



OCENA PRZEPUSTOWOŚCI ROWU GŁÓWNEGO „R” SYSTEMU ODWADNIAJĄCEGO ŁĄCZANY

Bogusław Michalec
Uniwersytet Rolniczy w Krakowie

ASSESSMENT OF THE CONVEYANCE OF THE MAIN DITCH “R” IN ŁĄCZANY DRAINAGE SYSTEM

Streszczenie

Celem pracy było opracowanie oceny przepustowości rowu głównego R systemu odwadniającego Łączany na podstawie wyników pomiarów geodezyjnych i obliczeń hydraulicznych. Rów ten jest głównym elementem systemu odwadniającego, likwidującego skutki piętrzenia wód Wisły stopniem wodnym Łączany. W przeprowadzonej analizie uwzględniono również wpływ budowli inżynierskich, takich jak przepusty i syfony. W pierwszym etapie analizy wykonano obliczenia hydrauliczne przepustowości koryta rowu bez uwzględnienia przepustów oraz syfonów. Obliczenia warunków hydraulicznych przepływu wody w korycie rowu wykonano dla stanu zaniedbanego (wariant pierwszy) i stanu po zabiegach konserwacyjnych (wariant drugi). W drugim etapie obliczeń uwzględniono wpływ obiektów inżynierskich dla stanu zaniedbanego (wariant trzeci) i stanu po zabiegach konserwacyjnych (wariant czwarty). Stwierdzono, że przepustowość rowu R, określona zgodnie z przyjętymi założeniami wariantu pierwszego i wariantu drugiego, tj. dla koryta rowu, którego stan jest zaniedbany i stanem udrożnionym rowu R lecz bez uwzględnienia istniejących przepustów oraz syfonu, wskazują, że praktycznie na całej długości rowu R jego przepustowość jest niższa od określonej w założeniach projektowych. Wykazano, że dodatkowe

ograniczenie przepustowości jest powodowane przez obiekty inżynierskie, tj. przepusty i syfony. Główną przyczyną ograniczonej przepustowości jest zły stan techniczny odcinków rowu, na których wyznaczono przekroje charakteryzujące się niewystarczającą przepustowością.

Słowa kluczowe: rów, przepust, syfon, przepustowość

Abstract

The aim of the paper was to develop the assessment of the conveyance of the main ditch R of the Łączany drainage system based on the results of surveying and hydraulic calculations. This ditch is the main element of the drainage system, eliminating the effects of damming the waters of the Vistula with the Łączany barrage. The analysis also took into account the influence of engineering structures, such as culverts and siphons. In the first stage of the analysis, hydraulic calculations were made without taking into account culverts and siphons. Calculation of the hydraulic conditions of water flow in the ditch channel was done for the neglected condition (first variant) and condition after maintenance (second variant). In the second stage of calculations, the influence of engineering constructions on the neglected condition (third variant) and the state after maintenance operations was taken into account (fourth variant). It was found that the conveyance of the R-ditch, determined in accordance with the established assumptions of the first variant and the second variant, indicate that almost the entire length of the R-ditch, its conveyance is lower than specified in the design assumptions. It was shown that the additional conveyance limit is caused by engineering constructions, i.e. culverts and siphons. The main reason for the limited conveyance is the poor technical condition of the ditch sections, on which the cross-sections with inadequate conveyance have been determined.

Keywords: ditch, culvert, siphon, conveyance

WSTĘP

Budowa stopni wodny na Wiśle została rozpoczęta z początkiem lat pięćdziesiątych ubiegłego wieku. Zadaniem tych stopni miało być uzyskanie poprawy drożności koryta rzeki Wisły, umożliwiającej prowadzenie transportu wodnego. Z planowanych osiemnastu stopni wodnych wykonano sześć stopni wodnych: Smolice, Dwory, Łączany, Kościuszkó, Dąbie oraz Przewóz, tworzących Kaskadę Górnej Wisły. Zostały one zlokalizowanych na odcinku Wisły od

Oświęcimia do Krakowa. W latach 1954–1961 zostały wybudowane pierwsze trzy stopnie wodne: Przewóz, Dąbie i Łączany, a budowę kolejnych trzech: Kościuszko, Smolice i Dwory, rozpoczęto dopiero w latach 1976–1977 (Lebienicki i Zielińska-Szczęśny 2006). Spiętrzenie wód Wisły spowodowało konieczność zabezpieczenia terenów przyległych przed negatywnymi skutkami piętrzenia, wynikającymi ze zmiany stosunków wodnych na terenach sąsiadujących z budowlą. Zabezpieczenie tych terenów przed negatywnymi skutkami piętrzenia wód Wisły zostało osiągnięte poprzez budowę systemów odwadniających. W ciągu kilkudziesięciu lat eksploatacji tych systemów dokonywano głównie ich konserwacji i doraźnych remontów, a także wykonywano prace związane z przebudową poszczególnych elementów tych systemów. Przykład realizacji tych działań i ich skutków w systemie odwadniającym Łączany został przedstawiony w pracach Michalca i in. (2013) oraz Majerczyk i Michalca (2017). W ciągu ponad pięćdziesięciu lat eksploatacji systemu odwadniającego Łączany dokonano wielokrotnych przebudów poszczególnych jego elementów. Część z wykonanych modernizacji została dokonana przez nieupoważnione osoby, tj. najczęściej przez mieszkańców chronionego terenu. Ponadto zmiana geometrii przekroju rowu, w wyniku osunięcia się jego skarp (ryc.1), odkładanie się rumowiska w dnie rowu, wpływające na zmniejszenie lokalnych spadków dna, przyczynia się zmniejszeniu przepustowości rowu. Spowodowało to zakłócenia pracy systemu odwadniającego. Z tego względu konieczne jest dokonanie inwentaryzacji stanu istniejącego, określenie zmiany warunków dopływu wody filtrującej do rowów odwadniających, a także określenie możliwości odprowadzenia tych wód z terenu odwadnianego do Wisły. Wyniki tych prac mogą być pomocne w pracach związanych z opracowaniem analizy możliwości usprawnienia systemu, co ma szczególne znaczenie uwzględniając fakt wykorzystywania tego systemu w ochronie przeciwpowodziowej terenu odwadnianego.

Celem pracy jest dokonanie oceny przepustowości rowu głównego R systemu odwadniającego Łączany na podstawie wyników pomiarów geodezyjnych i obliczeń hydraulicznych. W tym celu określono warunki hydrauliczne przepływu wody w tym rowie w warunkach zaniedbanego stanu koryta rowu, jak również w wyniku przeprowadzenia prac konserwacyjnych. W przeprowadzonej analizie uwzględniono również wpływ budowli inżynierskich, takich jak przepusty i syfony. Uzyskane wyniki badań oraz przeprowadzone analizy warunków hydraulicznych, panujących w systemie odwodnieniowym stopnia wodnego w Łączanach, mogą stanowić podstawę do dalszych rozwiązań teoretycznych i zastosowań praktycznych, mających na celu poprawę funkcjonowania systemów odwadniających wszystkich stopni wodnych w kaskadzie Górnej Wisły.



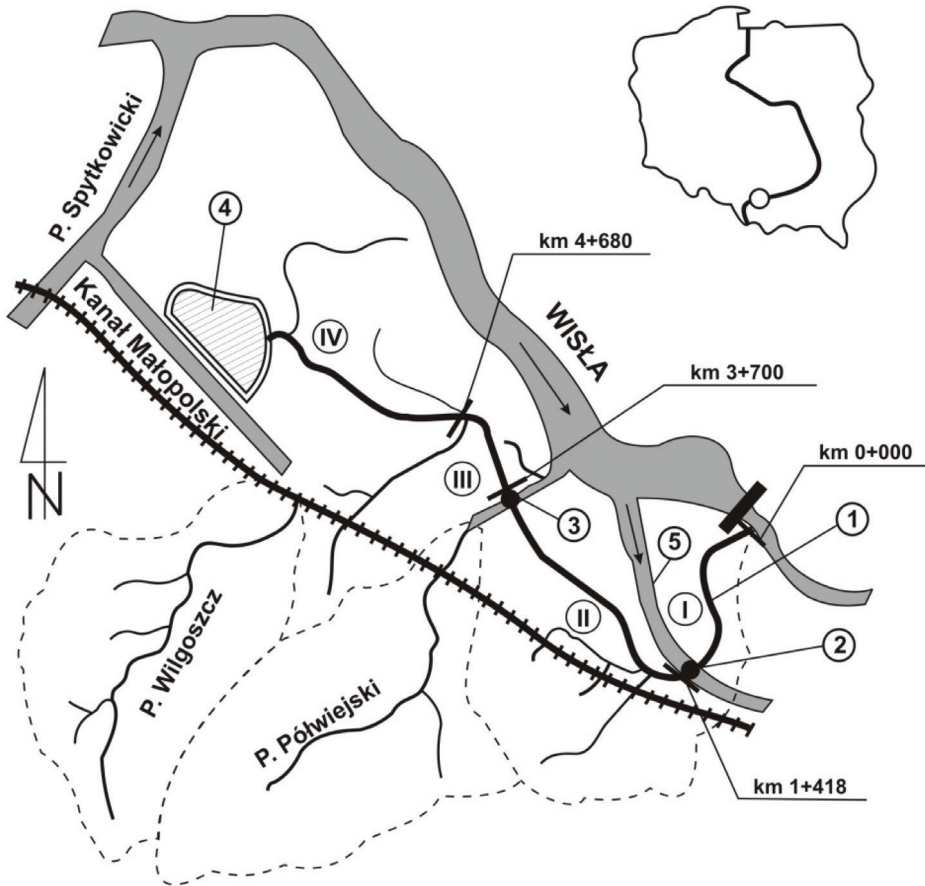
Rysunek 1. Osunięcie skarp rowu R. Odcinek poniżej przekroju 4+680 zaznaczonego na rysunku 2

Figure 1. Bank landslide of ditch R. Section below the cross-section 4 + 680 marked in Figure 2

METODYKA

Pomiary geodezyjne rowu R systemu odwadniającego Łączany wykonano za pomocą niwelatora Topcon AT-G7 oraz tachimetru elektronicznego Topcon GTS-226. Pomiary te wykonano w okresie niskiej wegetacji roślin tj. w miesiącach od września do listopada 2012 roku i od marca do maja 2013 roku. Obejmowały one określenie spadków lokalnych dna na odcinkach pomiędzy wyznaczonymi przekrojami porzecznymi rowu. Wykonano również pomiary niwelacyjne linii prawobrzeżnej i lewobrzeżnej rowów, pomiary geodezyjne wyznaczonych przekrojów poprzecznych. Ze względu na konieczność określenia warunków hydraulicznych przepływu wody w przepustach wykonano pomiary tych konstrukcji, a także wykonano dodatkowe pomiary przekrojów poprzecznych zarówno powyżej, jak i poniżej tych konstrukcji. Oprócz wymienionych przekrojów, niezbędnych do określenia warunków przepływu wody w głównym rowie R systemu odwadniającego, jak również niezbędnych do opracowania rozwiązań technicznych, umożliwiających usprawnienie funkcjonowania tego systemu, wyznaczono i pomierzono dodatkowe przekroje poprzeczne. Lokalizacja tych dodatkowych przekrojów została wyznaczona w charakterystycznych fragmentach rowu R, to jest w punktach tzw. węzłowych rowu, w których następuje dopływ wód z rowów bocznych. Wyznaczano zatem te przekroje w rowie R i w rowie bocznym przed węzłem, a także z rowie R za węzłem, co umożliwiło określenie zmiany warunków hydraulicznych przepływu wody w wyniku dopływu wód z bocznych rowów. Takimi punktami węzłowymi są przekroje zaznaczone na rycinie 2, dzielące rów R na cztery odcinki obliczeniowe. Podział ten

odpowiadał przyjętym założeniom projektowym (Ekspertyza 1975), według których dla wydzielonych odcinków rowu R obliczono przepływ najwyższy wielki (Q_4) wg Iszkowskiego. W projekcie rowu R przepływ ten zwiększony o 10%, odpowiadającym przyjętemu zwiększeniu przepływu ze względu na przesiąki wody do rowu, został przyjęty jako miarodajny. W tabeli 1 wartości przepływów miarodajnych dla wyznaczonych odcinków rowu R wraz z projektowanymi parametrami rowu na danym odcinku według opracowania „Ekspertyza. Budowa pompowni dla rowu R – Łączany” (1975).



Rysunek. 2. Lokalizacja rowu R w systemie odwodnieniowym Łączany; 1 – rów R, 2 – syfon nr 1, 3 – syfon nr 2, 4 – staw Kasztelan

Figure 2. Localization of ditch R in the Łączany drainage system: 1 – R ditch, 2 – siphon No 1, 3 – siphon No 2, 4 – Kasztelan pond

Przepustowość koryta rowu określono na podstawie powierzchni przekroju, obliczonej dla napełnienia brzegowego i odpowiadającej mu prędkości średniej przepływu wody, obliczonej za pomocą wzoru Chézy'ego. W tym celu w trakcie pomiarów geodezyjnych określono stan poszczególnych odcinków przekroju koryta, na podstawie którego ustalone zostały współczynniki szorstkości według Ven Te Chow (Książczyński i in. 2000). Współczynnik prędkości obliczono wzorem Manninga.

Tabela 1. Wartości przepływu miarodajnego Q_4 dla poszczególnych odcinków rowu R
Table 1. Reliable discharge values Q_4 for several sections of the R-ditch

Odcinek rowu R The sections of the R-ditch		Przeływ Discharge	Spadek dna Slope of the bottom	Szerokość dna Width of bottom	Głębokość rowu Ditch depth
Nr	[km]	Q_4 [$m^3 \cdot s^{-1}$]	i [%]	b [m]	h [m]
I	0+000 – 1+418	10,37	0,5	2,25	2,05
II	1+418 – 3+700	9,77	0,5	2,00	2,05
III	3+700 – 4+680	3,19	0,5	1,00	1,58
IV	4+680 – 8+240	1,28	0,5	0,50	1,16

Określenie warunków przepływu wody w rowie głównym R systemu odwadniającego opracowano na podstawie wyników obliczeń przepustowości, które wykonano w czterech wariantach:

1. Wariant pierwszy – stan istniejący: koryto rowu, brzegi koryta, jak również teren przyległy w stanie naturalnym bez uwzględnienia istniejących przepustów i syfonów. Jako stan istniejący przyjęto zaniedbany stan koryta. W tym wariantcie przyjęto następujące współczynniki szorstkości: 0,035 – wartość średnia dla dna kanałów ziemnych z gęstą trawą i wodorostami i 0,080 – wartość średnia dla skarp kanału z gęstą roślinnością o wysokości równej głębokości kanału.
2. Wariant drugi – stan po udroźnieniu koryta, z zachowaniem naturalnych kształtów, tj. bez korekty geometrii przekroju koryta zgodnie z założeniami projektowymi, ale z usuniętą roślinnością, z zachowaniem tzw. dobrego stanu koryta bez uwzględnienia przepustów i syfonów. Jako stan istniejący przyjęto zaniedbany stan koryta. W tym wariantcie przyjęto następujące współczynniki szorstkości: 0,025 – wartość średnia dla dna kanałów ziemnych bez roślinności i 0,035 – wartość średnia dla skarp kanału z wysoką trawą.
3. Wariant trzeci – stan istniejący: koryto rowu, brzegi koryta, jak również teren przyległy w stanie naturalnym z uwzględnieniem istniejących przepustów i syfonów. W tym wariantcie przyjęto współczynniki szorstkości takie, jak w wariantcie 1.

4. Wariant czwarty – stan po udroźnieniu koryta z uwzględnieniem istniejących przepustów i syfonów. W tym wariantcie przyjęto współczynniki szorstkości takie, jak w wariantcie 2.

Obliczenia hydrauliczne przepustów wykonano zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30 maja 2000 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie (Dz. U. 2000, nr 63), w którego załącznikach szczegółowo opisano sposób obliczania przepustowości przepustów, w zależności od warunków przepływu wody na wlocie i wylocie z przepustu. Ponadto, uwzględniono wytyczne zawarte w opracowaniu „Zalecenia projektowania, budowy i utrzymania odwodnienia tuneli, przejść podziemnych i przepustów” Generalnej Dyrekcji Dróg Krajowych i Autostrad (2009). Określając przepustowość przepustów wykonano obliczenia napelnień H przed przepustem za pomocą wzoru (1), według Załącznika 1 wytycznych pt. „Obliczanie światła mostów i przepustów” (Zalecenia... 2009):

$$H = h_d + \frac{Q^2}{2gF_p^2\mu^2} - i_p L_p - \frac{\alpha V^2}{2g} \quad (1)$$

w którym:

h_d – napelnienie w kanale na wylocie z przepustu,

Q – przepływ,

g – przyspieszenie ziemskie,

F_p – powierzchnia przekroju przepustu,

μ – współczynnik wydatku przepustu, przyjęto $\mu = 0,83$,

i_p – spadek dna w przepuście,

L_p – długość przepustu, α – współczynnik St. Venanta,

V – prędkość przepływu.

Wzór (1) może być stosowany w przypadku zatopienia wlotu i wylotu krótkiego przepustu. W przypadku przepustów charakteryzujących się niezatopionym wylotem wysokość H przed wlotem do tych przepustów obliczono za pomocą wzoru:

$$H = \varepsilon h_p + \frac{Q^2}{2gF_p^2\mu^2} - i_p L_p - \frac{\alpha V^2}{2g} \quad (2)$$

w którym:

ε – współczynnik dławienia bocznego, przyjęto

$\varepsilon = 0,85$, h_p – napelnienie w przepuście, pozostałe oznaczenia jak we wzorze (1).

Na rowie głównym R systemu odwadniającego Łączany znajdują się dwa syfony. Parametry syfonów, zgodnie z założeniami projektowymi według

opracowania pt. „Ekspertyza. Budowa pompowni dla rowu R – Łączany” (1975), zamieszczono w tabeli 3.

Tabela 3. Podstawowe parametry syfonów znajdujących się na trasie rowu R
Table 3. Basic parameters of siphons located on the R-ditch

Parametr Parameter	Syfon nr 1 Siphon No 1	Syfon nr 2 Siphon No 2
Lokalizacja w km Location in km	1+450	3+700
Liczba przewodów leżaka Amount of pipes	2	1
Wymiary światła leżaka Dimensions of the pipe	1,4 m x 1,4 m	1,3 m x 1,3 m
Długość przewody syfonu The length of the siphon pipes	78 m	40 m
Przepływ miarodajny The reliable discharge	7,9 m ³ ·s ⁻¹	5,15 m ³ ·s ⁻¹

Przepustowość syfonów określono według poniższego równania:

$$Q = \mu \cdot F \sqrt{2 \cdot g \cdot h} \quad (3)$$

w którym:

F – powierzchnia przekroju leżaka,

g – przyspieszenie ziemskie,

h – różnica poziomów zwierciadła wody przed i za syfonem,

μ – współczynnik wydatku. Wartości tego współczynnika, wynoszące 0,64 i 0,67 odpowiednio dla syfonu nr 1 i nr 2, przyjęto z opracowania „Ekspertyza...” (1975).

WYNIKI

Wyznaczone w trakcie pomiarów geodezyjnych przekroje od P-1 do P-7 zlokalizowano na odcinku I (km 0+000 – 1+418), przekroje od P-8 do P-27 – na odcinku II (km 1+418 do 3+700), natomiast przekroje od P-28 do P-41 – na odcinku III (tj. w km od 3+700 do 4+680), a przekroje od P-42 do P-70 wyznaczono na odcinku IIV (tj. w km od 4+680 do 8+240). Porównując wartości obliczonego natężenia przepływu w poszczególnych rowach, określającego przepustowość rowu w danym przekroju poprzecznym, z wartościami przepływu Q_4 dla poszczególnych odcinków rowu R wraz z parametrami rowu według opracowania „Ekspertyza...” (1975), stwierdzono, że w wariancie pierwszym i drugim:

- w każdym przekroju od P-1 do P-7, znajdującym się na odcinku I przepustowość jest znacząco niższa od natężenia przepływu $Q_4 = 10,37 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ i to zarówno w warunkach zaniedbanego jak również udroźnionego koryta. Określona przepustowość rowu w tych przekrojach w stanie zaniedbanym wynosi od 0,278 do $1,827 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, a po udroźnieniu mieści się w przedziale od 0,606 do $4,827 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$;
- w II odcinku, w którym zlokalizowano przekroje od P-8 do P-27, jedynie w 7 przekrojach (tj. w przekrojach P-9, P-17, P-18, P-22, P-23, P-24 i P-26) natężenie przepływu w stanie zaniedbanym, określające ich przepustowość, jest wyższe od natężenia przepływu $Q_4 = 9,77 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Natomiast zabiegi konserwacyjne spowodują zwiększenie przepustowości tylko w 3 przekrojach, tj. P-8, P-16 i P-25;
- spośród 14 przekrojów odcinka III (przekroje od P-28 do P-41) jedynie w 4 przekrojach (P-28, P-30, P-31, P-33) przepustowość jest wyższa od natężenia przepływu $Q_4 = 3,19 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Dotyczy to warunków w stanie zaniedbanym. Poprawa przepustowości w wyniku konserwacji rowu zostanie uzyskana jedynie w 4 przekrojach (P-29, P-32, P-37 i P-39);
- w 9 przekrojach na odcinku IV (P-43, P-44, P-46, P-48, P-51, P-66, P-67, P-69 i P-70) przepustowość w stanie zaniedbanym koryta jest niższa od natężenia przepływu $Q_4 = 1,28 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Po udroźnieniu nie nastąpi poprawa warunków hydraulicznych przepływu wody jedynie w przekroju P-46, którego przepustowość po zabiegach konserwacyjnych wynosi zaledwie $0,671 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$.

Wykonanie obliczeń przepustowości rowu R według wariantu trzeciego i czwartego wymaga wykonania obliczeń przepustowości przepustów i syfonów, znajdujących się na tym rowie. Na całej długości rowu R znajduje się dwanaście przepustów drogowych. Wszystkie przepusty posiadają jeden przewód rurowy o średnicy 1000 mm. Ponadto stwierdzono, że przepływ miarodajny (Q_m), nie mieści się w korycie przed niektórymi przepustami. Z tego względu wykonano obliczenia napełnień H za pomocą wzoru (1). Obliczenia wykonano drogą kolejnych przybliżeń, ustalając przepływ w przepuście, którego napełnienie w przekroju rowu przed przepustem (H) jest równe głębokości w tym przekroju. Stwierdzono, że przepusty nr 4 i nr 6 charakteryzują się niezatopionym wylotem. Wysokość H przed wlotem do tych przepustów obliczono za pomocą wzoru (2). Obliczenia wykonano uwzględniając stan koryta (tabela 2). Zastosowanie wzoru (1) wymagało ustalenia napełnienia w kanale na wylocie z przepustu (h_d). W przypadku przepustów 1, 3, 8, 9, 10 i 12, których przekrój poniżej ich wylotu nie mieści przepływu odpowiadającemu maksymalnemu napełnieniu przed jego wlotem, wartość h_d przyjęto równą głębokości maksymalnej rowu poniżej przepustu.

Tabela 2. Wyniki obliczeń przepustowości przepustów rowu R
Table 2. The results of calculations of the culverts conveyance of the R-ditch

Nr No	h_{\max} [m]	Przeływ maksymalny w rowie dla stanu zaniedbanego (Z) i po udrożnieniu (U) Maximum discharge in the ditch for neglected condition (Z) and after maintenance (U) Q_{\max} [m ³ ·s ⁻¹]	Napelnienie H [m] w przekroju przed przepustem Water depth H [m] in cross-section before the culvert	Wysokość strat w przepuście The hydraulic losses in the culvert h_{str} [m]	Przeływ w przepuście dla danego H dla stanu zaniedbanego (Z) i dla stanu po udrożnieniu (U) Discharge in the culvert for a given H for a neglected condition (Z) and after maintenance (U) Q_p [m ³ ·s ⁻¹]	Różnica przepływu w przekroju przed przepustem dla napelnienia h_{\max} i przepływu w przepuście Discharge difference in cross-section before the culvert for h_{\max} and discharge in culvert ΔQ [%]
		1	2	3	4	5
1	2,46	$Q_{\max Z} = 0,991$	2,47	0,01	$Q_{pZ} = 0,858$	13,4
		$Q_{\max U} = 2,109$	2,73	0,27	$Q_{pU} = 1,647$	21,9
2	2,93	$Q_{\max Z} = 1,862$	1,52	-1,41	-	-
		$Q_{\max U} = 4,165$	2,72	-0,21	-	-
3	1,34	$Q_{\max Z} = 0,904$	1,21	-0,13	-	-
		$Q_{\max U} = 1,957$	1,42	0,08	$Q_{pU} = 1,635$	16,5
4	1,28	$Q_{\max Z} = 0,939$	0,89	-0,39	-	-
		$Q_{\max U} = 1,981$	1,10	-0,18	-	-
5	1,52	$Q_{\max Z} = 1,416$	1,50	-0,02	-	-
		$Q_{\max U} = 2,937$	1,96	0,44	$Q_{pU} = 2,218$	24,5
6	1,60	$Q_{\max Z} = 0,912$	0,96	-0,64	-	-
		$Q_{\max U} = 1,944$	1,17	-0,43	-	-
7	1,30	$Q_{\max Z} = 0,995$	1,24	-0,06	-	-
		$Q_{\max U} = 2,120$	1,50	0,20	$Q_{pU} = 1,435$	32,3
8	1,91	$Q_{\max Z} = 4,344$	3,80	1,17	$Q_{pZ} = 1,927$	55,6
		$Q_{\max U} = 9,259$	7,94	6,03	$Q_{pU} = 2,803$	69,7
9	1,21	$Q_{\max Z} = 3,167$	2,26	1,05	$Q_{pZ} = 0,988$	68,8
		$Q_{\max U} = 6,922$	4,88	3,67	$Q_{pU} = 1,794$	74,1
10	1,96	$Q_{\max Z} = 3,477$	2,61	0,65	$Q_{pZ} = 1,803$	48,1
		$Q_{\max U} = 7,659$	6,01	4,05	$Q_{pU} = 2,652$	65,4
11	1,65	$Q_{\max Z} = 2,658$	2,08	0,43	$Q_{pZ} = 1,951$	26,6
		$Q_{\max U} = 5,593$	3,81	2,16	$Q_{pU} = 2,739$	51,0

Nr	h_{\max} [m]	Przepływ maksymalny w rowie dla stanu zaniedbanego (Z) i po udrożnieniu (U)	Napełnienie H [m] w przekroju przed przepustem	Wysokość strat w przepus- cie	Przepływ w przepuszczeniu dla danego H dla stanu zaniedbanego (Z) i dla stanu po udrożnieniu (U)	Różnica przepływu w przekroju przed przepustem dla napełnienia h_{\max} i przepływu w przepuszczeniu
		Maximum discharge in the ditch for neglected condition (Z) and after maintenance (U) Q_{\max} [$\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$]	Water depth H [m] in cross-section before the culvert	The hydraulic losses in the culvert h_{str} [m]	Discharge in the culvert for a given H for a neglected condition (Z) and after maintenance (U) Q_p [$\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$]	Discharge difference in cross-section before the culvert for h_{\max} and discharge in culvert ΔQ [%]
1	2	3	4	5	6	7
12	1,54	$Q_{\max Z} = 1,693$ $Q_{\max U} = 3,654$	1,71 2,47	0,17 0,93	$Q_{pZ} = 0,918$ $Q_{pU} = 1,654$	45,8 54,7

Gdzie: Nr – numer przepustu, h_{\max} – maksymalne napełnienie w przekroju przed przepustem, ΔQ – różnica natężenia przepływu maksymalnego (Q_{\max}) w przekroju przed przepustem obliczonego dla napełnienia h_{\max} i natężenia przepływu w przepuszczeniu (Q_p)

Where: No. – number of culvert, h_{\max} – maximum water depth in cross-section before the culvert, ΔQ – maximum discharge difference (Q_{\max}) in cross-section before the culvert calculated for water depth h_{\max} and discharge in the culvert (Q_p)

Porównując wartości maksymalnego napełnienia (h_{\max}) w przekroju rowu przed przepustem (kolumna 2 w tabeli 1) z wartością obliczonego napełnienia H (kolumna 4 w tabeli 1) można stwierdzić, czy przepust powoduje spiętrzenie wody większe od napełnienia w przekroju przed nim i czy tym samym przyczyni się wystąpienia wód z koryta przed przepustem i zatopienia terenów przyległych. Stwierdzono, że przepusty 1, 8, 9, 10, 11 i 12 powodują spiętrzenie przepływów $Q_{\max Z}$ i $Q_{\max U}$, natomiast przepusty 3, 5 i 7 spowodują spiętrzenie tylko przepływu $Q_{\max U}$. Obliczone dla tych przepustów wysokości strat h_{str} (kolumna 5 w tabeli 1) jako różnica wartości H i h_{\max} wynoszą od 0,01 do 6,03 m. W pozostałych przekrojach wysokość strat ma wartości ujemne, co oznacza, że te przepusty nie powodują spiętrzenia przepływów analizowanych przepływów.

Dwa syfony rowu R zlokalizowane są na odcinku II i III. Syfon nr 1 znajduje się pomiędzy przekrojami P-7 i P-8, a syfon nr 2 pomiędzy przekrojami P-27 i P-28. Różnicę wysokości zwierciadła wody (h) przed i za syfonem, czyli spiętrzenie przepływu, obliczono z przekształconego wzoru (3). W pierwszym kroku obliczeń określono wysokość spiętrzenia przepływu mieszczącego się w przekroju poniżej każdego z syfonów, tj. dla przepływu brzegowego (tabela 4). Uzyskane wartości spiętrzenia tych przepływów brzegowych wskazują na zbyt niskie położenie korony rowu w przekrojach przed syfonami, przyczyniające się wystąpienia spiętrzonego przepływu z koryta rowu. Dotyczy to przepływu w syfonie nr 1 w warunkach udrożnionego koryta i w syfonie nr 2 niezależnie

od stanu koryta. Ponadto przepustowość syfonów zarówno w warunkach koryta zaniedbanego i udroźnionego (tabela 4) jest mniejsza od 15 do 68% od natężenia przepływu miarodajnego. Przepływ ten dla odcinka rowu, na którym znajdują się syfony wynosi $9,77 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$.

Tabela 4. Wyniki obliczeń hydraulicznych syfonów rowu R
Table 4. The results of hydraulic calculations of the R-ditch

Syfon Siphon	Stan koryta rowu The condition of the ditch channel	Przepływ brzegowy w rowie za syfonem The bank flow in the ditch behind the siphon [$\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$]	Spiętrzenie Damming up h [m]	Różnica rzędnej korony koryta przed syfonem i zwierciadła wody spiętrzonej The difference in the ordinate of the ditch's crown before of the siphon and the water level of damming [m]
Nr 1	zaniedbany neglected	$Q_z = 3,794$	0,12	0,27
	udroźniony maintenance	$Q_u = 8,315$	0,56	-0,17
Nr 2	zaniedbany neglected	$Q_z = 3,264$	0,42	-0,36
	udroźniony maintenance	$Q_u = 7,018$	1,95	-1,89

Uwzględniając budowle inżynierskie, znajdujące się na rowie R, stwierdzono, że:

- na odcinku I, na którym wyznaczono przekroje od P-1 do P-7, nie znajdują się przepusty i w związku z tym ocena przepustowości tego odcinka w wariantcie trzecim odpowiada ocenie jak w wariantcie pierwszym (koryto w stanie zaniedbanym), a w ocena przepustowości tego odcinka w wariantcie czwartym odpowiada ocenie jak w wariantcie drugim (koryto po udroźnieniu). Oznacza to, że przepustowość rowu na tym odcinku nie gwarantuje uzyskania przepływu o natężeniu $Q_4 = 10,37 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$;
- na odcinku II (przekroje od P-8 do P-27) przepływ miarodajny $Q_4 = 9,77 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ nie wystąpi z koryta rowu jedynie w 7 przekrojach w warunkach zaniedbanego koryta, po udroźnieniu koryta – z 17 przekrojów. Znajdujący się na tym odcinku przepust nr 1, którego przepustowość w warunkach zaniedbanego koryta wynosi zaledwie $0,858 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ (wariant trzeci), zwiększy się po udroźnieniu koryta jedynie do $2,109 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ (wariant czwarty). Wtedy spiętrzenie tego przepływu będzie wynosić 0,27 m. Spiętrzenie to zmniejsza przepustowość w przekro-

ju P-12, znajdującym się przed tym przepustem, która to w według obliczeń w wariantcie drugim, czyli bez wpływu przepustu okazała się być niezadawalającą. Uwzględniając również określone warunki przepływu wody przez syfon nr 1 w warunkach zaniedbanego koryta (wariant trzeci), wykazano, że w przekroju przed tym syfonem, przepływ $Q_4 = 9,77 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ nie mieści się w granicach koryta tego przekroju, gdyż przepustowość tego przekroju wynosi zaledwie $3,794 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Udrożnienie koryta (wariant czwarty) powoduje możliwość przepływu wody przez ten syfon o natężeniu $8,315 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, który jest przepływem brzegowym dla koryta rowu na dolnym stanowisku syfonu. Obliczone spiętrzenie tego przepływu w syfonie, wynoszące $0,56 \text{ m}$, spowoduje spiętrzenie wody w przekroju przed syfonem i zalanie terenów przybrzeżnych.

- na odcinku III (przekroje od P-28 do P-41) znajdują się trzy przepusty (nr 2, nr 3 i nr 4), które, według obliczeń w wariantcie trzecim (stan zaniedbany) i czwartym (stan po udrożnieniu), nie spowodują spiętrzenia przepływów mieszczących się w przekrojach przed tymi przepustami. Jednakże ich przepustowość jest niższa od wymaganej dla tego odcinka, tj. wynoszącej $Q_4 = 3,19 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. Przed tymi przepustami przekroje P-29, P-34 i P-36 mieszczą przepływy wynoszące odpowiednio: $1,862 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$, $0,904 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ i $0,939 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. W warunkach zaniedbanego koryta rowu w wariantcie trzecim, podobnie jak w wyniku z obliczeń według wariantu pierwszego, dziesięć spośród czternastu przekrojów tego odcinka charakteryzuje się przepustowością mniejszą od natężenia przepływu Q_4 . Stwierdzono również, że zarówno w warunkach zaniedbanego i udrożnionego koryta rowu znajdujący się na tym odcinku syfon nr 2 nie spowoduje podniesienia się zwierciadła wody w przekroju przed jego wlotem, gdyż różnica rzędnych zwierciadeł wody w przekroju przed i za syfonem wynosi $0,42 \text{ m}$ i jest o $0,36 \text{ m}$ większa od różnicy poziomów wody (h) w tych przekrojach,
- na odcinku IV (przekroje od 42 do P-70) znajduje się osiem przepustów – do nr 5 do nr 12. Przepływ obliczeniowy, przyjęty w projekcie do wymiarowania przekrojów tego odcinka rowu R, wynosi $Q_4 = 1,28 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$. W warunkach koryta zaniedbanego (wariant trzeci) obliczenia przepustowości przepustów, wykonane dla maksymalnego przepływu mieszczącego się w przekrojach poniżej przepustów, wskazują, że tylko cztery przepusty charakteryzują się przepustowością większą od wymaganej, są to przepusty nr 5, 8, 10 i 11. Natomiast dwa z pozostałych czterech przepustów o niewystarczającej przepustowości powodują spiętrzenie wody przed przepustami, co w efekcie zwiększa liczbę przekrojów o przepustowości mniejszej od natężenia przepływu $Q_4 = 1,28 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ z dziewięciu do jedenastu przekrojów. Natomiast

w warunkach udroźnienia koryta rowu, wyniki obliczeń przepustowości przepustów tego odcinka (wariant czwarty), wskazują na uzyskanie wymaganej przepustowości przez wszystkie przepusty.

PODSUMOWANIE

Wyniki obliczeń przepustowości rowu R, opracowane zgodnie z założeniami wariantu pierwszego i wariantu drugiego, tzn. z przyjętym stanem zaniedbanym i stanem udroźnionym rowu R lecz bez uwzględnienia istniejących przepustów oraz syfonu, wskazują, że praktycznie na całej długości rowu R jego przepustowość jest niższa od określonej w założeniach projektowych. Dodatkowe ograniczenie przepustowości jest powodowane przez obiekty inżynierskie, tj. przepusty i syfony.

Jak podają Walczak i in. (2015) kanały ziemne porośnięte trawą zmniejszają swoją zdolność przepuszczania wody około 40% w stosunku do kanałów czystych, natomiast rowy zaniedbane, na których stwierdzić można wieloletnie zaniedbania w konserwacji bieżącej, powodują zmniejszenie ich przepustowości do około 80%. Jednakże jak wykazały wyniki obliczeń przepustowości rowu R w warunkach udroźnienia koryta (wariant drugi i czwarty) wykonanie prac konserwacyjnych, polegających na systematycznym usuwaniu roślinności z dna i skarp rowu nie gwarantuje przepustowości rowu R odpowiadającej przepływowi miarodajnemu. Może to przyczyniać się występowaniu wód wezbraniowych z koryta rowu i powodować zatapianie terenów przyległych.

Główną przyczyną ograniczonej przepustowości jest zły stan techniczny odcinków rowu, na których wyznaczono przekroje charakteryzujące się niewystarczającą przepustowością. przekrojów rowu na niektórych jego odcinkach. Konieczne jest zatem przeprowadzenie prac konserwacyjnych rowu R systemu odwodnieniowego Łączany, polegających na zwiększeniu jego przekroju poprzecznego.

LITERATURA

Ekspertyza. Budowa pompowni dla rowu R – Łączany. (1975). Biuro Projektów Wodnych Melioracji w Krakowie. Maszynopis, Kraków.

Książczyński, K., Jeż, P., Gręplowska, Z. (2000). *Tablice do obliczeń hydraulicznych*. Kraków: Wyd. PK.

Lebienicki, P., Zielińska-Szczęsny, B. (2006). *Stopień wodny Dąbie po 40 latach eksploatacji*. *Gospodarka Wodna*, 12: 470-478.

Majerczyk, A., Michalec, B. (2017). *Oddziaływanie przepustów na warunki hydrauliczne przepływu wody w głównym rowie systemu odwadniającego stopnia wodnego Łączany*. Przegląd Naukowy – Inżynieria i Kształtowanie Środowiska, 26 (1): 28–37.

Michalec, B., Wałęga, A., Cupak, A. (2013). *Retencja zbiornikowa w ochronie przeciwpowodziowej terenów systemu odwadniającego stopnia wodnego Łączany na Wiśle*. Infrastruktura i Ekologia Terenów Wiejskich, Kraków, 3(IV): 177-190.

Rozporządzenie (2000). Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 30 maja 2000 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie. Dz.U. 2000 nr 63 poz. 735.

Walczak, N., Hämmerling, M., Bykowski, J., Walczak, Z. (2015). *Ekonomiczne i hydrauliczne kryteria utrzymania dobrego stanu rowów melioracyjnych*. J. Agribus. Rural Dev., 1(35): 137-146.

Zalecenia projektowania, budowy i utrzymania odwodnienia tuneli, przejść podziemnych i przepustów. (2009). Generalna Dyrekcja Dróg Krajowych i Autostrad. Instytut badawczy Dróg i Mostów, Warszawa.

prof. dr hab. inż. Bogusław Michalec
Uniwersytet Rolniczy w Krakowie
Katedra Inżynierii Wodnej i Geotechniki
al. Mickiewicza 24/28
30-059 Kraków
Tel.: 48 (12) 662 4052
E – mail: rmmichbo@cyf-kr.edu.pl

Wpłynęło: 05.02.2018 r.

Akceptowano do druku: 09.05.2018