ISSN 1644-0765
DOI: http://dx.doi.org/10.15576/ASP.FC/2016.15.4.383
www.formatiocircumiectus.actapol.net/pl/

ACTA SCIENTIARUM POLONORUM

Acta Sci. Pol. Formatio Circumiectus 15 (4) 2016, 383–394

WYZNACZENIE PRZEPŁYWU BRZEGOWEGO NA WYBRANYM ODCINKU RZEKI POWY

Joanna Wicher-Dysarz, Tomasz Dysarz, Joanna Jaskuła, Mariusz Sojka, Daniel Grabowski

Uniwersytet Przyrodniczy w Poznaniu

Streszczenie. Znajomość przepływu brzegowego jest istotna dla przeprowadziania prac inżynierskich na wybranych odcinkach rzek. Celem niniejszego artykułu jest wyznaczenie przepływu brzegowego na rzece Powie przy wykorzystaniu wzorów empirycznych. Wybrana rzeka ma charakter nizinny. W badaniach porównywano wartości przepływu brzegowego uzyskiwane dla warunków przed odmuleniem i po odmuleniu rzeki. Wykorzystano w tym celu pomiary przekrojów poprzecznych wykonane w latach 2007 oraz 2014 na odcinku powyżej zbiornika Stare Miasto. Wybrany odcinek rzeki jest niekontrolowany, ponieważ najbliższy wodowskaz zlokalizowano poniżej zbiornika. Obliczenia wykonano w trzech etapach. W pierwszym kroku obliczenia przeprowadzono dla wybranych przekroi za pomocą dwóch wzorów empirycznych – Wolmana oraz Williamsa. W drugim wykonano obliczenia za pomocą programu HEC-RAS i zweryfikowano wcześniej uzyskane wartości poprzez porównanie z wynikami symulacji. Trzeci etap obejmował połączenie modelowania z wynikami uzyskanymi na podstawie wzorów empirycznych. Wyniki porównano ze sobą w pięciu wybranych przekrojach. Na podstawie wykonanych obliczeń stwierdzono dość znaczne rozbieżności pomiędzy zastosowanymi metodami. Wyniki przedstawione w artykule nie dają jednoznacznej odpowiedzi na pytanie, która z tych metod jest właściwa.

Słowa kluczowe: przepływ brzegowy, rzeka Powa, HEC-RAS

WPROWADZENIE

Przepływ brzegowy, wraz z przepływami: dozwolonym, nienaruszalnym, żeglownym oraz dopuszczalnym, określany jest mianem przepływu konwencjonalnego. Wielkość przepływu brzegowego wg definicji jest równa maksymalnemu przepływowi miesz-

Adres do korespondencji – Corresponding authors: dr inż. Joanna Wicher-Dysarz, dr inż. Tomasz Dysarz, Katedra Inżynierii Wodnej i Sanitarnej, Uniwersytet Przyrodniczy w Poznaniu, ul. Piątkowska 94 A, 60-649 Poznań; mgr inż. Joanna Jaskuła, dr hab. inż. Mariusz Sojka, Instytut Melioracji, Kształtowania Środowiska i Geodezji, Uniwersytet Przyrodniczy w Poznaniu, ul. Piątkowska 94 C, 60-649 Poznań; email: jwicher@up.poznan.pl, tdy@gmail.com.

© Copyright by Wydawnictwo Uniwersytetu Rolniczego w Krakowie, Kraków 2016

cącemu się w korycie głównym cieku. Zgodnie z analizami podanymi przez Lambora [1971], przepływ ten najsilniej wpływa na formowanie się koryta rzecznego. Jego wielkość jest określana bezpośrednio lub za pomocą powszechnie znanych metod stosowanych w hydrologii [Ozga-Zielińska i Brzeziński 1994, Radecki-Pawlik i in. 2014]. Radecki-Pawlik [2002] oraz Radecki-Pawlik i Skalski [2008] zauważyli pewne problemy w określaniu tego wskaźnika, które ściśle związane są z niejednoznacznością ustalania lokalizacji brzegów rzeki. Problem ten jest szczególnie istotny w przypadku rzek górskich o skalistym lub żwirowym podłożu o nie dość wyraźnie zaznaczonym kształcie koryta w dolinie rzecznej [Radecki-Pawlik 2002, Radecki-Pawlik i Skalski 2008, Galia i Škarpich 2015]. Natomiast w przypadku rzek nizinnych problem ten ma nieco inny charakter. Rzeki nizinne są znacznie bardziej ustabilizowane, a piaszczyste podłoże podlega silniej erozji. Dlatego jego kształt jest znacznie bardziej zaznaczony w dolinie rzecznej.

Metody wyznaczania przepływu brzegowego zostały dobrze opisane w pracach Radeckiego-Pawlika [2002, 2010, 2014] oraz Radeckiego-Pawlika i Skalskiego [2008], w których główny nacisk położono na rzeki górskie. Stosunkowo niewiele uwagi zwrócono na metodykę wyznaczenia przepływów brzegowych w rzekach nizinnych. Należy podkreślić, że prace prowadzone na ciekach nizinnych związane z przebudową koryta powodują zmiany jego przepustowości, a co za tym idzie – i wielkości przepływu brzegowego.

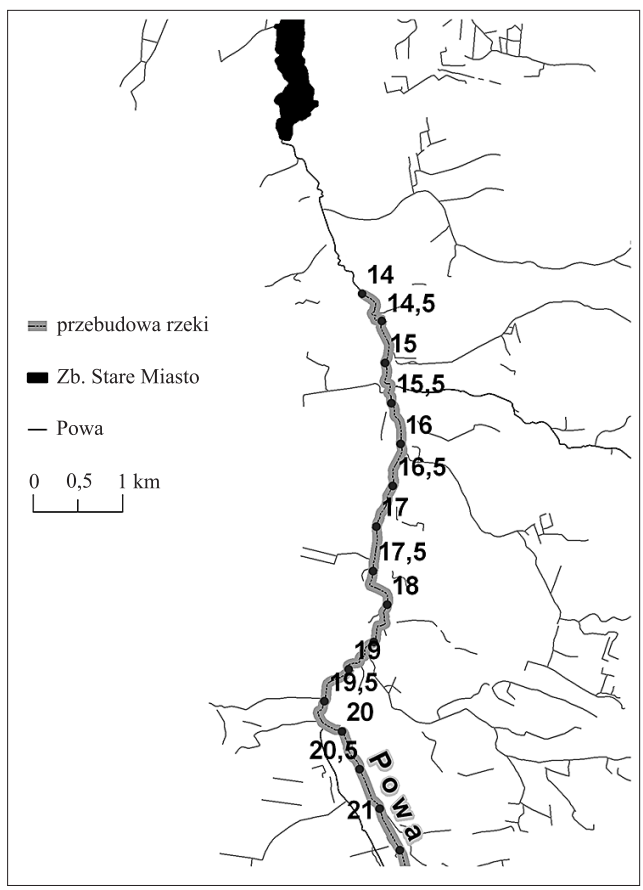
Celem pracy jest adaptacja wzorów opisanych przez Radeckiego-Pawlika [2002, 2014] oraz Radeckiego-Pawlika i Skalskiego [2008] na potrzeby wyznaczania przepływu brzegowego na niekontrolowanych odcinkach rzek nizinnych. Jako obiekt badań wybrano około 6-kilometrowy odcinek rzeki Powy (od km 14+319 do km 20+550) zlokalizowany powyżej zbiornika Stare Miasto. W pracy zastosowano dwie formuły empiryczne opisane w literaturze [Radecki-Pawlik 2010, 2014]. Uzyskane wyniki porównano z przepływem brzegowym wyznaczonym za pomocą jednowymiarowych symulacji przepływu w programie HEC-RAS.

CHARAKTERYSTYKA OBIEKTU BADAŃ

Zlewnia rzeki Powy zlokalizowana jest w północnej części makroregionu Nizina Południowowielkopolska, w mezoreginach: Dolina Konińska, Równina Rychwalska i Wysoczyzna Turecka [Kondracki 2009]. Rzeka Powa jest ciekiem trzeciego rzędu, lewobrzeżnym dopływem Warty, do której uchodzi w miejscowości Rumin. Powierzchnia zlewni rzeki Powy wynosi 344,48 km^2, a długość rzeki – 48,23 km. Profil zamykający zlewnię znajduje się na wysokości 77,0 m n.p.m., natomiast wysokość na dziale wodnym wynosi 130,0 m n.p.m. Obszar zlewni rzeki Powy pod względem struktury użytkowania jest bardzo urozmaicony. Użytki rolne (grunty orne, łąki i sady) w zlewni stanowią 68%, lasy 27,6%, tereny zabudowane 3,1%, obszary podmokłe 0,7%, a wody powierzchniowe 0,6%. W zlewni rzeki Powy dominują utwory o składzie granulometrycznym piasków słabo gliniastych (51%), piasków luźnych (16%) oraz piasków gliniastych lekkich (11%). Zlewnia rzeki Powy charakteryzuje się niewielkimi zdolnościami retencyjnymi. Dlatego w ramach realizacji programu Małej Retencji w roku 2006 został wybudowany zbiornik Stare Miasto. Zbiornik powstał poprzez przegrodzenie doliny rzeki Powy zaporą czołową zlokalizowaną w 9+100 km biegu rzeki. Długość zbiornika wynosi 4,5 km, a powierzchnia zalewu przy normalnym poziomie piętrzenia (NPP = 93,50 m n.p.m.) – 90,68 ha.

Całkowita pojemność zbiornika wynosi 2,159 mln m^3. Zbiornik przecina autostrada A2, dzieląc go na dwie części, dodatkowo górna część zbiornika przedzielona jest przegrodą z przepustem. Powierzchnia zalewu części przegrodzonej to 27 ha, a pojemność tej części wynosi 294 tys. m^3. Budowa zbiornika Stare Miasto spowodowała ograniczenie ryzyka wystąpienia powodzi i podtopień na odcinku zlokalizowanym poniżej zbiornika. Jak pokazały doświadczenia ostatnich lat, powyżej zbiornika nadal są obserwowane problemy związane z ochrona przeciwpowodziową. W roku 2013 wskutek intensywnych opadów w górnej części zlewni na odcinku powyżej zbiornika wystąpiła powódź oraz doszło do naruszenia przegrody środkowej w zbiorniku.

W roku 2014 podjęto prace, które miały na celu odmulenie zbiornika oraz regulację koryta na odcinku od km 14+390 do km 20+519 (ryc. 1). Trudno jest w sposób jednoznaczny określić wielkość fali wezbraniowej, która dopłynęła do zbiornika, ponieważ profil wodowskazowy Posoka zlokalizowany jest poniżej zbiornika w km 3+800 biegu rzeki.



Ryc. 1. Schematyczny przebieg rzeki Powy powyżej zbiornika Stare Miasto z zaznaczonymi kilometrami

Fig. 1. Schematic view of the Powa river course upstream of the Stare Miasto reservoir with distance along the channel marked in kilometers

MATERIAŁY I METODY

W pracy zostały wykorzystane mapy zasadnicze w skali 1 : 1000 oraz 50 przekrojów poprzecznych koryta rzeki Powy, przed przebudową z 2007 roku i po przebudowie z 2014 roku opracowane przez biuro projektów BIPROWODMEL w Poznaniu. Średnia odległość pomiędzy przekrojami wynosi 125 m. Analizowany odcinek rzeki został zlokalizowany pomiędzy km 14+390 a km 20+519. Dodatkowo w pracy przeprowadzono inwentaryzację wskazanego odcinka rzeki w zakresie występowania roślinności wodnej i brzegowej oraz określono materiał denny. Podczas wizji w terenie przygotowano dokumentację fotograficzną, która była podstawą do (ryc. 1, ryc. 2a i 2b) określenia współczynników szorstkości na podstawie tablic Van Te Chowa [Chow i in. 1988], które są niezbędne do obliczenia wartości przepływu w rzece

Obliczenia przepływu brzegowego zostały wykonane na trzy sposoby: (1) wzorami empirycznymi, (2) poprzez wyznaczenie układów zwierciadła wody za pomocą programu HEC-RAS, (3) metodą hybrydową polegającą na wykorzystaniu wyników obliczeń empirycznych do konfiguracji modelu w programie HEC-RAS .

W pierwszym etapie wykorzystano dwa wzory empiryczne: Wolmana oraz Williamsa, w których danymi wejściowymi są parametry hydrauliczne koryta. Obliczenia zostały wykonane dla pięciu przekrojów poprzecznych zlokalizowanych w km: 14+607, 15+676, 17+182, 19+223, 20+477.

W metodzie Wolmana [Wolman 1955] wykorzystywane są parametry morfometryczne koryta rzeki takie jak szerokość koryta i głębokość wody. Do obliczeń ciągów liczbowych dla każdego przekroju sporządzono wykresy wyrażające stosunek szerokości do głębokości, następnie poprowadzono pionowe styczne określające wartość przepływu brzegowego dla rzeki Powy. Następnie odczytano wartości głębokości wody w korycie dla poszczególnych przekrojów.

$$R_w = \frac{W_i}{D_i} \tag{1}$$

gdzie:

$i = 1, 2, 3, \ldots, n - 1$,

R_w – parametr morfometryczny przekroju koryta,

W_i – szerokość koryta odpowiadająca danej głębokości koryta, m,

D_i – głębokość wody, m.

Natomiast w metodzie Williamsa dla wybranych przekrojów poprzecznych obliczono pole powierzchni oraz średnią głębokość w przekroju. Potem określono spadek dna do przekroju, który wg w koncepcji Williamsa jest podobny do spadku wody brzegowej. Następnie określono przepływ brzegowy dla brzegu, który jest pierwszym, właściwie rozwiniętym [Williams 1978]:

$$Q_b = 4 A_b^{1,21} I^{0,28} \tag{2}$$

gdzie:

A_b – powierzchnia przekroju poprzecznego, co do którego decydujemy, że jest on pierwszym dobrze wykształconym brzegiem, m^2,

I – spadek dna do przekroju pomiarowego.

Ryc. 2. Fotografia rzeki Powy w przekroju zlokalizowanym w km 15+676 przed (a) i po (b) przebudowie koryta (fot. J. Wicher-Dysarz)
Fig. 2. Photography of the Powa river in the section km 15+676 before (a) and after (b) the river training (photo J. Wicher-Dysarz)

W drugim etapie wyznaczono układy zwierciadła wody, na całym analizowanym odcinku rzeki Powy. Do obliczeń układów zwierciadła wody wykorzystano jeden z modułów programu HEC-RAS umożliwiający wykonanie symulacji ruchu ustalonego [Brunner 2010]. Do budowy modelu wykorzystano wszystkie 50 przekrojów poprzecznych. Na podstawie dokumentacji fotograficznej określono współczynniki szorstkości dla koryta głównego i terenów zalewowych (ryc. 2a–b). Posłużono się tablicami Van Te Chowa. Dla koryta głównego wartości te wynoszą odpowiednio: od 0,03 $s \cdot m^{-1/3}$ do 0,47 $s \cdot m^{-1/3}$ przed przebudową oraz od 0,025 $s \cdot m^{-1/3}$ do 0,03 $s \cdot m^{-1/3}$ po przebudowie. W przypadku terenów zalewowych przyjęto, że przebudowa nie zmienia znacząco ich szorstkości. Na tym obszarze przyjęto wartości współczynników do wzoru Manninga w zakresie od 0,035 $s \cdot m^{-1/3}$ do 0,04 $s \cdot m^{-1/3}$ dla obu przypadków.

Obliczenia wykonywano za pomocą metody prób i błędów (ang. *trial-and-error*). W tym konkretnym przypadku wymagała powtarzania symulacji przepływu ustalonego do osiągnięcia stanu brzegowego. Przepływ, dla którego uzyskano taki stan, przyjmowano za przepływ brzegowy. Obliczenia wykonano dla pięciu przekrojów jak w metodzie empirycznej.

W trzecim etapie przepływy brzegowe obliczone wzorami empirycznymi wprowadzono do modelu przygotowanego w programie HEC-RAS. Po wykonaniu obliczeń układów zwierciadła wody, porównano rzędne zwierciadła wody w analizowanych przekrojach.

ANALIZA WYNIKÓW I DYSKUSJA

Wyniki obliczeń uzyskane za pomocą wzorów empirycznych, przedstawiono w tab. 1. W lewej części tabeli zaprezentowano wyniki uzyskane metodą Wolmana, w prawej metodą Williamsa. Wielkości przepływów brzegowych przedstawiono dla warunków przed przebudową koryta („przed") oraz po jego przebudowie („po"). Dodatkowo obliczono współczynnik zmiany przepływu brzegowego jako iloraz przepływu brzegowego po przebudowie i przepływu brzegowego przed przebudową. Analiza wielkości współczynnika zmiany przepływu brzegowego pozwala ocenić efektywność wykonanej przebudowy. Wartości większe od jedności wskazują na poprawę warunków przepływu, a wartości mniejsze – na ich pogorszenie. Średnia wartość współczynnika zmiany przepływu brzegowego przy zastosowaniu wzoru empirycznego Wolmana wynosi 1,84. Oznacza to, że prace regulacyjne wpłynęły na wzrost przepustowości w analizowanych przekrojach. W poszczególnych przekrojach wartości współczynnika zmiany przepływu brzegowego charakteryzują się dużym rozrzutem w zakresie od 0,74 do 3,85. Oznacza to, że są takie przekroje, dla których nastąpiło znaczne poprawienie przepustowości, ale są też takie, gdzie obserwuje się pogorszenie. W przypadku zastosowania metody Williamsa uzyskano wyniki istotnie różniące się od tych uzyskanych metodą Wolmana. Średnia wartość współczynnika zmian przepływu brzegowego wynosi 0,95, przy wartościach w poszczególnych przekrojach w zakresie od 0,40 do 1,68. Taki wynik sugeruje, że przebudowa nie wpłynęła na przepustowość koryta. Uzyskane wyniki wskazują, że zastosowanie wzorów empirycznych do obliczenia wielkości przepływów brzegowych obarczone są wysoką niepewnością i nie dają podstawy do oceny efektywności przebudowy koryta.

Tabela 1. Wyniki obliczeń przepływu brzegowego za pomocą wzorów empirycznych
Table 1. Results of bankfull discharge calculation by means of empirical formulae

Przekrój Cross--section	Wolman			Williams		
	przed before	po after	Współczynnik zmiany przepływu Coefficient of discharge change	przed before	po after	Współczynnik zmiany przepływu Coefficient of discharge change
	$m^3 \cdot s^{-1}$			$m^3 \cdot s^{-1}$		
14+607	3,29	7,90	2,40	6,25	7,87	1,26
15+676	3,26	2,94	0,90	5,59	3,34	0,60
17+182	2,81	3,63	1,29	5,84	4,73	0,81
19+223	0,93	3,58	3,85	2,36	3,97	1,68
20+477	1,79	1,32	0,74	4,35	1,72	0,40
		min	0,74		min	0,40
		średnia	1,84		średnia	0,95
		max	3,85		max	1,68

Wyniki obliczeń przepływu brzegowego za pomocą programu HEC-RAS zostały przedstawione w tabeli 2. W tabeli zestawiono wielkości przepływów brzegowych Q_b oraz rzędne zwierciadła wody *ZWW*, dla których uznano przepływ brzegowy. Wyniki przedstawiono dla wybranych wcześniej przekrojów. Dla zachowania przejrzystości pracy przyjęto analogiczny schemat prezentacji wyników. Ocena efektywności przebudowy za pomocą symulacji w programie HEC-RAS jest bardziej jednoznaczna. Uzyskane wyniki wykazują, że w czterech przekrojach, po przebudowie nastąpiła poprawa przepustowości koryta rzeki. Tylko w ostatnim przekroju uzyskano współczynnik zmiany przepływu niższy od 1, co sugeruje, że w przekroju tym w skutek regulacji doszło do niewielkiego obniżenia przepustowości koryta. Średnia wartość współczynnika zmiany przepływu wynosi 2,13 przy wahaniach w poszczególnych przekrojach w zakresie od 0,91 do 3,48.

Tabela 2. Wartości przepływów brzegowych Q_b oraz rzędnych zwierciadła wody *ZWW* wyznaczone za pomocą programu HEC-RAS

Table 2. The values of bankfull discharges Q_b and the surface water elevations *ZWW* determined by HEC-RAS software

Przekrój Cross-section	przed – before		po – after		Zmiana przepływu Change of discharge
	Q_b	*ZWW*	Q_b	*ZWW*	
	$m^3 \cdot s^{-1}$	m n.p.m.	$m^3 \cdot s^{-1}$	m n.p.m.	
14+607	1,22	93,70	1,97	93,83	1,61
15+676	1,40	94,14	2,40	94,24	1,71
17+182	1,07	95,21	3,72	95,40	3,48
19+223	0,47	96,22	1,37	96,06	2,91
20+477	0,33	96,88	0,30	96,24	0,91
				min	0,91
				średnia	2,13
				max	3,48

W ostatnim etapie pracy dokonano porównania wielkości przepływów brzegowych obliczonych wzorami empirycznymi oraz za pomocą programu HEC-RAS. W tabeli 3 przedstawiono ilorazy przepływu brzegowego obliczonego za pomocą programu HEC-RAS i przepływu brzegowego obliczonego za pomocą wzorów empirycznych dla stanu koryta „przed" wykonaniem i „po" wykonaniu prac regulacyjnych. Uzyskane wyniki wykazują, że z wyjątkiem jednego przekroju wielkości przepływu brzegowego obliczone za pomocą programu HEC-RAS są mniejsze od tych obliczonych za pomocą wzorów empirycznych – średnio od około dwóch do pięciu razy. Wartości minimalne pokazują, że w przypadku przekroju zlokalizowanego w km 20+477 wielkość przepływu brzegowego obliczonego za pomocą modelu HES-RAS jest nawet ponad 10-krotnie niższa od przepływu obliczonego za pomocą wzoru Williamsa.

Tabela 3. Porównanie wartości przepływów brzegowych wyznaczonych za pomocą symulacji w programie HEC-RAS oraz obliczonych wzorami empirycznymi
Table 3. Comparison of bankfull discharges determined by HEC-RAS and obtained from empirical formulae

Przekrój Cross-section	przed – befiore		po – after	
	HEC-RAS vs. Wolman	HEC-RAS vs. Williams	HEC-RAS vs. Wolman	HEC-RAS vs. Williams
14+607	0,37	0,20	0,25	0,25
15+676	0,43	0,25	0,82	0,72
17+182	0,38	0,18	1,02	0,79
19+223	0,51	0,20	0,38	0,35
20+477	0,18	0,08	0,23	0,17
min	0,18	0,08	0,23	0,17
średnia	0,34	0,18	0,54	0,45
max	0,51	0,25	1,02	0,79

W tabeli 4 przedstawiono rzędne zwierciadła wody w korycie odpowiadające przepływowi brzegowemu. Rzędne zwierciadła wody w korycie dla metody Wolmana i Williamsa obliczono za pomocą programu HEC-RAS.

Tabela 4. Rzędne zwierciadła wody otrzymane za pomocą symulacji w programie HEC-RAS dla przepływów wyznaczonych metodami empirycznymi
Table 4. The surface water elevations determined with HEC-RAS for discharges calculated by empirical formulae

Przekrój Cross-section	przed – before, m n.p.m.			po – after, m n.p.m.		
	HEC-RAS	Wolman	Williams	HEC-RAS	Wolman	Williams
14+607	93,70	94,29	94,66	93,83	94,55	94,54
15+676	94,14	94,64	95,01	94,24	94,31	94,38
17+182	95,21	95,91	95,88	95,40	95,59	95,76
19+223	96,22	96,54	97,01	96,06	96,71	96,79
20+477	96,88	97,90	98,59	96,24	97,01	97,21

W tabeli 5 dokonano porównania wartości rzędnych wody brzegowej zaprezentowanych w tabeli 4. Obliczono różnice bezwzględne rzędnych zwierciadła wody uzyskanych bezpośrednio z programu HEC-RAS oraz rzędnych odpowiadających przepływom brzegowym z metod Wolmana i Williamsa.

Uzyskane wyniki jeszcze bardziej uwypuklają różnice między wynikami uzyskanymi za pomocą programu HEC-RAS a tymi ze wzorów empirycznych. Wprowadzenie

przepływów brzegowych obliczonych wzorami empirycznymi do modelu w programie HEC-RAS dało zupełnie inne wartości rzędnych zwierciadła wody w wybranych pięciu przekrojach. Średnie różnice wahają się do około 48 do 100 cm. Jednak ich rozrzut jest wysoki i wynosi od 7 do 171 cm.

Tabela 5. Różnice rzędnych zwierciadła wody otrzymanych za pomocą symulacji w programie HEC-RAS dla przepływów wyznaczonych metodami empirycznymi oraz rzędnych zwierciadła wody otrzymanych bezpośrednio w wyniku symulacji

Table 5. Differences of surface water elevations determined with HEC-RAS for discharges obtained from empirical formulae and surface water elevations determined directly by simulation

Przekrój Cross-section	przed – before, cm		po – after, cm	
	HEC-RAS vs. Wolman	HEC-RAS vs. Williams	HEC-RAS vs. Wolman	HEC-RAS vs. Williams
14+607	59	96	72	71
15+676	50	87	7	14
17+182	70	67	19	36
19+223	32	79	65	73
20+477	102	171	77	97
min	32	67	7	14
średnia	63	100	48	58
max	102	171	77	97

Obliczone wielkości przepływów brzegowych z programu komputerowego HEC-RAS są niższe średnio od 2 do 5 razy w porównaniu z obliczonymi wg wzorów empirycznych (tab. 1–2 i tab. 3). Przykładowo w przekroju zlokalizowanym w km 14+319, po przebudowie, w metodach Wolmana i Williamsa uzyskano przepływy brzegowe odpowiednio równe 7,9 $m^3 \cdot s^{-1}$ i 7,87 $m^3 \cdot s^{-1}$. Dla tego przekroju, po przebudowie, w programie HEC-RAS obliczono przepływ brzegowy równy 1,97 $m^3 \cdot s^{-1}$, który jest około 4 krotnie niższy w przypadku tych obliczonych wzorami empirycznymi. Rzędne brzegu po przebudowie uległy zmianie. Nie można jednoznacznie stwierdzić, że któraś z metod dała zbliżone wyniki we wszystkich przekrojach. Każda z nich wykazała jednak że największe zmiany poziomu zwierciadła wody brzegowej nastąpiły w przekroju w km 20+477. W przekroju w km 19+223 uzyskano najmniejsze różnice pomiędzy rzędną zwierciadła wody brzegowej i przed przebudową, i po przebudowie, które wynosiły odpowiednio w metodach Wolmana 0,17 m, Williamsa 0,22 m i w modelu HEC-RAS 0,16 m.

Przebudowa koryta rzeki Powa na odcinku od km 14+550 do km 20+519 spowodowała zwiększenie przepustowości i retencyjności koryta. Wpłynie to korzystnie na ograniczenie ryzyka występowania podtopień i powodzi wywołanych deszczami nawalnymi oraz roztopami wiosennymi na przyległym obszarze.

Zastosowanie wzorów empirycznych Wolmana i Williamsa do obliczania przepływów brzegowych obarczone jest niepewnością. Różnica pomiędzy obliczonymi przepływami brzegowymi w poszczególnych przekrojach po przebudowie waha się w granicach 0,02÷1,10 $m^3 \cdot s^{-1}$, natomiast przed przebudową 1,43÷3,04 $m^3 \cdot s^{-1}$. Różnica pomiędzy rzędnymi brzegu po przebudowie jest w granicach 0,01÷0,2 m, przed przebudową jest w przedziale 0,03÷0,69.

Obliczenia przeprowadzone za pomocą programu HEC-RAS wykazały, że w przekrojach zlokalizowanych w km 14+607, w km 15+676, w km 17+182, w km 19+223 w wyniku przebudowy koryta uzyskano poprawę przepustowości w zakresie od 0,75 do 2,65 $m^3 \cdot s^{-1}$. W przekroju poprzecznym w km 20+477 przepływ brzegowy zmniejszył się o 0,03 $m^3 \cdot s^{-1}$. Wielkości przepływów brzegowych obliczone za pomocą programu HEC-RAS były niższe od tych obliczonych wg wzorów empirycznych. Najbardziej zbliżone do wielkości przepływu brzegowego wyznaczonego w programie HEC-RAS były przepływy obliczone metodą Wolmana. W przekrojach w km 15+676 oraz w km 17+182 wielkości przepływów po przebudowie różniły się w zakresie od 2 do 22%.

PODSUMOWANIE I WNIOSKI

W pracy podjęto próbę wyznaczenia przepływu brzegowego dla koryta rzeki nizinnej za pomocą wzorów empirycznych oraz modelu przepływu. Znajomość wartości przepływów brzegowych jest niezbędna do prawidłowego zaplanowania i prowadzenia prac inżynierskich zwłaszcza na odcinkach rzek niekontrolowanych. Wzory empiryczne były testowane przez Radeckiego-Pawlika i Skalskiego [2008] oraz Radeckiego-Pawlika [2014] na rzekach górskich, dlatego podjęto próbę przetestowania ich na rzekach nizinnych. Różnica kształtu przekroju poprzecznego koryt nizinnych i górskich jest trudna do jednoznacznego zdefiniowania ze względu na dużą nieregularność geometrii rzek naturalnych. W odróżnieniu od podobnych badań prowadzonych na rzekach górskich, w przypadku odcinka rzeki Powy niejednoznaczność wyników jest dużo większa.

Ze względu na charakter obliczeń symulacje za pomocą programu HEC-RAS należy uznać za bardziej wiarygodny sposób wyznaczania przepływu brzegowego i ocenę przepustowości kanału. Powodem jest jednoczesne wyznaczanie układu zwierciadła wody na długości całego odcinka i tym samym automatyczne uwzględnianie spadku hydraulicznego. Porównanie wyników uzyskanych za pomocą wzorów empirycznych z wynikami obliczeń za pomocą programu HEC-RAS pokazuje dużą rozbieżność. Dlatego należy oczekiwać, że zastosowane wzory Wolmana i Williamsa raczej nie pozwolą na wiarygodne oszacowanie przepływu brzegowego.

Dalsze analizy polegały na obliczenia układów zwierciadła wody za pomocą programu HEC-RAS z wykorzystaniem przepływów uzyskanych ze wzorów empirycznych. Wykazały one istotne różnice rzędnych zwierciadła wody w porównaniu z wcześniejszymi wartościami uzyskanymi tylko za pomocą symulacji. Uzyskane różnice są tak dużego rzędu, że ostatecznie weryfikację wzorów empirycznych należy uznać za nieudaną.

Przedstawione wyniki wskazują, że istnieje potrzeba opracowania metodyki wyznaczania przepływu brzegowego uwzględniającej specyfikę kształtu geometrycznego prze-

krojów rzeki nizinnej. Prosta adaptacja wzorów stosowanych dla rzek górskich nie daje zadawalających wyników.

PIŚMIENNICTWO

Brunner, G.W. (2010). HEC-RAS, River Analysis System Hydraulic Reference Manual. Computer Documentation Report, Report no. CPD-69, US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center (HEC).

Chow, V.T., Maidment, D.R., Mays, L.W. (1988). Applied Hydrology. Civil Engineering Series. McGraw-Hill, New York.

Galia, T, Škarpich, V. (2015). Bankfull widths in step headwaters of the flysch Carpathians. Acta Sci. Pol., Formatio Circumiectus, 14(2), 57–64.

Grabowski, D. (2016). Wpływ odmulenia wybranego odcinka rzeki Powy na zmianę warunków przepływu. Maszynopis pracy inżynierskiej pod kierunkiem J. Wicher-Dysarz. KIWiS UP, Poznań.

Kondracki, J. (2009). Geografia regionalna Polski. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa.

Lambor, J. (1971). Hydrologia inżynierska. PWN, Warszawa.

Ozga-Zielińska, M., Brzeziński, J. (1994). Hydrologia stosowana. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa

Radecki-Pawlik, A. (2002). Bankfull discharge in mountain streams: theory and practice. Earth Surf. Process. Landf., 27(20), 115–123.

Radecki-Pawlik, A. (2010). O metodach wyznaczania przepływu brzegowego. Gospodarka Wodna, 7, 273–278.

Radecki-Pawlik, A. (2014). Hydromorfologia rzek i potoków górskich. Działy wybrane. Wyd. 2. Wydawnictwo Uniwersytetu Rolniczego, Kraków.

Radecki-Pawlik, A., Laszek, W., Plesiński, K., Bakhshal Khan Lashari (2014). Dominant discharge in the Indus river from downstream of the Katri barrage dam. Acta Sci. Pol., Formatio Circumiectus, 13(4), 225–232.

Radecki-Pawlik, A., Skalski, T. (2008). Bankfull discharge determination using the new invertebrate bankfull assessment method. J. Water Land Develop., 12, 145–154.

Williams, G. (1978). Bankfull discharge for rivers. Water Resour. Res., 14, 1141–1154.

Wolman, M. (1955). The natural channel of Brandywine Creek, Pensylvania. US Geol. Survey, 271, 56.

DETERMINATION OF BANKFULL DISCHARGE IN THE REACH OF THE POWA RIVER

Abstract. The purpose of the research is application of empirical formulae for determination of bankfull discharge in the Powa river. The chosen river is lowland stream. In the research the values of the bankfull discharge obtained for condition before and after regulation are compared. For this purpose the measurements of cross-sections done in 2007 and 2014 are used. The measured cross-sections are located upstream of the Stare Miasto reservoir. The chosen river reach is ungauged, because the nearest and only gauge station in the Powa river is located downstream of the reservoir. The computations are done in three stages. In the first step the bankfull discharge is determined by the empirical formulae (Wolman and Williams formulae). In the second step the HEC-RAS program is used to determine separately the bankfull discharge and comparisons are done for verification

of previous values. The third step includes combination of HEC-RAS simulations with empirical formulae. The results are compared for five selected cross-sections. On the basis of computations it may be noticed that the differences between applied methods are large. Although, the determination of the bankfull discharge is important, the results presented in the paper does not provide unique answer to the question which method is suitable.

Keywords: bankfull discharge, the Powa river, HEC-RAS

Zaakceptowano do druku – Accepted for print: 2.12.2016.

Do cytowań – For citation: Wicher-Dysarz, J., Dysarz, T., Jaskuła, J., Sojka, M., Grabowski, D. (2016). Wyznaczenie przepływu brzegowego na wybranym odcinku rzeki powy. Acta. Sci. Pol., Formatio Circumiectus, 15(4), 383–394.