэффициенту вариации  $C_s / C_v = 3$  по номограммам [5, приложение А].

Далее по значениям параметров кривой распределения  $C_v$ ,  $C_s / C_v$  определяем значения ординат кривой трехпараметрического гамма-распределения в диапазоне от 0,1 до 99,9% и строим кривую на клетчатке вероятностей. Эмпирические точки плотно ложатся к аналитической кривой, что свидетельствует о правильном определении статистических параметров (рисунок 1).

Определяем средние квадратические ошибки нормы максимального стока и коэффициента вариации без учета автокорреляции:

$$\sigma_{Q_{max}} = \pm C_{v1} / \sqrt{n} \cdot 100 = \pm 0,85 / \sqrt{35} \cdot 100 = \pm 14,30\%; \quad (8)$$

$$\sigma_{C_s} = \pm \sqrt{\frac{3}{2n \cdot (3 + C_v^2)}} = \pm \sqrt{\frac{3}{2 \cdot 35 \cdot (3 + 0,8^2)}} = \pm 10,72\%. \quad (9)$$

Максимальный расход воды ежегодной вероятности превышения (обеспеченности) определяется по формуле:

$$Q'_{max p0,1\%} = K_p \cdot Q_{max p} = 6,1 \cdot 227,27 = 1386,35 \text{ м}^3/\text{с}. \quad (10)$$

где  $K_p$  — модульный коэффициент, определяемый по приложению Ж.1 [6] для трехпараметрического гамма-рас-

пределения в зависимости от  $C_v$  и  $C_v / C_v$  для заданной обеспеченности максимальных расходов, ( $C_v = 0,85$ ,  $C_v / C_v = 3$ ,  $K_p = 4,09$ );  $Q_{max}$  — средний максимальный расход воды,  $m^3/c$ .

Вычисляется гарантийная поправка [6] (11):

$$\Delta Q_{max p} = \alpha E_p / \sqrt{t_n} \cdot Q'_{max p 0.1\%} = 1 \cdot 1,62 / \sqrt{35} \cdot 1386,35 = 379,62 m^3/c.$$

Значение величины гарантийной поправки не должно быть более 20% значения величины максимального расхода воды  $Q'_{max}$ . Если условие не выполняется, гарантийная поправка принимается равной 20% значения величины максимального расхода воды.

$$\Delta Q_{max p} = Q'_{max p 0.1\%} \cdot 0,2 = 1386,35 \cdot 0,2 = 277,27 m^3/c. \quad (12)$$

Исправленный расход определяется по формуле:

$$Q_{max p 0.1\%} = Q'_{max p 0.1\%} + \Delta Q_{max p} = 1386,35 + 277,27 = 1663,62 m^3/c. \quad (13)$$

Расчет и построение гидрографа максимального стока.

Расчетный гидрограф половодья строим по средним суточным расходам воды. Максимальный средний суточный расход определяется по формуле:

$$Q_p = Q'_{p} / k_r = 1663,62 / 1 = 1663,62 m^3/c, \quad (14)$$

где  $k_r = 1$  — переходный коэффициент от максимального мгновенного расхода воды весеннего половодья, ( $Q'_d$ ) к среднему суточному расходу ( $Q_p$ ), его значение принимаем по [6, приложение 30].  $Q'_d$  — максимальный мгновенный расход воды весеннего половодья принимаемый  $Q'_p = Q_{max p 0.1\%}$ ,  $Q_{max p 0.1\%}$  — исправленный расход воды.

На равнинных реках территории РБ, а также близлежащих территориях соседних стран, чаще всего бывают одновершинные гидрографы половодий и их рассчитываем по уравнению [5, стр. 32]:

$$Y = 10^{-a(1-x)^2/x}, \quad (15)$$

где  $Y = Q_i / Q'_p$  — ординаты расчетного гидрографа, выраженные в долях среднесуточного максимального расхода воды заданной обеспеченности;  $x = t / t_n$  — абсциссы расчетного гидрографа, выраженные в долях условной продолжительности подъема половодья  $t_n$ ;  $a$  — параметр, зависящий от коэффициента формы гидрографа  $\lambda$ , функционально связанного с коэффициентом несимметричности гидрографа  $k_{s.a}$ .

Коэффициент  $k_{s.a}$  есть отношение

$$k_{s.a} = h_{n.a} / h_o, \quad (16)$$

где  $h_{n.a}$  — слой стока за период подъема половодья, (мм);  $h_o$  — суммарный слой стока всего половодья, мм. Значение  $k_{s.a}$  устанавливаем по данным рек-аналогам.

Ординаты расчетного гидрографа следует определять по формуле:

$$Q_i = y \cdot Q_p; \quad (17)$$

абсциссы — по формуле:

$$t_i = x \cdot t_n, \quad (18)$$

где  $x$ ,  $y$  — относительные ординаты расчетного гидрографа стока воды, принимаются по [5, табл. 2];  $Q_p$  — расчетный максимальный средний суточный расход воды весеннего половодья,  $m^3/c$ , определяемый по формуле (14);  $t_n$  — продолжительность подъема весеннего половодья, сут, которая определяется по формуле:

$$t_n = 0,0116 \cdot \lambda \cdot h_p / q_p, \quad (19)$$

где  $\lambda$  — коэффициент, учитывающий форму гидрографа, для Беларуси  $\lambda = 0,6$ ;  $q_p$  — расчетный модуль максимального среднего суточного расхода воды весеннего половодья,  $m^3/c \cdot km^2$ , определяемый по формуле:

$$q_p = Q_p / A, \quad (20)$$

где  $A$  — площадь водосбора,  $km^2$ ;  $h_p$  — слой стока расчетной обеспеченности, мм, рассчитываем по формуле:

$$h_p = K_p \cdot h_o, \quad (21)$$

где  $h_o$  — средний многолетний слой стока весеннего половодья (мм), определяемый по картам изолиний [6, приложение 9];  $K_p$  — модульный коэффициент расчетной обеспеченности.

$$t_n = 0,0116 \cdot h_p \cdot \lambda / q_p = 0,0116 \cdot 451,4 \cdot 0,6 / 0,397 = 7,9 \text{ сут.}$$

$$h_p = K_{p 0.1\%} \cdot h_o = 6,1 \cdot 74 = 451,4$$

$$q_p = Q_p / A = 1663,62 / 4190 = 0,397$$

Расчитанные координаты заносим в таблицу.

Таблица 1. Координаты расчетного гидрографа стока воды весеннего половодья

x	y	$t_p$ , сут	$Q_p$ , $m^3/c$
0,1	0	0,79	0,00
0,2	0,011	1,58	18,30
0,3	0,099	2,37	164,70
0,4	0,28	3,16	465,81
0,5	0,49	3,95	815,17
0,6	0,69	4,74	1147,90
0,7	0,83	5,53	1380,80
0,8	0,93	6,32	1547,17
0,9	0,98	7,11	1630,35
1	1	7,9	1663,62
1,1	0,99	8,69	1646,98
1,2	0,95	9,48	1580,44
1,3	0,91	10,27	1513,89
1,4	0,85	11,06	1414,08
1,5	0,79	11,85	1314,26
1,6	0,73	12,64	1214,44
1,7	0,66	13,43	1097,99
1,8	0,6	14,22	998,17
1,9	0,55	15,01	914,99
2	0,49	15,8	815,17
2,2	0,4	17,38	665,45
2,4	0,32	18,96	532,36
2,6	0,25	20,54	415,91
2,8	0,19	22,12	316,09
3	0,15	23,7	249,54
3,5	0,079	27,65	131,43
4	0,042	31,6	69,87
5	0,011	39,5	18,30
6	0,003	47,4	4,99
8	0	63,2	0,00

По рекомендациям [4] при построении гидрографов за дату наступления весеннего половодья принята дата наступления расхода, равного  $0,05 Q_{p 0.1\%}$  ( $Q_0 = 0,05 Q_{p 0.1\%} = 0,05 \cdot 1663,62 = 78 m^3/c$ ), а за дату наступления конца — дата наступления расхода, равного  $0,1 Q_{p 0.1\%} = 166,36 m^3/c$ .

Определение расхода в створе водосбросного сооружения  $Q_{bmx}$ . Используем формулу для расхода через неподтопленный водослив практического профиля криволинейного очертания:

$$Q_{bmx} = C \cdot H^{1,5}, \quad (21)$$

где коэффициент  $C = m \cdot \epsilon \cdot N \cdot b \cdot \sqrt{2g}$ ,  $m$  и  $\epsilon$  — соответственно, коэффициенты расхода и бокового сжатия [7] (при расчетах ниже принято  $m = 0,38$  и  $\epsilon = 0,9$ );  $N$  — число отверстий водослива;  $b$  — ширина одного водослива.

Нахождение эмпирической зависимости  $\Omega = f(H)$ . Площадь водной поверхности  $\Omega$ , измеренная в кв. км, Вилейского водохранилища в зависимости от напора  $H$ , измеренного в м, на гребне бетонной плотины была задана в виде таблицы проектных данных. Эти данные аппроксимировались с использованием метода наименьших квадратов. В результате получили эмпирическую формулу:

$$\Omega = 14,9 - 1,7 \cos^5 H + 4,4 \cdot H^{1,47}. \quad (17)$$

Максимальная относительная ошибка этой формулы равна 2,7%. Но она имеет такую погрешность только в окрестности точки  $H = 0$ , которая неважна для практических исследований. В окрестностях других точек эта ошибка менее 1,7%. Поэтому формулу (17) можно считать приемлемой для определения площади  $\Omega$ , что подтверждает график (рис. 2), на котором отмечены эмпирические точки.

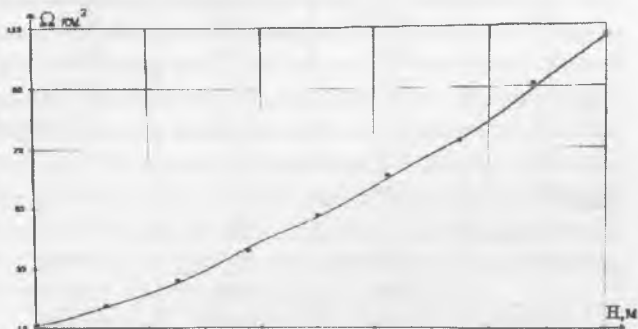


Рисунок 2. Кривая  $\Omega = f(H)$

Начальное условие для уравнения (1) определяем по формуле:

$$H(0) = ((Q_0 - Q_{из}) / C)^{2/3}, \quad (18)$$

где  $Q_0 = Q_{наб}(0)$  — расход воды через водосливную плотину до начала паводка. Отметим, что правая часть равенства (18) является стационарным решением уравнения  $dH/dt \cdot \Omega = Q_0 - Q_{вых} - Q_{из}$ .

Чтобы определить напор  $H(t)$  в водохранилище при паводке, который описывается гидрографом  $Q_{наб}(t)$ , надо решить задачу, которая определяется равенствами (1), (16)–(18).

Задача (1), (16)–(18) не допускает точного решения. Ее приближенное решение можно искать, например, методом Рунге-Кутты.

Определение напора  $H(t)$  на водосливной плотине в Вилейском водохранилище. Расчеты проведены для различных условий работы водосливной плотины: 1)  $N = 1$  — работает один пролет, два других находятся в аварийном состоянии и перекрыты затворами; 2)  $N = 2$  — работают два пролета, один находится в аварийном состоянии и перекрыт затвором; 3)  $N = 3$  все пролеты работают. В качестве критического значения напора принят напор на гребне водосливной плотины  $H_{crit} = 9,3$  м, который равен разности ГЗП и УМО и соответствует уровню воды на отметке гребня земляной плотины — 162,3 м. Превышение этого уровня (выполнение условия  $H(t) > H_{crit}$ ) создает риск аварийной ситуации, проявляющийся в переливе воды через гребень земляной плотины и ее разрушении. Превышение уровнем воды отметки ФПУ ( $H'_{crit} = 6,8$  м) создает условия

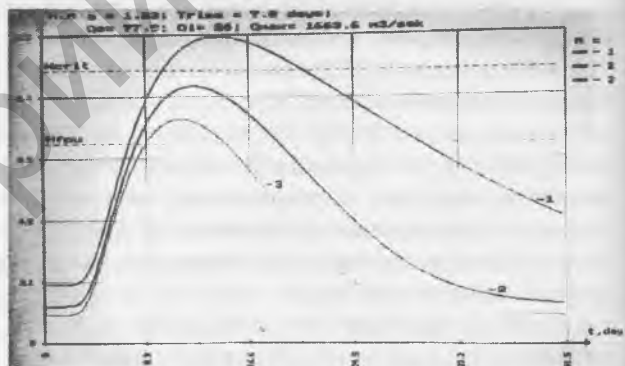
для усиления фильтрации через тело земляной плотины, подъеме кривой депрессии, выходе ее на низовой откос в зоне, расположенной выше наклонного дренажа, и размыве низового откоса. При длительном размыве откоса плотина может потерять устойчивость.

Ниже (рисунок 3) приведены графические результаты расчетов повышения уровней воды в Вилейском водохранилище при весеннем паводке с гидрографом  $Q_{наб}(t)$ .

Расчеты проводились при следующих данных:  $Q_{max} = 1663,6 \text{ м}^3/\text{с}$ ;  $Q_0 = 0,05 Q_{max} = 77,9 \text{ м}^3/\text{с}$ ;  $Q_{из} = const = 26 \text{ м}^3/\text{с}$ . Время  $t_n = T_{rise} = 7,8$  дней — время, в течение которого происходит нарастание расхода паводка.

Из результатов расчетов следует, что максимальные напоры составили: если  $N = 1$ , то  $H_{max} = 10,5$  м, если  $N = 2$ , то  $H_{max} = 8,8$  м, если  $N = 3$ , то  $H_{max} = 7,6$  м.

Отсюда следует, что прогноз для водохранилища неблагоприятный: во всех указанных случаях уровень воды при половодье превышает ФПУ. Продолжительность этих процессов разная: 5,5 сут. ( $N = 3$ ); 10,9 сут. ( $N = 2$ ); 24 сут. ( $N = 1$ ). Создается опасность размыва низового откоса из-за выхода кривой депрессии выше наклонного дренажа, так как допускается только кратковременное превышение ФПУ. Но наибольшую опасность представляет превышение отметки гребня 10,5 сут. ( $N = 1$ ),  $H_{max} = 10,5 \text{ м} > H_{crit}$ .



1 — один пролет ( $N = 1$ ); 2 — два пролета ( $N = 2$ ); 3 — три пролета ( $N = 3$ )

Рисунок 3. Прогноз изменения во времени напора  $H$  на гребне водосливной плотины Вилейского водохранилища при пропуске расхода половодья 0,1% — обеспеченности при количестве работающих пролетов  $N$

Такой сценарий развития событий может привести к прорыву напорного фронта и затоплению территории ниже гидроузла. Поэтому к исправности рабочих затворов плотины и их подъемных механизмов должны предъявляться высокие требования.

Определение гидрографа сбросного расхода  $Q(t)$ , глубины  $h_0(t)$  и скорости  $v_0(t)$  потока в русле реки за водосливной плотинной. Нахождение напора  $H(t)$ , как решения задачи (1), (16)–(18), является как самостоятельной задачей при прогнозировании аварийных ситуаций в функционировании водохранилища, так и вспомогательной задачей для определения параметров потока (глубины  $h_0(t)$ , скорости  $v_0(t)$ , расхода  $Q_0(t)$ ) в русле реки (они используются для расчета уровней воды в русле за плотинной). Это осуществляется следующим образом.

В русле реки за плотинной, как правило, известна связь между глубинами и расходами  $h = f(Q)$ , получен-

ная по результатам гидрометрических исследований и представленная в табличной форме или в виде графика. Для конкретного гидроузла методом наименьших квадратов определяем эмпирическую зависимость  $h = f(Q)$ .

Например, после обработки опытных данных для Вилейского гидроузла получили зависимость:

$$h = f(Q) = 2,36 + 3,35 \cdot e^{-7,5/x} - 2 \cdot (0,72)^{(x+0,5)^2}, \quad (22)$$

где  $x = Q / 100$ . Эта формула имеет максимальную абсолютную погрешность 0,019 м и максимальную относительную погрешность 1,6% (причем при  $Q \geq 100$  эта погрешность меньше 1%), что говорит о том, что она вполне приемлема для использования.

Далее, решая задачу (1), (16)–(18), находим напор  $H(t)$  и, используя (16) и (19), определяем (в предположении, что отводящее русло прямоугольное):

$$\begin{cases} Q_0(t) = Q_{\text{вх}} - Q_L = C \cdot H^{1,5} - Q_L \\ h_0(t) = f(Q_0(t)) \\ v_0(t) = \frac{Q_0(t)}{B \cdot h_0(t)} \end{cases} \quad (23)$$

где  $B$  — ширина отводящего русла.

#### Выводы:

1. Составлен алгоритм использования уравнения баланса воды для расчета уровней в водохранилище при пуске половодья. Уравнение решается численными методами. Составлена программа расчета, которая позволяет получить изменение во времени уровня воды в водохранилище и гидрограф сбросных расходов в русле ниже гидроузла при различных формах гидрографов паводка и

количестве работающих пролетов плотины, что позволяет применять программу для различных гидроузлов.

2. Рассмотрен пример использования данного алгоритма для прогнозного расчета уровней воды в Вилейском водохранилище при пуске расходов половодья 0,1%-й обеспеченности. Прогноз для водохранилища неблагоприятный: во всех расчетных случаях уровень воды при половодье превышает ФПУ и в этом случае безопасность сооружений напорного фронта не будет обеспечена.

#### СПИСОК ЦИТИРОВАННЫХ ИСТОЧНИКОВ:

1. Смирнов, Г.Н. Гидрология и гидротехнические сооружения: учеб. для вузов по спец. «Водоснабжение и канализация» / Г.Н. Смирнов, Е.В. Курилович, И.А. Витешко, И.А. Мальгина; под ред. Г.Н. Смирнова. – М.: Высш. шк., 1988. – 472 с.
2. Ничипорович, А.А. Плотины из местных материалов. – М.: Стройиздат, 1973.
3. Гидротехнические сооружения. Строительные нормы проектирования: ТКП 45-3.04-169-2009(02250) – Минск: Минстройархитектуры, 2010.
4. Ресурсы поверхностных вод СССР. В 20 т. – Л.: Гидрометеоиздат, 1966. – Т. 5. Белоруссия и Верхнее Поднепровье, Ч. 1.
5. Расчетные гидрологические характеристики: ТКП 45-3.04-168-2009.
6. Определение расчетных гидрологических характеристик. М.: 1983. – СНиП 2.01.14-83.
7. Киселев, П.Г. Справочник по гидравлическим расчетам/ П.Г. Киселев, А.Д. Альтшуль, Н.В. Данильченко и др.; под ред. П.Г. Киселева. – М., Энергия, 1972. – 312 с.

Материал поступил в редакцию 13.07.17

IVASHECHKIN V.V., VEREMENUK V.V., KRUGLOV G.G., ANATSKOY.Y., SOLDATENKO Y.A. Prognosis levels in Vilia reservoir during to run high water

The paper describes a water economy calculation of reservoir during to run water flood. The calculation based on differential equation balance water in reservoir. In the paper received decision of equation, which allow to make a prognosis change of the water level in reservoir and receive expenditure hydrograph of water flood. The authors implement of the estimate a danger wateroverflow comb earth dam during to run water flood.