

ANALIZA ROLI KASKADY ZBIORNIKÓW RETENCYJNYCH W OCHRONIE PRZECIWPOWODZIOWEJ NA PRZYKŁADZIE MIASTA KUNÓW

THE ANALYSIS OF CASCADE OF RESERVOIR IN FLOOD PROTECTION ON EXAMPLE OF KUNÓW CITY

Bartosz Szela \acute{g} , Łukasz B \acute{a} k, Jarosław Górski
Politechnika Świętokrzyska

Streszczenie. Kunów to jedna z najstarszych miejscowości nad rzeką Kamienną. Miasto i przyległe do niego tereny od zachodu i południa są ograniczone dolinami rzek Świślina i Kamienna. Na południe od miasta znajduje się ciek Ciołek z dopływami, odprowadzający wody opadowe ze zlewni o powierzchni 4,17 km², który stwarza zagrożenie powodziowe dla miasta Kunów. W związku z powyższym rozważono wykonanie kaskady trzech suchych zbiorników zlokalizowanych na rozpatrywanych ciekach.

W artykule przyjęto, że zaporę zbiorników suchych będą wykonane jako narzutowe, z miejscowego kamienia zalegającego w korytach cieków bądź gabionów w przypadku deficytu grubych kamieni, lub ziemne, ze spustem i przelewem. Obliczenia wykazały że zbiorniki z zaporami kamiennymi w nieznacznym stopniu wpływają na spłaszczenie fali; o wiele lepszy efekt spłaszczenia uzyskano w przypadku zapór ziemnych.

Abstract. Kunów is one of the oldest towns over the Kamionka river. The city and the adjacent areas, to the west and south, are limited by the Świślina and Kamionka river valleys. Going to the south of the city, you will find the Ciołek drain with its tributaries that drains rainwater from the catchment area of 4.17 km², that caused risk flood to Kunów city. Therefore, the implementation of a cascade of three reservoirs located in examined drains was considered.

The article assumes that the dam of the dry reservoirs will be constructed as boulders of local stone in the troughs of residual streams, or gabions in the event of a deficit of thick

Adres do korespondencji – Corresponding authors: mgr inż. Bartosz Szela \acute{g} , dr inż. Łukasz B \acute{a} k, mgr inż. Jarosław Górski, Katedra Geotechniki i Inżynierii Wodnej, Politechnika Świętokrzyska w Kielcach, Katedra Geotechniki i Inżynierii Wodnej, Zakład Inżynierii Wodnej, Politechnika Świętokrzyska w Kielcach, al. Tysiąclecia Państwa Polskiego 7, 25-314 Kielce, e-mail: bszelag@tu.kielce.pl, l.bak@tu.kielce.pl, jgorski@tu.kielce.pl.

stone or earth with drain and overflow. The calculations showed that the vessels of stone-dams slightly affect the flattening of the wave, much better result was obtained in the case of flattening of the earth dams.

Słowa kluczowe: zbiorniki retencyjne, zapory kamienne, hydrogram odpływu, SWMM 5.0.

Key words: detention pond, stones dam, hydrograph outflow, SWMM 5.0.

WSTĘP

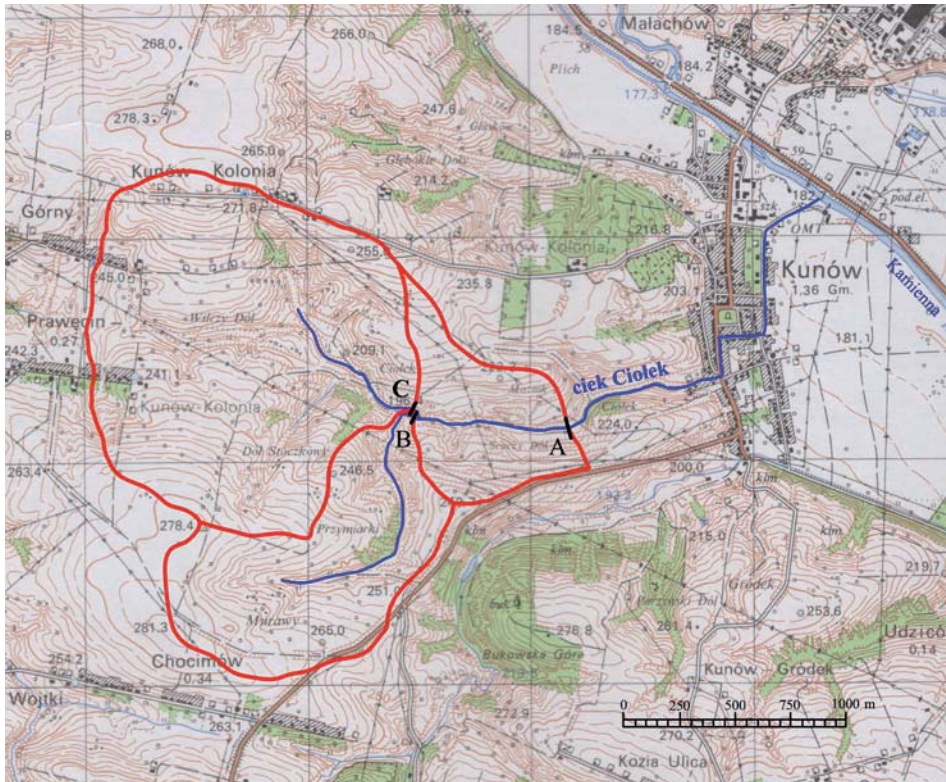
Programy ochrony przed powodzią są w Polsce zwykle sporządzane dla większych rzek, które występując z brzegów koryta głównego, zalewają zagospodarowane doliny, co powoduje zagrożenie dla osiadłych tam ludzi i ich mienia oraz dla infrastruktury technicznej. Na obszarze kraju, poza dolinami większych rzek, istnieją także rejony, w których spotyka się gwałtowne powodzie lokalne wywołane intensywnymi deszczami. Działania związane z ochroną przed takimi powodziami są sporadyczne, choć problem na pewno zasługuje na uwagę, gdyż w ostatnich latach występują one coraz częściej. Przykładem takiego rejonu jest miasto Kunów. Jest to jedna z najstarszych miejscowości nad rzeką Kamienną. Miasto i przyległe do niego tereny od zachodu i południa są ograniczone dolinami rzek Świślina i Kamienna. Najstarsza część miasta rozciąga się u podnóża i na zboczu wysoczyzny tworzącej lewą krawędź doliny Kamiennej. Dolina owa jest tu płaska, a jej szerokość poniżej miasta osiąga ponad 2 km. Na stokach wysoczyzny w grubej wierzchniej warstwie utworów lessowych spływające wody wyłobily wiele wąwozów, sprowadzając nimi do doliny produkty erozji wodnej. Lesistość obszaru jest mała, co w połączeniu z geomorfologią terenu (duże spadki, utwory lessowe) sprawia, że procesy erozyjne są bardzo intensywne. Podczas silnych opadów erodowany materiał jest odprowadzany do Kamiennej oraz gromadzony w lokalnych zastoiskach w jej dolinie.

W ostatnich kilku latach, na obszarze gminy i miasta Kunów miały miejsce trzy kłęski powodzi: w lipcu 2000 r., w lipcu 2001 r. i w maju 2007 r., spowodowane wezbraniem opadowymi, które w tym regionie występują w okresie od maja do lipca. W związku z powyższym władze miasta zdecydowały się opracować studium zabezpieczenia przed zalewaniem wodami deszczowymi jako podstawę działań poprawiających bezpieczeństwo mieszkańców. Przeanalizowano w nim budowę suchych i mokrych zbiorników retencyjnych, odbudowę zniszczonego zbiornika retencyjnego na cieku spod Bukowia oraz zwiększenie przepustowości koryt [Dąbkowski i in. 2010].

Celem artykułu jest przedstawienie wyników analizy wpływu proponowanych rozwiązań konstrukcyjnych kaskady suchych zbiorników retencyjnych zlokalizowanych na cieku Ciołek i jego dopływie na poprawę ochrony przeciwpowodziowej miasta Kunów.

CHARAKTERYSTYKA ZLEWNI CIEKU CIOLEK

Ciek Ciołek bierze swój początek ze źródeł w pobliżu wsi Chocimów, położonych na wysokości 250,0 m n.p.m. (rys. 1). Dolina cieku jest głęboka, ma charakter wąwozu i zbiera, wraz z licznymi bocznymi wąwozami, wody napływające na teren miasta od zachodu. Na obszarze zabudowanym wyraźnie ukształtowane koryto przyjmuje wody z centralnej części miasta, w której istnieje fragmentaryczna kanalizacja deszczowa.



Rys. 1. Lokalizacja projektowanych zbiorników A, B i C
 Fig. 1. Location of the projected reservoir A, B and C

Tabela 1. Parametry zlewni cząstkowych zamkniętych zbiornikami A, B i C
 Table 1. The parameters of sub-catchment A, B and C

Zlewnia	F km ²	L_c km	$L_c + 1$ km	H_0 m n.p.m. m a.s.l.	H_1 m n.p.m. m a.s.l.	H_3^* m n.p.m. m a.s.l.
A	0,54	0,93	0,93	255,00	250,00	184,46
B	0,73	1,25	1,80	281,30	250,00	197,50
C	1,46	0,60	1,23	278,40	220,00	200,00

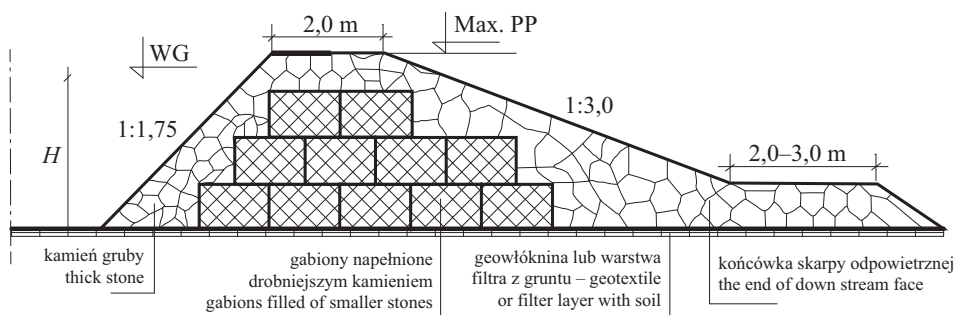
F – powierzchnia zlewni cząstkowej – subcatchment area, L_c – długość cieku w zlewni cząstkowej – length of the main stream in subcatchment, $L_c + 1$ – długość cieku i suchej doliny w zlewni cząstkowej – length of the main stream with dry Valley in subcatchment, H_0 – rzędna najwyższej usytuowanego punktu w zlewni cząstkowej – the highest point in the catchment, H_1 – rzędna źródeł cieku – altitude of springs, H_3^* – rzędna przekroju zamykającego zlewnie cząstkowe [Dąbkowski i in. 2008] – altitude the closing section of sub-basins [Dąbkowski *et al.* 2008]

Zgodnie z koncepcją ochrony przeciwpowodziowej dla miasta Kunów [Dąbkowski i in. 2008] przewidziano wykonanie na cieku Ciołek i jego dopływie zbiorników retencyjnych, których lokalizację przedstawiono na rys. 1. Dwa spośród trzech rozważanych zbiorników retencyjnych: A i B, zlokalizowane są na cieku Ciołek w kilometrze 1+250 oraz 2+180, natomiast trzeci zbiornik: C, znajduje się na jego lewostronnym dopływie.

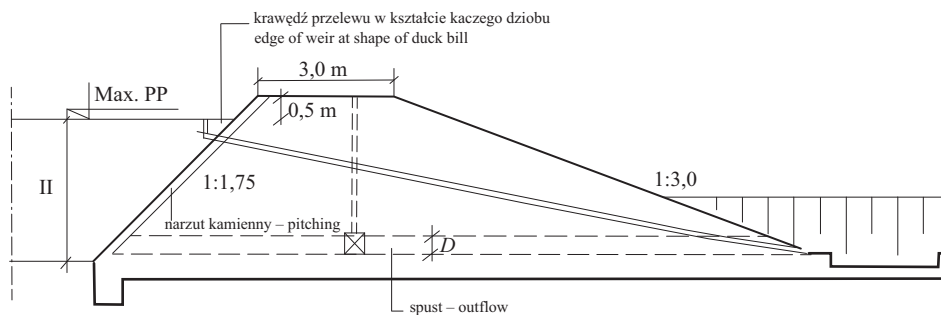
Charakterystyki poszczególnych cieków i ich zlewni cząstkowych zamkniętych zaparami zbiorników A, B, C zestawiono w tab. 1.

CHARAKTERYSTYKA ANALIZOWANYCH ROZWIĄZAŃ KONSTRUKCYJNYCH

W artykule przeanalizowano dwie konstrukcje zapór tworzących zbiorniki. W pierwszym wariantcie byłyby one wykonane jako narzutowe z miejscowego kamienia zalegającego w korytach cieków, a w przypadku braku grubych kamieni – z gabionów (rys. 2). W drugim wariantcie rozważano zapory ziemne, wyposażone w budowlę upustowe składające się ze spustu stale otwartego o średnicy D oraz przelewu o długości korony L_k (rys. 3).



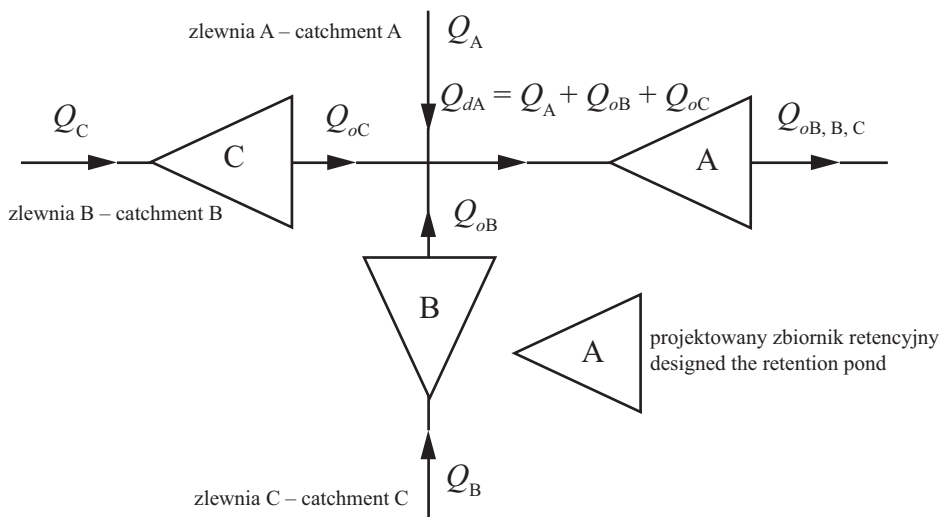
Rys. 2. Schemat konstrukcji zapory narzutowej
Fig. 2. Schematic construction of the stone dam



Rys. 3. Schemat konstrukcji zapory ziemnej
Fig. 3. Schematic construction of the earth dam

Maksymalne napełnienia zbiorników z zaporą kamienną oraz ziemną wynoszą odpowiednio 2,80 m i 3,25 m. W związku z powyższym jako wysokości zapór w wariantach I i II przyjęto odpowiednio 3,00 m i 3,75 m. Szerokość zapory narzutowej ustalono zgodnie z wytycznymi FAO zawartymi w „Manual small earth dams”. Pierwsze z rozwiązań charakteryzuje się niskim kosztem i tanią technologią wykonania, łatwością ewentualnych remontów, przebudowy lub nadbudowy oraz ograniczonymi potrzebami dowozu materiałów.

Rys. 4 przedstawia schemat obliczeniowy kaskady zbiorników; wynika z niego, że wody opadowe odpływające ze zbiorników B i C (Q_{oC} , Q_{oB}) oraz ze zlewni A (Q_A) stanowią dopływ do zbiornika A (Q_{dA}).



Rys. 4. Schemat obliczeniowy kaskady zbiorników

Fig. 4. Computational scheme the cascade of reservoirs

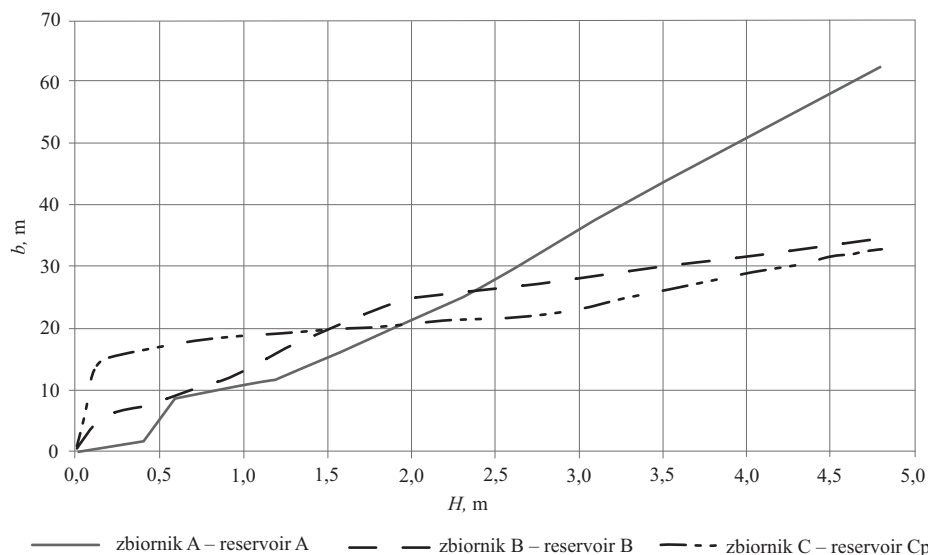
Na rys. 5 zaprezentowano wykres obrazujący szerokości zwierciadła wody (b) w funkcji napełnienia (H) w przekrojach projektowanych zapór.

Z rys. 5 wynika, że szerokości zwierciadła wody, w przypadku zbiorników retencyjnych B i C w zakresie napełnień $H = 0,2 \div 3,0$ m zmieniają się odpowiednio w zakresach $b = 6,0 \div 28,2$ m i $b = 15,9 \div 22,9$ m. Najszersza dolina cieku ($b = 36,0$ m) przy napełnieniu $H = 3,0$ m występuje w przekroju, w którym zlokalizowano zbiornik A.

METODYKA BADAŃ

Hydrogram dopływu do zbiornika

Do obliczeń wykorzystano hydrogram wezbrania będący reakcją zlewni na opad o prawdopodobieństwie $p = 1\%$ i czasie trwania $t_d = 2,0$ h; wysokość opadu określono metodą Bogdanowicz i Stachy [Dąbkowski i in. 2008]. Grubość warstwy odpływu ($P = 11,0$ mm) w poszczególnych zlewniach cząstkowych zbiorników A, B i C wyznaczono metodą SCS [Dąbkowski i in. 2008]. Przepływ maksymalny Q_m w zlewniach cząstkowych obliczono ze wzoru:



Rys. 5. Zmienność szerokości zwierciadła wody (b), w przekrojach w których zlokalizowano zapory zbiorników A, B i C

Fig. 5. The changing of width water plane, that locate dams detentions pond A, B and C

$$Q_m = \frac{0,208 \cdot F \cdot P}{0,50 \cdot t_d + 0,60 \cdot t_c} \quad (1)$$

gdzie:

Q_m – maksymalne natężenie dopływu, $m^3 \cdot s^{-1}$,

F – powierzchnia zlewni, km^2 ,

P – grubość warstwy dopływu, mm ,

t_d – czas trwania deszczu, min ,

t – czas koncentracji terenowej, min , określany z równania (2) [Ciepielowski i Dąbkowski 2006]:

$$t_m = \left(2,187 \frac{l \cdot n}{\sqrt{I_0}} \right)^{0,467} + 0,01947 \cdot \frac{L_c^{1,155}}{H_c^{0,385}}, \quad min \quad (2)$$

gdzie:

l – odległość od rozpatrywanego przekroju do punktu na granicy zlewni, najdalej położonego wzdłuż linii największego spadku, m ,

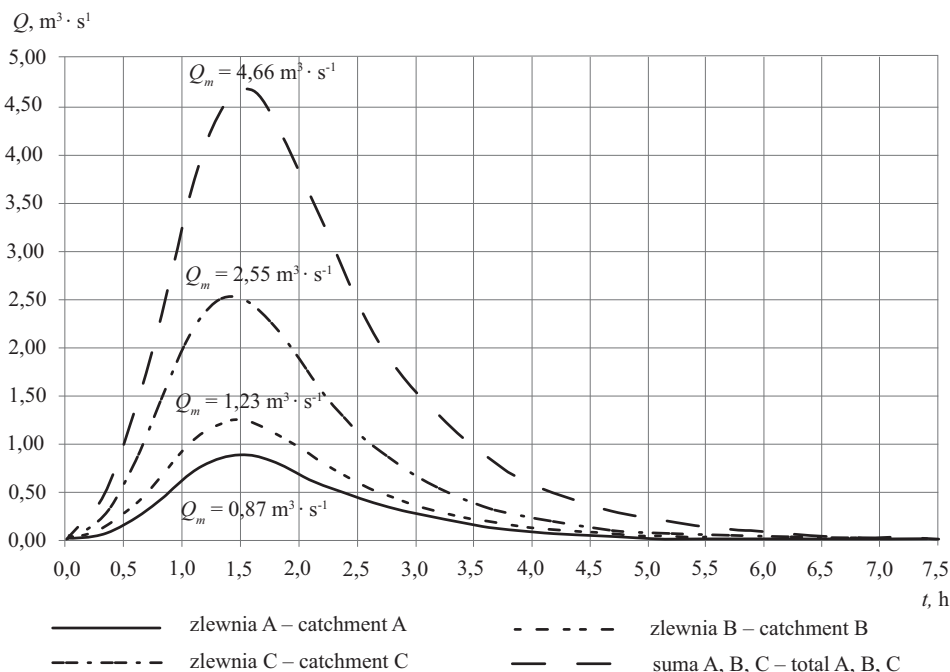
L_c – długość cieku, m ,

H_c – różnica wysokości na długości cieku, m ,

I_0 – spadek terenu na długości l , $m \cdot m^{-1}$,

współczynnik szorstkości, $m^{-1/3} \cdot s$, równy 0,3; przyjęto średni dla rzadkich traw,

n – upraw zboża, pastwisk oraz powierzchni nieporośniętych wg tab. 3.2 w podręczniku Ciepielowskiego i Dąbkowskiego [2006].



Rys. 6. Hydrogramy odpływu z zlewni A, B i C

Fig. 6. Outflow hydrograph from the catchment A, B and C

Do określenia zmienności $Q_d = f(t)$ przyjęto krzywoliniowy przebieg [Ciepielowski i Dąbkowski 2006] bezwymiarowego hydrogramu odpływu $Q_d/Q_m = f(t/t_p)$ w metodzie SCS. Wykresy prognozowanego odpływu ze zlewni przedstawia rys. 6.

Obliczenia transformacji fali wezbraniowej przez zbiorniki

Podstawą obliczenia pojemności zbiornika jest hydrogram odpływu ze zlewni, charakterystyka zastosowanych urządzeń upustowych oraz geometria zbiornika.

Zależność między wyżej wymienionymi parametrami opisuje równanie bilansu objętości w postaci różniczkowej:

$$(Q_d(t) - Q_o(t)) \cdot dt = A(h) \cdot dh \quad (3)$$

gdzie:

$Q_d(t)$ – natężenie dopływu do zbiornika, $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$,

$Q_o(t)$ – natężenie odpływu ze zbiornika będące sumą wydatku poszczególnych urządzeń upustowych, $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$,

dh – przyrost napelnienia zbiornika w czasie dt ,

$A(h)$ – powierzchnia zwierciadła wody zależna od napelnienia zbiornika, m^2 .

Równanie (3) w różnicach skończonych przyjmuje postać:

$$\left(\frac{Q_{d1} + Q_{d2}}{2} - \frac{Q_{o1} + Q_{o2}}{2} \right) \cdot \Delta t = \frac{A_1 + A_2}{2} \cdot \Delta h \quad (4)$$

gdzie:

Q_{d1}, Q_{d2} – natężenie dopływu do zbiornika w czasie t_1 i t_2 , $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$,

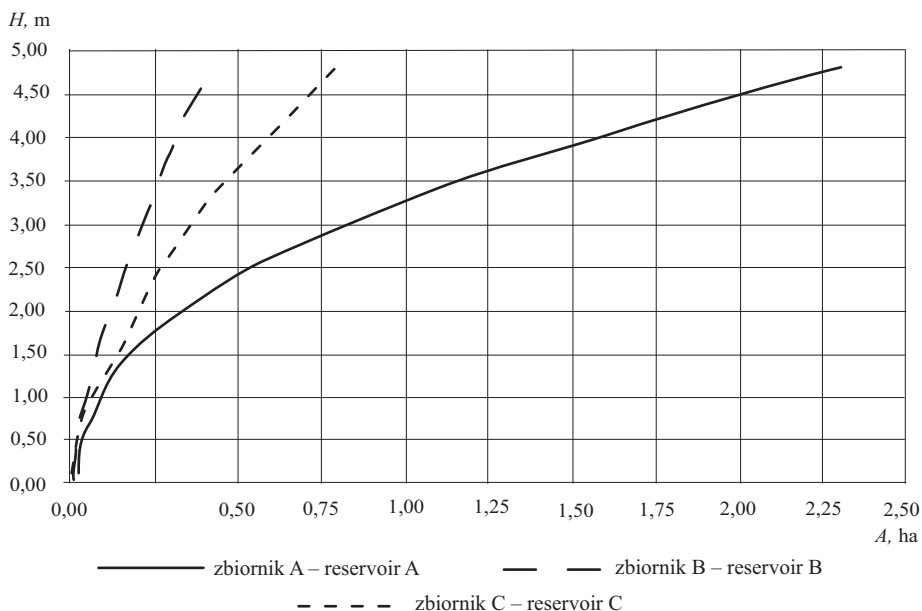
Q_{o1}, Q_{o2} – natężenie odpływu w chwili t_1 i t_2 , s

A_1, A_2 – pole powierzchni zwierciadła wody w chwili t_1 i t_2 , m^2 ,

V_2 – objętość wody w zbiorniku w chwili t_2 ,

$\Delta t = t_2 - t_1$ – krok czasowy, s.

Krzywe ilustrujące zmienność pola powierzchni zalewu w funkcji napełnienia zbiorników A, B i C przedstawiono na rys. 7.

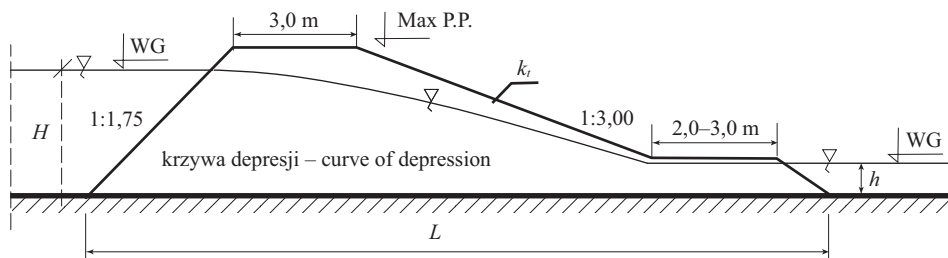


Rys. 7. Krzywe powierzchni zalewu
Fig. 7. Curve of the flooding area

Przy napełnieniu $H = 3,0$ m pola powierzchni zalewu (A) i pojemności zbiorników (V) wynoszą dla A – $A = 0,85$ ha i $V = 5592$ m^3 , dla B – $A = 0,22$ ha i $V = 2012$ m^3 , dla C – $A = 0,35$ ha i $V = 4316$ m^3 .

Przypadek I – zapory kamienne

Do obliczenia krzywych wydatku zapór kamiennych (rys. 8) zastosowano następujący wzór [Dąbkowski i in. 2008]:

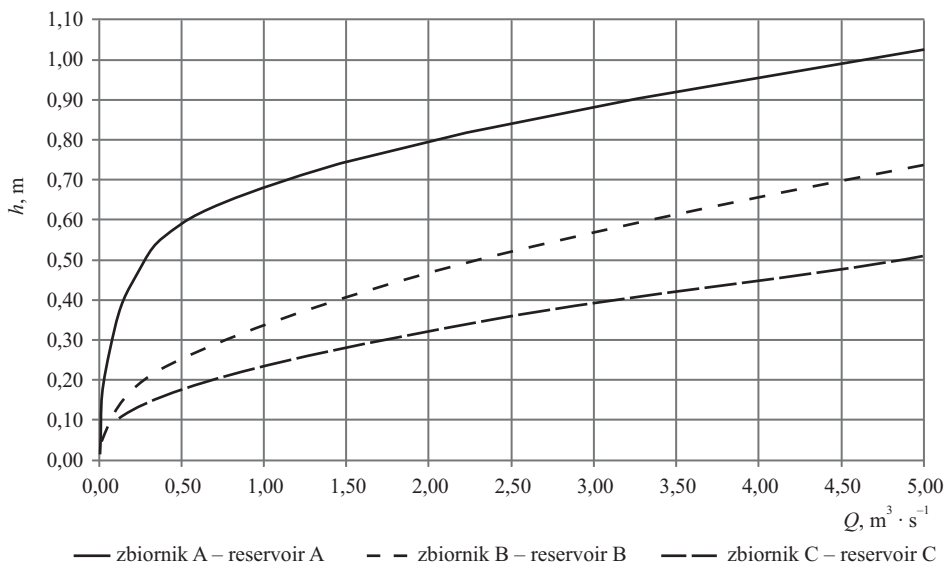


Rys. 8. Schemat hydrauliczny zapory kamiennej
 Fig. 8. Hydraulic scheme of the earth dam

$$Q = b \cdot k_t \cdot \sqrt{\frac{H^3 - h^3}{L}} \quad (5)$$

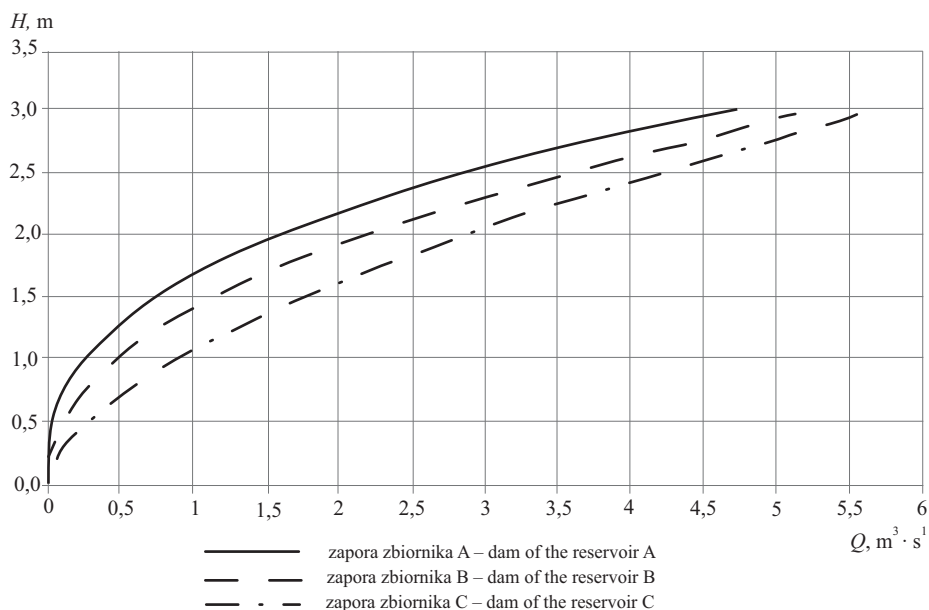
gdzie:

- Q – wydatek zapory kamiennej, $m^3 \cdot s^{-1}$,
- k_t – współczynnik filtracji turbulენტnej, $m^3 \cdot s^{-1}$ (biorąc pod uwagę potencjalną kolmatację zapory narzutowej, do obliczeń przyjęto $k_t = 0,25 m \cdot s^{-1}$ – najmniejszą wartość współczynnika filtracji dla wypełnienia kamiennego o średnicy 10 cm),
- H – głębokość wody przed nasypem, m,
- h – głębokość wody za nasypem ustalona na podstawie krzywej wydatku koryta w stanowisku dolnym (rys. 9) [Dąbkowski i in. 2008], m,
- L – długość drogi przepływu równa szerokości podstawy nasypu kamiennego, m (w obliczeniach przyjęto $L = 19,0 m$),
- b – szerokość strumienia przepływu, m.



Rys. 9. Krzywa wydatku koryta poniżej zbiornika A, B i C [Dąbkowski i in. 2008]
 Fig. 9. Curve flow of the river below reservoir A, B and C [Dąbkowski i in. 2008]

Ze względu na nieregularny przekrój poprzeczny koryta zastosowano przybliżony sposób obliczeń szerokości strumienia przepływu b . W tym celu dla poszczególnych napełnień zbiorników ($H_i = 0,20 \cdot i$, gdzie: $i = 1, 2, 3 \dots n$, $n = 15$) obliczano pole powierzchni przekroju poprzecznego zapory F_p , którą przepływa woda, a następnie określano szerokość zastępczą strumienia przepływu ze wzoru $b_{sr} = F_p \cdot H_i^{-1}$. Wyznaczone w ten sposób zastępcze szerokości zapór A, B i C dla poszczególnych napełnień H_i podstawiono do wzoru (5); na tej podstawie sporządzono krzywe wydatku zapór kamiennych (rys. 10).



Rys. 10. Krzywe wydatku zapór kamiennych
 Fig. 10. The flow curve of the stone dam

Z rys. 10 wynika, że przy napełnieniu $H = 3,0$ m wydatki zapór kamiennych w zbiornikach A, B i C wynoszą odpowiednio $4,75 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, $5,25 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ oraz $5,70 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$.

Przypadek II – zapory ziemne z urządzeniami upustowymi

W wariantcie tym w zaporach jako urządzenia upustowe przyjęto rurociągi spustowe o średnicy $D = 1,0$ m (zbiornik A), $D = 0,80$ m (zbiornik C) i $D = 0,50$ m (zbiornik B). Krzywą wydatku spustu obliczono ze wzoru:

$$Q = \mu \cdot F \cdot \sqrt{2 \cdot g \cdot H} \quad (6)$$

gdzie:

Q – wydatek rurociągu spustowego, $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$,

F – pole przekroju poprzecznego spustu, m^2 ,

H – wzniesienie zwierciadła wody nad osią spustu (wylot niezatopiony) lub różnica poziomów zwierciadeł wody w stanowisku górnym i dolnym (wylot zatopiony), m,

Tabela 2. Zestawienie rozważanych wariantów konstrukcyjnych zapór
 Table 2. Comparison of the analyzed construction of dam

Wariant	Przekrój A	Przekrój B	Przekrój C
I	zapora kamienna	zapora kamienna	zapora kamienna
II	zapora ze spustem \varnothing 1,0 m	zapora kamienna	zapora kamienna
III	zapora kamienna	zapora ze spustem \varnothing 0,50 m	zapora ze spustem \varnothing 0,80 m
IV	zapora ze spustem \varnothing 1,0 m	zapora ze spustem \varnothing 0,50 m	zapora ze spustem \varnothing 0,80 m

g – przyspieszenie ziemskie, $m \cdot s^{-2}$,

μ – współczynnik wydatku (przyjęto $\mu = 0,60$ [Dąbkowski i in. 2009]).

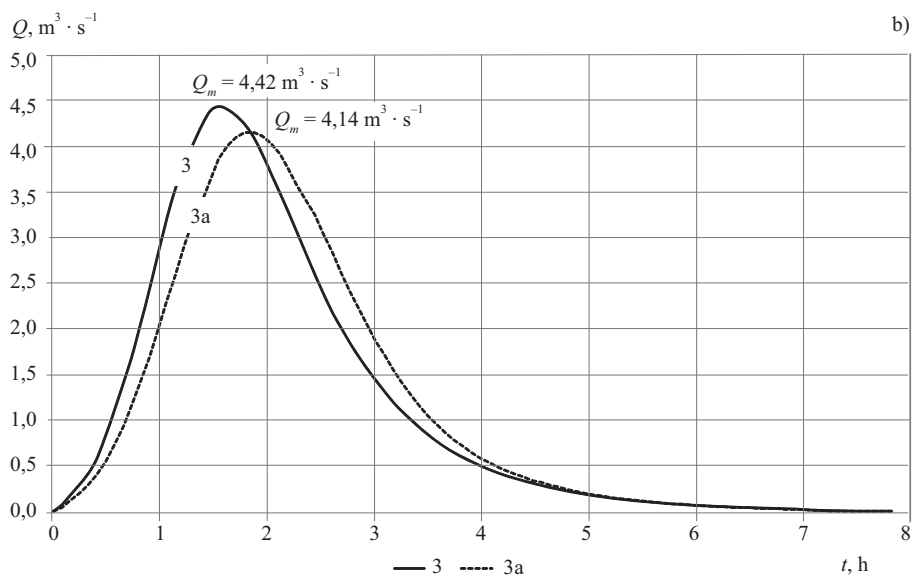
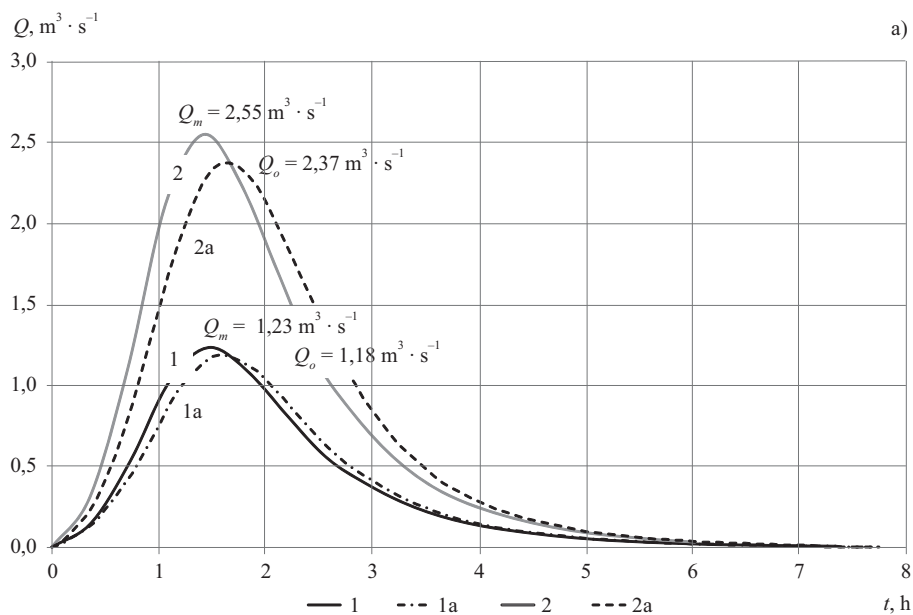
Analizowane warianty obliczeniowe zapór zbiorników A, B i C dla obydwu powyższych przypadków (I – zapory kamienne, II – zapory ziemne) przedstawione zostały w tab. 2.

Obliczenia hydrogramu odpływu z kaskady zbiorników A, B i C podzielono na dwa etapy. W pierwszym etapie wyznaczono hydrogramy odpływu ze zbiorników B (Q_{oB}) i C (Q_{oC}). W następnej kolejności obliczono hydrogram dopływu do zbiornika A, będący sumą hydrogramów odpływu Q_{oB} i Q_{oC} oraz spływu powierzchniowego ze zlewni A (Q_A). Uzyskany w ten sposób hydrogram dopływu do zbiornika A stanowił podstawę symulacji redukcji fal wezbraniowych. Do obliczenia poszczególnych hydrogramów odpływu ze zbiorników wykorzystano program SWMM 5.0 (Stormwater Management Model) opracowany przez Agencję Ochrony Środowiska Stanów Zjednoczonych (U.S. EPA). Jeden z wbudowanych modułów umożliwia także wykonanie symulacji funkcjonowania zbiornika retencyjnego. Niezbędne dane do wykonania symulacji obejmują: hydrogram dopływu, krzywą powierzchni zalewu, krzywą wydatku urządzeń upustowych/średnicę spustu i współczynnik wydatku oraz krzywą przepustowości kanału/koryta poniżej zbiornika. Program, obliczając hydrogram odpływu ze zbiornika, uwzględnia ewentualne podtopienie rurociągu spustowego.

WYNIKI OBLICZEŃ

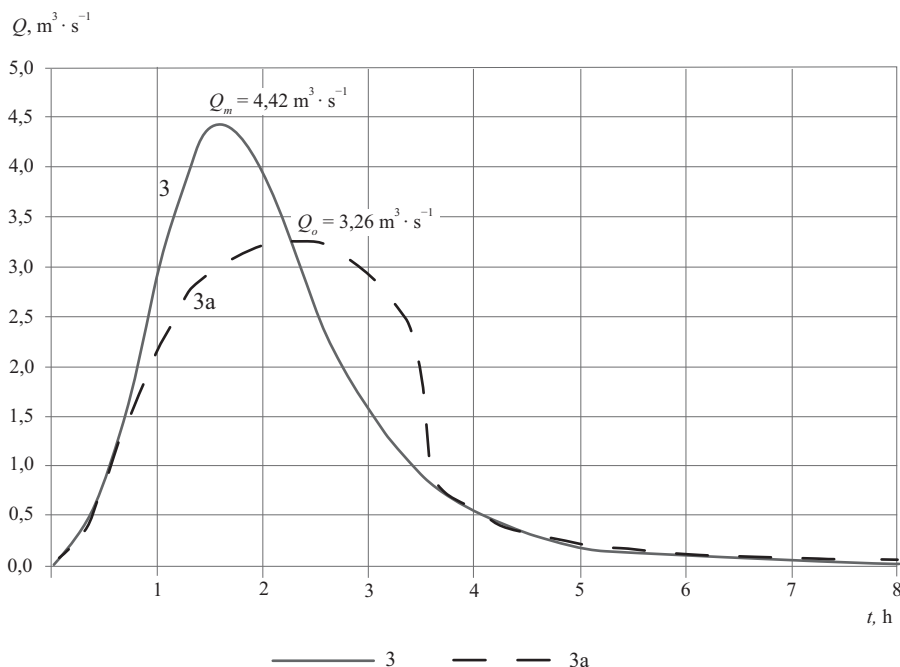
W wariantcie I stwierdzono, że zaprojektowane zapory kamienne B i C nieznacznie redukują przepływy kulminacyjne ze zlewni – odpowiednio z 2,55 do 2,37 $m^3 \cdot s^{-1}$ (o 8%) oraz z 1,23 do 1,18 $m^3 \cdot s^{-1}$ (o 4%) (rys. 11a). Natomiast zapora kamienna zbiornika A powoduje zmniejszenie przepływu kulminacyjnego fali z 4,42 $m^3 \cdot s^{-1}$ do 4,14 $m^3 \cdot s^{-1}$ (o 6%) oraz jego opóźnienie o 0,34 godz (rys. 11b). Odnosząc obliczoną wartość odpływu ze zbiornika A $Q_{oA,B,C} = 4,14 m^3 \cdot s^{-1}$ do sumarycznego kulminacyjnego przepływu ze zlewni A, B i C ($Q_A + Q_B + Q_C = 4,66 m^3 \cdot s^{-1}$), uzyskuje się redukcję o 11%.

W wariantcie II hydrogramy odpływu ze zbiorników B i C są identyczne jak te, które obserwuje się w wariantcie I (rys. 11a). Natomiast zastosowanie w zaporze zbiornika A spustu o średnicy $D = 1,0$ m powoduje splaszczenie fali z 4,42 do 3,26 $m^3 \cdot s^{-1}$, co daje redukcję maksymalnego natężenia dopływu do zbiornika A ($Q_{dA,B,C}$) o 24% i opóźnienie przepływu kulminacyjnego o 0,67 godz. (rys. 12). Natomiast gdy weźmie się pod uwagę sumaryczny kulminacyjny przepływ ze zlewni A, B i C ($Q_m = 4,66 m^3 \cdot s^{-1}$), uzyskuje się redukcję o 30%.



Rys. 11. Hydrogramy dopływu/odpływu ze zbiorników: a) zbiornik B i C, b) zbiornik A
 Fig. 11. Inflow/outflow hydrograph from reservoirs: a) reservoir B, C, b) reservoir A

1 – hydrogram odpływu ze zlewni B – outflow hydrograph from catchment B, 2 – hydrogram odpływu ze zlewni C – outflow hydrograph from catchment C, 1a – hydrogram odpływu ze zbiornika B – outflow hydrograph from reservoir B, 2a – hydrogram odpływu ze zbiornika C – outflow hydrograph from reservoir C, 3 – hydrogram dopływu do zbiornika A – inflow hydrograph to reservoir A, 3a – hydrogram odpływu ze zbiornika A – outflow hydrograph from reservoir A



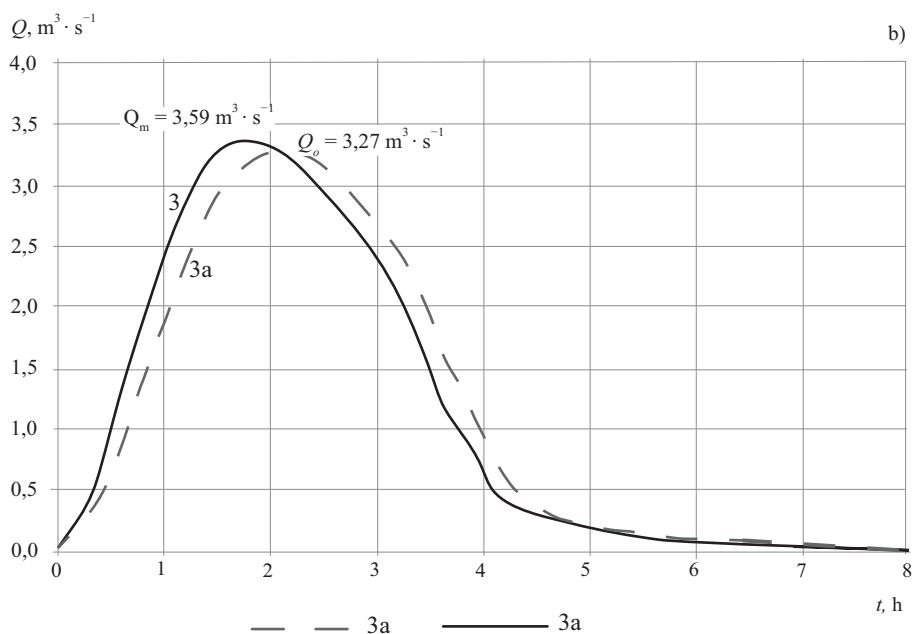
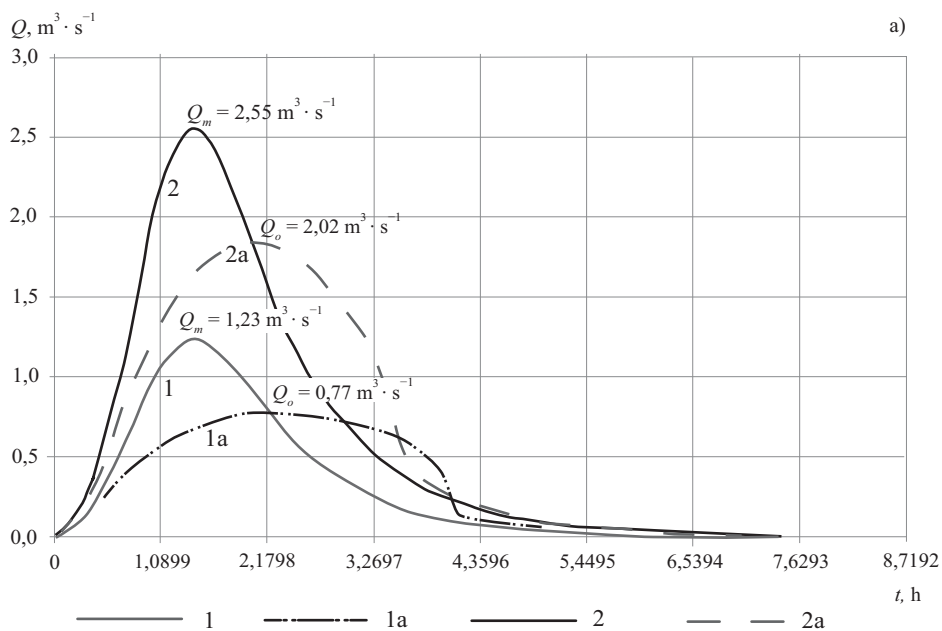
Rys. 12. Hydrogram odpływu ze zbiornika A w II wariantcie

Fig. 12. Outflow hydrograph from reservoir A – option II

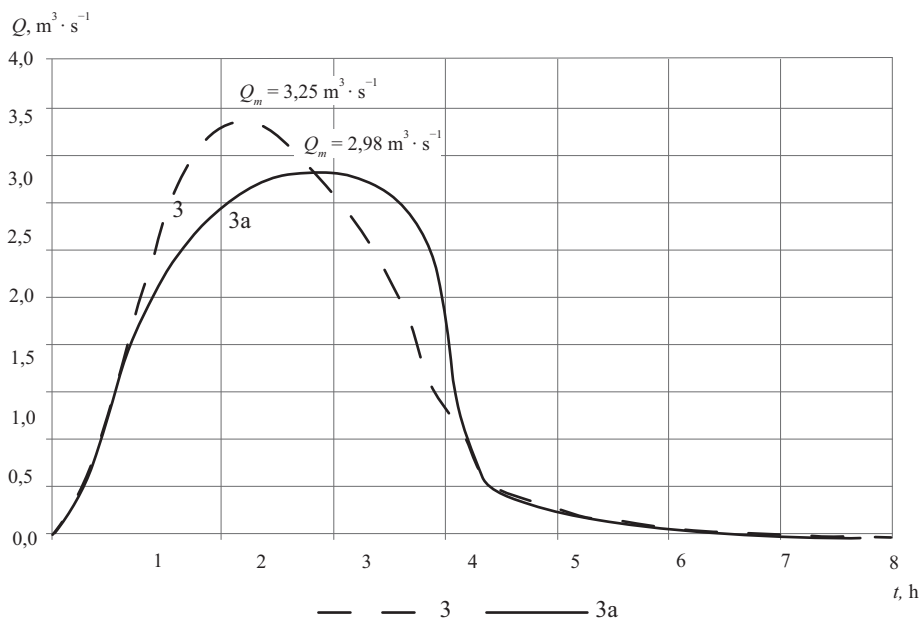
3, 3a – oznaczenia zob. rys. 11 – explanation see fig. 11

W wariantcie III, gdy w zaporach zbiorników B i C jako urządzenia upustowe zostaną zastosowane rurociągi spustowe (zgodnie z tab. 2), przepływy kulminacyjne (Q_m) ze zlewni B i C zostaną zredukowane odpowiednio z 1,23 do $0,77 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ (o 40%) oraz z $2,55$ do $2,02 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ (o 21%) (rys. 13a). Sumując hydrogramy odpływu ze zbiorników B (Q_{oB}) i C (Q_{oC}) oraz ze zlewni A (Q_A) (rys. 6), otrzymano hydrogram dopływu do zbiornika A o maksymalnym natężeniu przepływu równym $3,59 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ (rys. 13b). Przepływ ten zostanie zredukowany przez zbiornik A do wartości $3,27 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ i opóźniony o około 0,28 godz. (rys. 13b). W stosunku do sumarycznego przepływu kulminacyjnego ze zlewni A, B i C (rys. 6) $Q_m = 4,66 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ uzyskuje się redukcje o 30%.

W wariantcie IV (wszystkie zapory wyposażone w spusty – tab. 2) maksymalny odpływ ($Q_{oA,B,C}$) z kaskady analizowanych zbiorników retencyjnych wynosi $2,98 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ (rys. 14), co odpowiada redukcji szczytowego przepływu kulminacyjnego ze zlewni A, B i C ($Q_m = 4,66 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$) o 36%.



Rys. 13. Hydrogramy odpływu ze zbiorników: a) B i C w III wariantcie, b) A w III wariantcie
 Fig. 13. Outflow hydrographs from reservoirs: a) option B i C in III variant, b) option A in III variant
 1, 2, 3, 1a, 2a, 3a – oznaczenia zob. rys. 11 – explanation see fig. 11



Rys. 14. Hydrogram odpływu z kaskady zbiorników retencyjnych w IV wariantcie

Fig. 14. Outflow hydrograph from cascade of retention reservoirs – option IV

3, 3a – oznaczenia zob. rys. 11 – explanation see fig. 11

PODSUMOWANIE

Wykonane obliczenia wykazały, że kaskada zbiorników retencyjnych w zależności od przyjętych rozwiązań konstrukcyjnych spustów może istotnie wpływać na redukcję przepływu maksymalnego. W rozważanych przypadkach stwierdzono, że zbiorniki B i C z zaporami kamiennymi nieznacznie spłaszczają fale wezbraniowe. Zbiornik A z zaporą kamienną (wariant I) powoduje spłaszczenie fali wezbrania o około 11% ($Q_{oA,B,C} = 4,14 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$). Znacznie lepszy efekt redukcji przepływu maksymalnego (Q_m) otrzymano, wykonując zaporę zbiornika A jako ziemną z rurociągiem spustowym o średnicy $D = 1,0 \text{ m}$ i przelewem awaryjnym (wariant II). Wówczas maksymalny odpływ ze zbiornika wynosi $3,26 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ (redukcja o 30%).

Zastosowanie zapór ziemnych z rurociągiem spustowym w profilach B i C (wariant III) pozwoliło na wykorzystanie pojemności retencyjnej dolin cieku Ciołek i jego dopływu. Szczyty fal dopływających do zbiorników B i C zostaną spłaszczone odpowiednio z $2,55$ do $2,02 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ (redukcja o 21%) i z $1,23$ do $0,77 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ (redukcja o 40%), a maksymalny odpływ ze zbiornika A wyniesie $3,27 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$.

Największe spłaszczenie fali, oraz opóźnienie maksymalnego odpływu uzyskuje się, gdy wszystkie zbiorniki zostaną wykonane jako ziemne z rurociągami spustowymi. Wówczas maksymalny odpływ z kaskady zbiorników dla rozpatrywanych warunków wynosi $2,98 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, co daje redukcję sumarycznego przepływu kulminacyjnego ze zlewni A, B i C ($Q_{dA} + Q_{dB} + Q_{dC}$) o 36%.

LITERATURA

- Ciepielowski A., Dąbkowski Sz.L., 2006. Metody obliczeń przepływów maksymalnych w małych zlewniach rzecznych (z przykładami). Wyd. PROJPRZEMKO Bydgoszcz.
- Dąbkowski Sz.L., Cisowska I., Wójcicki Z., Bodulski J., Górski J., 2008. Studium zabezpieczenia miasta Kunów przed zalewaniem wodami deszczowymi. Politechnika Świętokrzyska Kielce.
- Dąbkowski Sz.L., Górski J., Szeląg B., 2009. Rola małego zbiornika wodnego w ochronie przed powodzią (w warunkach miasta Kunów). Wiad. Melior. Łąkar. 4, 155–160.
- Dąbkowski Sz.L., Bodulski J., Górski J., 2010. Problemy ochrony przed powodzią opadową z deszczy nawalnych na przykładzie miasta Kunów. Gosp. Wod. 10, 389–396.
- FAO Irrigation and Drainage Paper No 66. Manual small earth dams. A guide to siting, design and construction.

Wykorzystano materiały państwowego zasobu geodezyjnego i kartograficznego na podstawie zezwolenia Nr 6/2012 Marszałka Województwa Świętokrzyskiego.

Zaakceptowano do druku – Accepted for print: 15.06.2012