

<https://doi.org/10.21122/2227-1031-2019-18-2-146-154>

УДК 001.891.53 [627.8.034:712.5]

Моделирование процесса изменения уровней в каскаде из двух русловых водохранилищ при пропуске половодья

Канд. физ.-мат. наук, доц. В. В. Вереме́нюк¹⁾, докт. техн. наук, проф. В. В. Ива́шечкин¹⁾,
О. В. Не́меровец¹⁾

¹⁾Белорусский национальный технический университет (Минск, Республика Беларусь)

© Белорусский национальный технический университет, 2019
Belarusian National Technical University, 2019

Реферат. Последние десятилетия в Республике Беларусь наблюдается тенденция уменьшения стока рек, но параллельно этому увеличивается вероятность наступления паводка. На территории страны большая часть гидротехнических сооружений запроектирована на напор до 15 м. При использовании недостаточно обоснованной методики расчета гидротехнических сооружений на стадии проектирования, неудовлетворительном уровне их технического обслуживания, при отсутствии или недоукомплектованном штате эксплуатационного персонала возникает риск аварии на гидроузле. Опасность существенно возрастает при расположении водохранилищ в каскадах. Одним из примеров такого водохранилища и неслаженной работы обслуживающего персонала может служить гидроузел Меркуловичи Чечерского района Гомельской области. Там при дождевом паводке произошел перелив через гребень земляной плотины, что повлекло частичное разрушение ее тела. В данной статье рассмотрены вопросы прогнозирования таких ситуаций. Предложена упрощенная методика расчета изменения уровня воды в двух водохранилищах при пропуске паводка, основанная на совместном решении дифференциальных уравнений балансов воды в водохранилищах без учета неустановившегося движения по их длине. Предполагается, что при входе в верхнее водохранилище изменение расхода во времени соответствует гидрографу паводка, а изменение расходов во времени на входе в нижележащее водохранилище и на выходе из него соответствует гидрографам сбросных расходов согласно таким графикам управления затворами водосбросов первого и второго водохранилищ, чтобы не допустить перелива через плотину (плотину) водохранилищ. На основании данной методики рассмотрен пример прогнозного расчета уровней в русловом водохранилище Меркуловичи и находящемся ниже пруде при их каскадном расположении в случае пропуска паводка.

Ключевые слова: расход, паводок, водохранилище, каскад, напор, водосброс, уравнение баланса воды, гидрограф паводка

Для цитирования: Вереме́нюк, В. В. Моделирование процесса изменения уровней в каскаде из двух русловых водохранилищ при пропуске половодья / В. В. Вереме́нюк, В. В. Ива́шечкин, О. В. Не́меровец // *Наука и техника*. 2019. Т. 18, № 2. С. 146–154. <https://doi.org/10.21122/2227-1031-2019-18-2-146-154>

Modeling of Process for Level Changes in Cascade of Two Channel Water Reservoirs in Case of Flooding

V. V. Veremenyuk¹⁾, V. V. Ivashechkin¹⁾, O. V. Nemerovets¹⁾

¹⁾Belarusian National Technical University (Minsk, Republic of Belarus)

Abstract. For the last decades in the Republic of Belarus, there is a tendency of decreasing river flow, but at the same time the probability of flood is increasing. Majority of all hydraulic engineering structures on the territory of the Republic of Belarus is projected for a pressure up to 15 m. Risk of an accident at the hydraulic unit appears due to insufficiently substantiated

Адрес для переписки

Ивашечкин Владимир Васильевич
Белорусский национальный технический университет
просп. Независимости, 150,
220014, г. Минск, Республика Беларусь
Тел.: +375 17 267-98-29
fes@bntu.by

Address for correspondence

Ivashechkin Vladimir V.
Belarusian National Technical University
150 Nezavisimosty Ave.,
220014, Minsk, Republic of Belarus
Tel.: +375 17 267-98-29
fes@bntu.by

methodology for calculation of hydraulic engineering structures at the stage of design, unsatisfactory level of their maintenance, absence or understaffing of operational personnel. A danger increases significantly when reservoirs are located in cascades. A hydraulic system in Merkulovichi, Chechersk district, Gomel region can serve as an example of such water reservoir and uncoordinated activity of the operating personnel. While operating the hydraulic unit an overflow occurred through a crest of an earth dam during a rain flood and due to this there was a partial destruction of the dam body. The paper considers problems concerning prediction of such situations. The paper proposes a simplified methodology for calculating changes in water level for two reservoirs during flood discharge and this methodology is based on a joint solution of differential equations of water balances in reservoirs without taking into account unsteady movement along their length. It has been assumed that at the entrance to an upper reservoir discharge change in time corresponds to flood hydrograph, and the change in time at the entrance of a lower reservoir and at its exit corresponds to discharge hydrographs in accordance with such schedules for control of spillway water gates for the first and second reservoirs in order to prevent overflow through dams (dam) of the reservoirs. While using this methodology an example for prediction calculation of levels in Merkulovichi channel reservoir and a lower pond has been considered with their cascading location and in the case of flood discharge.

Keywords: discharge, flood, water reservoir, cascade, pressure, spillway, water balance equation, flood hydrograph

For citation: Veremenyuk V. V., Ivashchkin V. V., Nemerovets O. V. (2019) Modeling of Process for Level Changes in Cascade of Two Channel Water Reservoirs in Case of Flooding. *Science and Technique*. 18 (2), 146–154. <https://doi.org/10.21122/2227-1031-2019-18-2-146-154> (in Russian)

Введение

В соответствии с материалами Международной комиссии по большим плотинам, ежегодно в мире на гидроузлах происходит около 3000 аварий. Значительное число повреждений наблюдается в период прохождения катастрофических половодий и паводков, что связано с неправильными проектно-техническими решениями о пропуске экстремальных расходов и плохой работой эксплуатационных служб [1].

Аварийность низконапорных гидротехнических сооружений (ГТС) (плотины IV класса с напором до 15 м и объемом водохранилища до 50 млн м³) в Российской Федерации выше, чем у высоко- и средненапорных. За последние пять лет в России имели место более 300 аварий ГТС IV класса. Это объясняется неудовлетворительным уровнем их технического обслуживания, отсутствием или недостаточным штатом эксплуатационного персонала, а в ряде случаев – потерей собственника и эксплуатирующей организации [2]. В Республике Беларусь все земляные плотины, согласно [3], относятся к плотинам III и IV классов. В настоящее время эксплуатируется около 150 водохранилищ с объемом более 1 млн м³ [4]. На наиболее крупных водохранилищах требования к обеспечению безопасности удовлетворяются в полной мере, чего нельзя сказать о многочисленной группе менее крупных водохранилищ водохозяйственного комплекса, которые эксплуатируются 40–50 лет и нуждаются в выделении необходимых средств для выполнения ремонтных работ.

Часть водохранилищ соединена в каскады, где при прохождении половодий и паводков

персоналом гидроузлов должна осуществляться слаженная работа по регулированию уровней воды в выше- и нижележащих водохранилищах. Если в этот период не удастся своевременно открыть затворы на нижележащем водохранилище, в нем могут произойти подъем уровней и подтопление водосбросных отверстий вышележащего водохранилища. Истечение станет затопленным, это снизит пропускную способность отверстий, спровоцирует перелив воды через гребень плотины вышележащего водохранилища и приведет к разрушению конструкций.

Известен пример катастрофического разрушения в августе 1975 г. китайской плотины Баньцяо, которая была построена в 50-е гг. прошлого века на реке Жу в провинции Хэнань. Плотины Баньцяо запроектировали с запасом на наводнение (306 мм осадков в день), которое могло произойти раз в тысячелетие. Однако в августе 1975 г. случилось еще более мощное наводнение: за день выпала годовая норма осадков – 1060 мм. В 00:30 8 августа рухнула находящаяся выше по течению плотина Шиманьтань, не выдержавшая двойной перегрузки от давления воды. Еще через полчаса вода начала переливаться через верх плотины Баньцяо. Затем рухнула и она, не выдержав напора воды. В итоге вода из прорвавшегося водохранилища Баньцяо снесла 62 плотины ниже по течению. Всего в результате наводнения погибло 26 тыс. человек.

Дополнительная опасность прорыва напорного фронта возникает на водохранилищах, если автомобильная дорога проходит не по гребню плотины, а по отдельной насыпи, располо-

женной на некотором расстоянии за плотиной. В этой гидравлической схеме имеются два последовательно расположенных водопропускных сооружения: одно – в плотине, второе – в насыпи автодороги. Если водопропускное сооружение автодороги не может пропустить расходы, сбрасываемые из водохранилища при катастрофическом паводке, происходят подтопление отверстий водопропускного сооружения плотины, переполнение водохранилища и перелив через гребень. Такая ситуация имела место на водохранилище Меркуловичи Чечерского района Гомельской области, когда при дождевом паводке произошел перелив через гребень земляной плотины.

Изучению режима изменения уровней в водохранилищах при их каскадном расположении посвящен ряд трудов российских ученых [5–7], которые касаются разработки режимов работы гидроузлов при регулировании каскада крупных водохранилищ на основе проведенных сценариев боковой приточности воды к водохранилищам каскада. Так, решение задач планирования режимов работы гидроузлов Волжско-Камского каскада водохранилищ, включая пропуск весеннего половодья, осуществляется на основе многовариантных расчетов режимов работы гидроузлов каскада для всего диапазона возможных гидрологических условий (прогнозируемых Росгидрометом) с помощью имитационной модели. Программная реализация имитационной математической модели обеспечивает увязку гидравлических расчетов движения воды в водохранилищах с водохозяйственными балансовыми расчетами каскада гидроузлов. Гидравлический блок модели базируется на уравнениях неустановившегося движения. Водохозяйственный блок включает требования и ограничения, содержащиеся в диспетчерских правилах работы гидроузла. Согласование гидравлических расчетов с водохозяйственным блоком осуществляется путем задания для уравнений неустановившегося движения водных масс граничных условий, обусловленных

диспетчерскими правилами регулирования режимов работы гидроузлов и характеристиками пропускной способности сооружений.

Как отмечено в [5–7], для точного решения поставленной задачи необходима подробная информация о поперечниках в расчетных створах водохранилищ, уклонах, коэффициентах шероховатости, которая обычно отсутствует.

Если поперечные сечения русловых водохранилищ многократно превышают размеры поперечных сечений русла реки, то в этих сечениях будут формироваться сравнительно небольшие скорости при заполнении водохранилищ во время паводков, и тогда движение по длине водохранилищ можно считать неравномерным и квазиустановившимся. В этой связи авторами статьи предлагается упрощенная методика расчета изменения уровней воды в двух водохранилищах при пропуске паводка, основанная на совместном решении дифференциальных уравнений балансов воды в водохранилищах без учета неустановившегося движения по их длине. На входе в верхнее водохранилище изменение расхода во времени соответствует гидрографу паводка, а изменение расходов во времени на входе в нижележащее водохранилище и на выходе из него соответствует гидрографам сбросных расходов согласно таким графикам управления затворами водосбросов первого и второго водохранилищ, чтобы не допустить перелива через плотины (плотину) водохранилищ. Это позволяет упростить расчеты и использовать всегда доступную исходную информацию в виде кривых площадей водохранилищ и пропускной способности водосбросных сооружений от напоров.

Основная часть

Рассмотрим каскад из двух водохранилищ, содержащих земляные плотины, оборудованные башенными водосбросными сооружениями в виде башенных водосбросов по одному в каждой плотине (рис. 1).

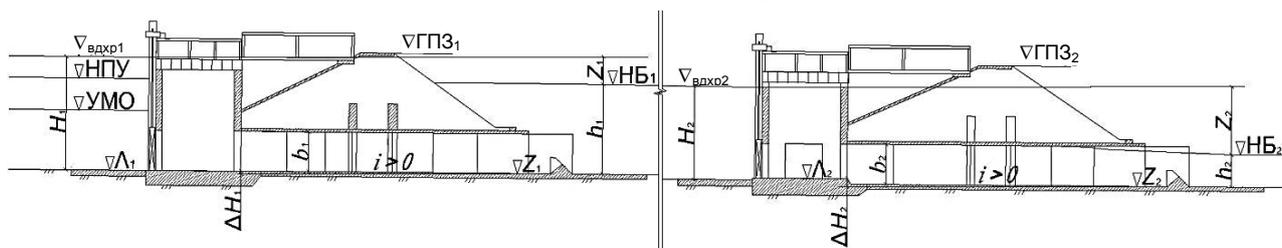


Рис. 1. Схема каскада из двух водохранилищ с земляными плотинами, оборудованными башенными водосбросами

Fig. 1. Scheme of cascade from two water reservoirs with earth dams equipped with tower spillways

В качестве исходных данных для исследования принимаем для первого водохранилища:

1) $\nabla\Lambda_1$ (м) – отметка уровня дна перед входом в трубы первого башенного водосброса;

2) k_1 – количество труб первого башенного водосброса, имеющих прямоугольную форму шириной a_1 (м) и высотой b_1 (м) с коэффициентом расхода μ_1 (предполагается, что a_1 , b_1 , μ_1 одинаковы для всех труб);

3) ∇Z_1 (м) – отметка дна на выходе из этих труб;

4) $\nabla\text{УМО}$ (м) – отметка уровня мертвого объема, $\nabla\text{НПУ}$ (м) – то же нормального подпорного уровня, $\nabla\text{ГПЗ}_1$ (м) – то же гребня земляной плотины.

Для второго водохранилища:

1) $\nabla\Lambda_2$ (м) – отметка уровня дна на входе в трубы второго башенного водосброса;

2) k_2 – количество труб во втором башенном водосбросе прямоугольного сечения шириной a_2 (м) и высотой b_2 (м) с коэффициентом расхода μ_2 ;

3) ∇Z_2 (м) – отметка дна на выходе из этих труб;

4) $\nabla\text{ГПЗ}_2$ (м) – отметка гребня земляной плотины.

Считаем, что все отметки заданы в Балтийской системе высот.

В предпаводковый период уровень воды в первом водохранилище поддерживается на отметке $\nabla\text{УМО}$. В период паводка во входном створе первого водохранилища появляется некоторый дополнительный расход воды $Q_{\text{пав}}(t)$ ($\text{м}^3/\text{с}$) (определение этой функции рассмотрено ниже). Появление этого расхода может привести к тому, что отметки уровней воды $\nabla_{\text{вдхр1}}(t)$ и $\nabla_{\text{вдхр2}}(t)$ в водохранилищах превысят отметки гребней плотин $\nabla\text{ГПЗ}_1$ или $\nabla\text{ГПЗ}_2$, что приведет к переливу воды через гребни и разрушению плотин.

Последовательность расчета прогнозирования появления таких ситуаций описана в подразделах 1–5.

Система уравнений баланса воды в каскаде из двух водохранилищ

Основу расчета отметок уровня воды $\nabla_{\text{вдхр1}}(t)$ и $\nabla_{\text{вдхр2}}(t)$ в каскаде из двух водохранилищ при пропуске паводка предлагается искать с использованием системы уравнений баланса воды в водохранилище, которая имеет вид:

$$\begin{cases} \frac{dH_1}{dt} \Omega_1 = Q_{\text{пав}}(t) - Q_{\text{вых1}}(t, H_1, H_2); \\ \frac{dH_2}{dt} \Omega_2 = Q_{\text{вых1}}(t, H_1, H_2) - Q_{\text{вых2}}(t, H_1, H_2), \end{cases} \quad (1)$$

где $H_k = H_k(t) = \nabla_{\text{вдхрк}}(t) - \nabla\Lambda_k$ – напор воды на входе в трубы башенных водосбросов в k -м ($k = 1$ или $k = 2$) водохранилище; $\Omega_k = \Omega_k(H_k)$ – площадь зеркала k -го водохранилища в зависимости от напора в нем, м^2 ; $Q_{\text{пав}}(t)$ – расчетный расход паводка во входном створе первого водохранилища, $\text{м}^3/\text{с}$; $Q_{\text{вых1}}(t, H_1, H_2)$ – расход в створе водосбросных сооружений первого водохранилища, $\text{м}^3/\text{с}$; $Q_{\text{вых2}}(t, H_1, H_2)$ – то же второго водохранилища, $\text{м}^3/\text{с}$.

Для первого водохранилища использовано уравнение баланса воды при поступлении в него расхода воды паводка $Q_{\text{пав}}(t)$ [8]. Система (1) представляет собой обобщение на случай двух связанных друг с другом водохранилищ.

Решив (1) при заданных начальных значениях напоров $H_k(0) = H_{0k}$ предположительной сработки, можно построить графики изменения напоров $H_k = H_k(t)$ в каждом из водохранилищ, позволяющие определить опасность переполнения водохранилищ (превышение отметок НПУ и ГПЗ).

Предварительно выполняем ряд действий, необходимых для использования системы (1). Это будет описано ниже. Рассмотрим также пример расчета водохранилища в д. Меркуловичи Чечерского района Гомельской области, в нижнем бьефе которого размещено водохранилище (пруд), по плотине которого проходит автомобильная дорога.

Определение зависимости площади зеркала каждого водохранилища от напора

Отметим, что не существует общепринятых методик теоретического определения таких зависимостей для абстрактного водохранилища, поскольку для этого требуется учет огромного количества параметров, описывающих водохранилище и его берега. Поэтому для того, чтобы достаточно точно учесть особенности конкретного водохранилища, предлагается применять эмпирические формулы, которые трудно получить, используя известные проектные данные по водохранилищу и метод наименьших квадратов. Сказанное поясним на примере двух водохранилищ в д. Меркуловичи.

Площадь водной поверхности Ω_1 (га) первого водохранилища в д. Меркуловичи в зависимости от напора $H_1 = \nabla_{\text{вдхр1}}(t) - \nabla\Lambda_1$ (м) была задана в виде проектных данных (табл. 1).

Зависимость площади зеркала водохранилища от напора

Dependence of reservoir surface area on pressure

Ω_1 , га	7,00	16,50	27,50	38,20	49,00	60,00	69,70	74,00	77,00	79,20	82,00	85,00	88,00
H_1 , м	1,88	2,13	2,38	2,63	2,88	3,13	3,38	3,63	3,88	4,13	4,38	4,63	4,88

После обработки табличных данных методом наименьших квадратов получили эмпирическую формулу

$$\Omega_1 = 54,2 + 156,4e^{\frac{-7,5}{H_1}} - 70 \cdot (0,98)^{e^{1,5H_1}} \quad (2)$$

Максимальная относительная ошибка этой формулы в сравнении с эмпирическими значениями из табл. 1 равна 3,1 %, максимальная абсолютная погрешность – 1,4 га, причем при напоре $H_1 > \nabla \text{НПУ} - \nabla \Lambda_1$ (что важно при исследовании при пропуске паводка) значения таких ошибок равны соответственно 0,85 % и 0,70 га. Это свидетельствует о том, что выражение (2) можно считать приемлемым для определения площади Ω_1 поверхности зеркала водохранилища в зависимости от напора H_1 . Зависимость площади зеркала водохранилища от напора по (2) приведена на рис. 2.

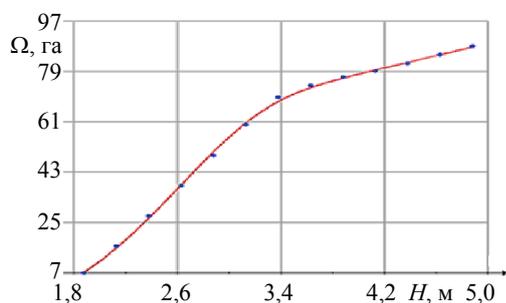


Рис. 2. Зависимость площади зеркала водохранилища от напора, полученная по данным табл. 1

Fig. 2. Dependence of reservoir surface area on pressure obtained according to tab. 1 data

В связи с отсутствием данных для площади зеркала водохранилища можно считать, что при малых напорах ($H_1 < 1,88$) связь между H_1 и Ω_1 – линейная, соединяющая точки (0; 0) и (1,88; 7), т. е. $\Omega_1 = 7H_1/1,88$.

Для второго водохранилища по проектным данным была подобрана формула

$$\Omega_2 = -6,88 - 6,17 \ln^4(1 + H_2) + 5,044H_2^{1,66}$$

Максимальная относительная ошибка этой формулы в сравнении с эмпирическими значениями меньше 1 %.

Расходы в створах водосбросных сооружений

Учитывая, что водосбросным сооружением исследуемого водохранилища является башенный водосброс, предлагается расход $Q_{\text{вых}_1}(t, H_1, H_2)$ рассчитывать следующим образом [9]:

$$Q_{\text{вых}_1}(t, H_1, H_2) = k_1 \mu_1 \omega_1 \sqrt{2g(\nabla_{\text{вдхр}_1} - \nabla \text{НБ}_1)}, \quad (3)$$

где k_1 – число открытых отверстий; μ_1 – коэффициент расхода; $\omega_1 = a_1 b_1$ – площадь поперечного сечения трубы; $\nabla_{\text{вдхр}_1}$ – отметка воды в первом водохранилище; $\nabla \text{НБ}_1$ – отметка уровня в нижнем бьефе по отношению к этому водохранилищу.

Если рассматривать относительные величины $H_1 = \nabla_{\text{вдхр}_1} - \nabla \Lambda_1$ и $h_1 = \nabla \text{НБ}_1 - \nabla Z_1$, то (3) можно записать в виде

$$Q_{\text{вых}_1} = k_1 \mu_1 \omega_1 \sqrt{2g(Z_1 + \Delta H_1)}, \quad (4)$$

где $Z_1 = H_1 - h_1$, $\Delta H_1 = \nabla \Lambda_1 - \nabla Z_1$ – разность отметок входа в трубу и выхода из нее, когда труба имеет уклон.

Глубина h_1 в нижнем бьефе первого водохранилища является функцией от расхода $Q_{\text{вых}_1}$, который поступает в нижний бьеф. Если в наличии имеется достаточное количество опытных данных (хотя бы 6–8 пар) о связи h_1 и $Q_{\text{вых}_1}$ для водохранилища, то аналитический вид зависимости $h_1 = f(Q_{\text{вых}_1})$ можно найти, используя метод наименьших квадратов. Если таких данных мало или их совсем нет, то поступаем по следующему алгоритму.

При малых постоянных расходах $Q_{\text{вых}_1}$ (а они таковыми будут в период предполоводной сработки, когда входной поток $Q_{\text{вход}}(t) \equiv Q_0$, необходимый для поддержания напора в первом водохранилище на уровне УМО и в самые первые часы наступления половодья) зависимость $h_1 = f(Q_{\text{вых}_1})$ находим исходя из формулы Шези [9]

$$Q_{\text{вых}_1} = \frac{\sqrt{i_1}}{n_1} \omega_{\text{трап}_1} R_1^{2/3}, \quad (5)$$

где i_1 – уклон русла за трубой; n_1 – шероховатость дна на выходе; R_1 – гидравлический радиус живого сечения трапецеидального русла за трубой, глубина в котором равна h_1 ; $\omega_{\text{трап}_1}$ – площадь живого сечения.

Когда входной поток $Q_{\text{пав}}(t)$ нарастает и, соответственно, начинает расти $Q_{\text{вых}_1}$, то начинает расти напор H_2 во втором водохранилище. Если этот напор превышает значение $h_1 = f(Q_{\text{вых}_1})$, найденное с использованием (5) или по опытным данным, то принимаем $h_1 = H_2$.

Аналогично поступаем с башенным водосбросом во втором водохранилище. Расход $Q_{\text{вых}_2}(t, H_1, H_2)$ рассчитываем следующим образом:

$$Q_{\text{вых}_2}(t, H_1, H_2) = k_2 \mu_2 \omega_2 \sqrt{2g(\nabla_{\text{вдхр}_2} - \nabla \text{НБ}_2)}, \quad (6)$$

где k_2 – число открытых отверстий; μ_2 – коэффициент расхода; ω_2 – площадь поперечного сечения трубы; $\nabla_{\text{вдхр}_2}$ – отметка воды во втором водохранилище; $\nabla \text{НБ}_2$ – отметка уровня в нижнем бьефе по отношению к этому водохранилищу.

Если $H_2 = \nabla_{\text{вдхр}_2} - \nabla \Lambda_2$ и $h_2 = \nabla \text{НБ}_2 - \nabla Z_2$, то формулу (6) можно записать в виде

$$Q_{\text{вых}_2} = k_2 \mu_2 \omega_2 \sqrt{2g(Z_2 + \Delta H_2)}, \quad (7)$$

где $Z_2 = H_2 - h_2$, $\Delta H_2 = \nabla \Lambda_2 - \nabla Z_2$ – разность отметок входа в трубу и выхода из нее, когда труба имеет уклон.

Глубина h_2 в нижнем бьефе второго водохранилища является функцией от расхода $Q_{\text{вых}_2}$, который поступает в его нижний бьеф. Поскольку водосброс второго водохранилища выходит в русло реки (и дополнительного напора не возникает), то зависимость $h_2 = f(Q_{\text{вых}_2})$ определяем исходя из уравнения Шези [9]

$$Q_{\text{вых}_2} = \frac{\sqrt{i_2}}{n_2} \omega_{\text{трап}_2} R_2^{2/3}, \quad (8)$$

где i_2 – уклон русла за трубой (принято $i = 0,0009$); n_2 – шероховатость дна на выходе;

R_2 – гидравлический радиус живого сечения трапецеидального русла за трубой, глубина в котором равна h_2 ; $\omega_{\text{трап}_2}$ – площадь живого сечения.

Начальные условия для решения системы уравнений (1)

Начальные условия для системы (1) находим исходя из предположения, что на обоих водохранилищах происходит предполоводная сработка так, что при этом пропускается постоянный расход воды Q_0 , при котором в первом водохранилище поддерживается постоянный напор H_{0_1} в районе уровня УМО. Это возможно, если Q_0 пропускают водосбросы обоих водохранилищ. Тогда, согласно (4), имеем уравнение

$$Q_0 = k_1 \mu_1 \omega_1 \sqrt{2g(Z_1 + \Delta H_1)}, \quad (9)$$

где $Z_1 = H_{0_1} - h_1$; h_1 – определяется или по найденной эмпирической зависимости $h_1 = f(Q_0)$, или из уравнения (5), которое примет вид

$$Q_0 = \frac{\sqrt{i_1}}{n_1} \omega_{\text{трап}_1} R_1^{2/3}. \quad (10)$$

Задавая требуемый напор $H_{0_1} \approx H_{\text{УМО}}$ и решая уравнения (9), (10), находим Q_0 , так что будет выполняться сформулированное выше предположение о предполоводной сработке. Поскольку расход Q_0 должен проходить и через водосброс второго водохранилища, то из (7) находим начальный напор во втором водохранилище

$$H_{0_2} = \frac{1}{2g} \left(\frac{Q_0}{k \mu_2 \omega_2} \right)^2 - \Delta H_2 + h_2, \quad (11)$$

где h_2 – находится из (8) при левой части $Q_{\text{вых}_2} = Q_0$.

Надо отметить, что если значения Q_0 , H_{0_1} и H_{0_2} выбраны так, как это указано выше, то пара функций $H_1(t) \equiv H_{0_1}$ и $H_2(t) \equiv H_{0_2}$ представляет собой стационарное решение системы (1), в которой взято $Q_{\text{пав}}(t) \equiv Q_0$.

Моделирование расхода $Q_{\text{пав}}(t)$ во входном створе первого водохранилища

На равнинных реках территории Республики Беларусь, а также на близлежащих территориях соседних стран чаще всего бывают одновершинные гидрографы половодий, и их рассчитывают по уравнению [10, с. 32]

$$Q_{\text{пав}}(t) = Q_0 + Q_{\text{max}} \cdot 10^{-a \frac{(1-x)^2}{x}}, \quad (12)$$

где Q_0 – расход предполоводной сработки; $x = t/t_n$; t_n – условная продолжительность подъема половодья; a – параметр, зависящий от коэффициента формы гидрографа λ^* , функционально связанного с коэффициентом несимметричности гидрографа K_s ; Q_{max} – максимальный расход при наводнении, вероятность наступления которого в столетний период составляет p -% (значение p задается).

Методика нахождения всех необходимых параметров для (12) описана в [10–12].

Итак, чтобы определить напоры $H_1(t)$ и $H_2(t)$ в водохранилищах при паводке, который описывается гидрографом $Q_{\text{пав}}(t)$, надо выполнить действия, описанные в подразделах 2 и 5, и найти начальные значения Q_0 , H_{01} и H_{02} , как это описано в подразделе 4. Затем решить систему (1) с учетом подраздела 3. Описанная задача не допускает точного решения. Ее приближенное решение можно искать, например, методом Рунге – Кутта.

Пример расчета

Рассмотрим пример расчета водохранилища в д. Меркуловичи Чечерского района Гомельской области, в нижнем бьефе которого размещен пруд, образованный насыпью автомобильной дороги.

Значения основных параметров для первого водохранилища следующие: $\nabla \Lambda_1 = 142,12$ м; $k_1 = 3$; $a_1 = 1,5$ м; $b_1 = 2,2$ м; $\mu_1 = 0,62$; $\nabla Z_1 = 141,36$ м; $\nabla \text{УМО} = 145,5$ м; $\nabla \text{НПУ} = 146,9$ м; $\nabla \text{ГПЗ}_1 = 147,7$ м. В нижнем бьефе первого водохранилища (данные для подраздела 3): $i_1 = 0,0007$; $n_1 = 0,035$; ширина трапецидального русла $b = 5$ м; угол наклона берега α , $\text{ctg} \alpha = 3$.

Значения основных параметров для второго водохранилища следующие: $\nabla \Lambda_2 = 141,29$ м; $k_2 = 3$; $a_2 = 1,6$ м; $b_2 = 2,0$ м; $\mu_2 = 0,62$; $\nabla Z_2 = 141,0$ м; $\nabla \text{ГПЗ}_2 = 147,15$ м. В нижнем бьефе второго водохранилища (данные для подраздела 3): $i_2 = 0,0007$; $n_2 = 0,035$; ширина трапецидального русла $b = 5$ м; угол наклона берега α , $\text{ctg} \alpha = 3$.

Для площади зеркала первого водохранилища была использована формула (2).

Расчеты по методике [10] показали, что в (12) для паводка следует взять $a = 0,72$ и с 1%-м уровнем вероятности превышения $Q_{\text{max}} = 27,36$ м³/с, условная продолжительность подъема половодья $t_n = 3,9$ дней, общая продолжительность паводка $T_{\text{пав}} = 32$ дня.

Предполагается, что работа водосбросов организуется следующим образом. Вначале на первом водосливе работает первая труба. Затем при увеличении напора H_1 до величины $H_{\text{УМО}} = 144,75 - \nabla \Lambda_1 = 2,63$ м на этапе подъема паводка включается вторая труба, при увеличении напора H_1 до $H_{\text{НПУ}} = 145,5 - \nabla \Lambda_1 = 3,38$ м на этапе подъема паводка включается третья труба. При уменьшении напора до $H_{\text{НПУ}}$ на этапе снижения паводка третья труба выключается, а при уменьшении напора до $H_{\text{УМО}}$ отключается вторая труба. На водосбросе второго водохранилища предполагается, что работают три трубы.

Начальный напор в первом водохранилище принят $H_{01} = 2,55$ м $\approx \nabla \text{УМО} - \nabla \Lambda_1$. По методике, изложенной в подразделе 4, найдены начальный расход $Q_0 = 12$ м³/с и начальный напор $H_{02} = 1,07$ м.

На рис. 3–5 под № 1 изображен график напора H_1 в первом водохранилище, под № 2 – график напора H_2 во втором водохранилище; $H_{\text{crit}} = \nabla \text{ГПЗ}_1 - \nabla \Lambda_1 = 5,58$ м. Для рис. 3 вычисления организованы, как это было описано выше (на третьем водосбросе открыты три трубы, а на первом водосбросе трубы включаются при превышении определенных значений). Для рис. 4 – все то же самое, только во втором водосбросе открыты две трубы. Отметим, что тогда напор во втором водохранилище увеличивается, и это ведет к уменьшению производи-

тельности труб на первом водосбросе и, соответственно, к увеличению напора H_1 (подраздел 3). К тому же дополнительные трубы на первом водосбросе должны быть открыты дольше.

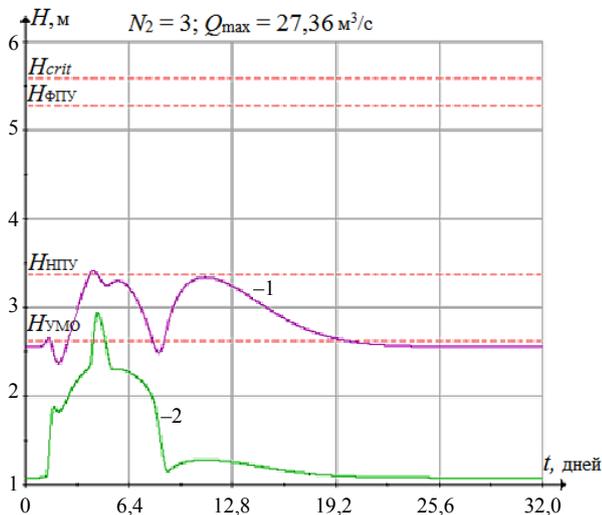


Рис. 3. Напоры в водохранилищах при трех открытых трубах на втором водосбросе ($N_2 = 3$)

Fig. 3. Pressures in water reservoirs with three open pipes at the second spillway ($N_2 = 3$)

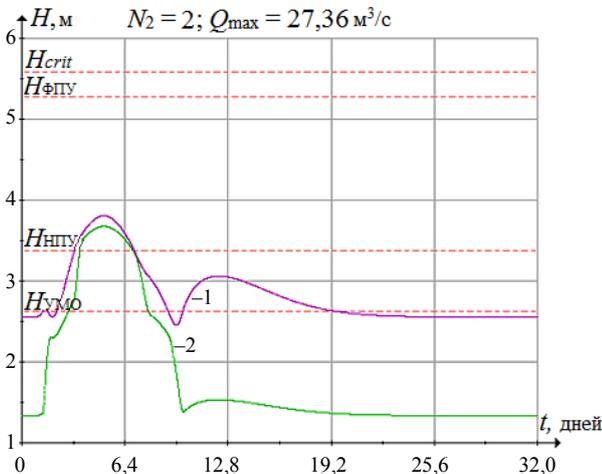


Рис. 4. Напоры в водохранилищах при двух открытых трубах на втором водосбросе ($N_2 = 2$)

Fig. 4. Pressures in water reservoirs with two open pipes at the second spillway ($N_2 = 2$)

На рис. 5 показаны результаты расчета напоров по схеме для рис. 3, но с большим максимальным расходом паводка ($Q_{\max} = 43 \text{ м}^3/\text{с}$). Видно, что и в таком экстремальном случае при нормальной организации работы ничего катастрофического не произойдет.

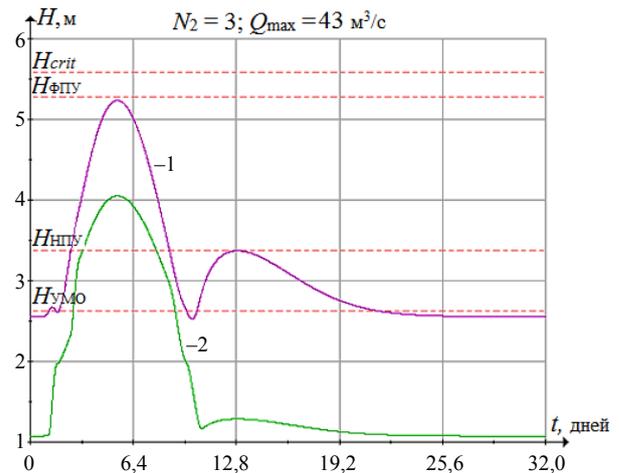


Рис. 5. Напоры в водохранилищах при трех открытых трубах на втором водосбросе с экстремально большим расходом паводка

Fig. 5. Pressures in water reservoirs with three open pipes at the second spillway with extremely high flow discharge

ВЫВОДЫ

1. Предложена упрощенная методика расчета изменения уровней воды в двух водохранилищах при пропуске паводка, основанная на совместном решении дифференциальных уравнений балансов воды в водохранилищах без учета неустановившегося движения по их длине. На входе в верхнее водохранилище изменение расхода во времени соответствует гидрографу паводка, а изменение расходов во времени на входе в нижележащее водохранилище и на выходе из него соответствует гидрографам сбросных расходов. Методика расчета позволяет подобрать графики управления затворами водосбросов первого и второго водохранилищ, не допускающими перелива через плотины (плотину) водохранилищ.

2. Рассмотрен пример прогнозного расчета уровней в русловом водохранилище Меркуловичи (д. Меркуловичи Чечерского района Гомельской области) и нижележащем пруде при их каскадном расположении при пропуске паводка.

ЛИТЕРАТУРА

- Малик, Л. К. Факторы риска повреждения гидротехнических сооружений: проблемы безопасности / Л. К. Малик // Проблемы безопасности. Минск: Наука, 2005. 354 с.

2. Обеспечение безопасности и надежности низконапорных гидротехнических сооружений / В. Н. Щедрин [и др.]. Новочеркасск: РосНИИПМ, 2016. 283 с.
3. Гидротехнические сооружения. Строительные нормы проектирования: ТКП 45-3.04-169–2009 (02250). Введ. 30.12.2009. Минск: Минстройархитектуры, 2011. 74 с.
4. Водоохранилища Беларуси: справ. / В. Н. Счисленок [и др.]. Минск, 2005. 183 с.
5. Совершенствование управления каскадом волжских водохранилищ на основе гидродинамических моделей и ГИС-технологий / В. Н. Счисленок [и др.] // Мелиорация и водное хозяйство. 2002. № 2. С. 8–12.
6. Беднарук, С. Е. О планировании мероприятий по снижению риска ущербов от наводнений / С. Е. Беднарук // Безопасность энергетических сооружений: сборник, Москва. 2003. Вып. 11. С. 407–414.
7. Беднарук, С. Е. Опыт управления каскадом волжско-камских водохранилищ с использованием имитационных математических моделей в период весеннего половодья [Электронный ресурс] / С. Е. Беднарук, Ю. Г. Мотовилов // Управление водно-ресурсными системами в экстремальных условиях: сб. статей Междунар. конф., Москва, 4–5 июня 2008 г. М., 2008. 1 электрон. опт. диск (CD-ROM).
8. Гидрология и гидротехнические сооружения / Г. Н. Смирнов [и др.]; под ред. Г. Н. Смирнова. М.: Высш. шк., 1988. 472 с.
9. Киселев, П. Г. Справочник по гидравлическим расчетам / П. Г. Киселев, А. Д. Альтшуль, Н. В. Данильченко; под ред. П. Г. Киселева. М., Энергия, 1972. 312 с.
10. Расчетные гидрологические характеристики. Порядок расчета: ТКП 45-3.04-168–2010 (02250). Введ. 30.12.2009. Минск: Минстройархитектуры, 2010. 55 с.
11. Ресурсы поверхностных вод СССР. В 20 т. / под ред. В. В. Куприянова. Л.: Гидрометеиздат, 1966. Т. 5: Белоруссия и Верхнее Поднепровье. Ч. 1, 2: Основные гидрологические характеристики. 720 с.
12. Прогноз уровней в Вилейском водохранилище при пропуске расходов половодья / В. В. Ивашечкин [и др.] // Вестник БрГТУ. Сер. Водохозяйственное строительство, теплоэнергетика и геоэкология. 2017. № 2. С. 57–61.
Поступила 10.07.2018
Подписана в печать 12.09.2018
Опубликована онлайн 29.03.2019
3. Technical Code of Common Practice 45-3.04-169–2009 (02250). *Hydrotechnical Structures. Structural Design Code*. Publishing House of Ministry of Architecture and Construction, 2011. 74 (in Russian).
4. Schislenok V. N., Rutkovskii P. P., Yurevich R. A., Sirotenko V. I., Frolova O. E., Kalinin M. Yu. (2005) *Water Reservoirs of Belarus. Reference Book*. Minsk, Polygraph Combine. 183 (in Russian).
5. Shcherbakov A. O., Talyzov A. A., Rummyantsev I. S., Pruchkin S. I., Buber A. L. (2002) Improvement in Management of Volga Water Reservoir Cascade on the Basis of Hydrodynamic Models and GIS-technologies. *Melioratsiya i Vodnoye Khozyaystvo = Melioration and Water Management*, (2), 8–12 (in Russian).
6. Bednaruk S. E. (2003) On Planning Measures to Reduce Risk of Flood Damage. *Bezopasnost' Energeticheskikh Sooruzhenii: Sbornik* [Safety of Power Engineering Installations: Collected Book]. Moscow, 11, 407–414 (in Russian).
7. Bednaruk S. E., Motovilov Yu. G. (2008) Experience in Management of the Volga-Kama Water Reservoir Cascade while Using Imitation Mathematical Models During Spring Flood. *Upravlenie Vodno-Resursnymi Sistemami v Ekstremal'nykh Usloviyakh: Sbornik Statei Mezhdunar. Konf. Moskva, 4–5 Iyun. 2008 g.* [Management of Water-Resource Systems in Extreme Conditions: Proceedings of International Conference. Moscow, June 4–5, 2008]. Moscow, 2008. CD-ROM
8. Smirnov G. N., Kurlovich E. V., Vitreshko I. A., Mal'gina I. A. (1988) *Hydrology and Hydrotechnical Structures*. Moscow, Vysshaya Shkola Publ. 472 (in Russian).
9. Kiselev P. G., Al'tshul' A. D., Danil'chenko N. V. (1972) *Reference Book on Hydraulic Calculations*. Moscow, Energiya Publ. 312 (in Russian).
10. Technical Code of Common Practice] 45-3.04-168–2010 (02250). *Estimated Hydrological Characteristics. Procedure for Calculation*. Minsk, Publishing House of Ministry of Architecture and Construction, 2010. 55 (in Russian).
11. Kupriyanov V. V. (ed.). (1966) *Resources of USSR Surface Waters. Vol. 5: Belarus and Verkhne Podneprovie. Parts 1, 2: Main Hydrological Characteristics*. Leningrad, Gidrometeoizdat Publ. 720 p.
12. Ivashchekin V. V., Veremenyuk V. V., Kruglov G. G., Anatsko Ya. Ya., Soldatenko Ya. A. (2017) Forecasting of Levels in the Vileyskoye Water Reservoir During Flood Capacity Pass. *Vestnik Brestskogo Gosudarstvennogo Tekhnicheskogo Universiteta. Vodokhozyaistvennoe Stroitel'stvo, Teploenergetika i Geoekologiya* [Vestnik of Brest State Technical University. Water Engineering, Heating Engineering and Environmental Geology], (2), 57–61 (in Russian).

REFERENCES

1. Malik L. K. (2005) *Risk Factors for Damage of Hydro-Technical Structures. Safety Problems*. Minsk, Nauka Publ. 354 (in Russian).
2. Shchedrin V. N., Kosichenko Yu. M., Baklanova D. V., Baev O. A., Mikhailov E. D. (2016) *Ensuring Safety and Reliability of Low-Pressure Hydro-Technical Structures*. Novocherkassk, Russian Scientific Research Institute of Melioration Problems. 283 (in Russian).

Received: 10.07.2018
Accepted: 12.09.2018
Published online: 29.03.2019