



ISSN 0867–7816

MONOGRAFIE
KOMITETU
GOSPODARKI
WODNEJ
POLSKIEJ
AKADEMII
N A U K

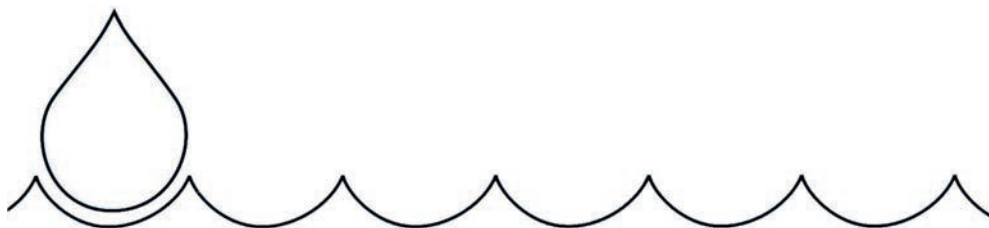
Zeszyt 39

2016

Praca zbiorowa pod redakcją
Leszka HEJDUKA
Ewy KAZNOWSKIEJ

HYDROLOGIA ZLEWNI
ZURBANIZOWANYCH

WARSZAWA 2016



Monografie
Komitetu
Gospodarki
Wodnej
Polskiej
Akademii
Nauk

Zeszyt 39

2016

Praca zbiorowa pod redakcją
Leszka HEJDUKA
Ewy KAZNOWSKIEJ

HYDROLOGIA ZLEWNI ZURBANIZOWANYCH

WARSZAWA 2016

RADA REDAKCYJNA

Beniamin Więzik – WSA, Bielsko-Biała, przewodniczący
Kazimierz Banasik – SGGW, Warszawa, wiceprzewodniczący
Kaź Adamowski – University of Ottawa, Kanada
Jean Cunge – SOGREAH Grenoble, Francja
Małgorzata Gutry-Korycka – Uniwersytet Warszawski
Roman Krzysztofowicz – University of Virginia, USA
Zbigniew Kundzewicz – Zakład Badań Środowiska Rolniczego i Leśnego PAN, Poznań
Maciej Maciejewski – IMGW-PIB, Warszawa
Artur Magnuszewski – Uniwersytet Warszawski
Wojciech Majewski – IMGW-PIB, Warszawa
Jarosław Napiórkowski – Instytut Geofizyki PAN
Romuald Szymkiewicz – Politechnika Gdańska
Stanislas Wicherek – Université Paris IV Sorbonne, Francja

Sekretarz Redakcji

Ewa Sawicka-Madejska – Sekretarz Rady Redakcyjnej

01-673 Warszawa, ul. Podleśna 61

e-mail: kgw@imgw.pl

RECENZENCI

Paweł Jokiel, Stefan Ignar, Maciej Maciejewski, Artur Magnuszewski,
Zdzisław Michalczyk, Maciej Mrowiec, Jarosław Napiórkowski, Tomasz Okruszko,
Joanna Pociask-Karteczka, Laura Radczuk, Marek Sowiński, Michał Szydlowski,
Stanisław Węglarczyk, Beniamin Więzik, Marek Zawilski

Opracowanie redakcyjne i skład – Karolina Racka, Rafał Stepnowski (IMGW-PIB)

© Copyright by Komitet Gospodarki Wodnej Polskiej Akademii Nauk
Monografia współfinansowana ze środków Polskiej Akademii Nauk

Utwór w całości ani we fragmentach nie może być powielany ani rozpowszechniany
za pomocą urządzeń elektronicznych, mechanicznych, kopiujących, nagrywających
i innych, bez pisemnej zgody posiadacza praw autorskich

SPIS TREŚCI

MAKSYMALNE OPADY DOBOWE W KRAKOWIE W LATACH 1863-2015 Marta Cebulska, Robert Twardosz	7
SYSTEM ESTYMACJI I NOWCASTINGU OPADÓW (SEiNO) GENERUJĄCY DANE Z WYSOKĄ ROZDZIELCZOŚCIĄ PRZESTRZENNĄ I CZASOWĄ Jan Szturc, Anna Jurczyk, Katarzyna Ośródką	19
OPRACOWANIE HIETOGRAMÓW WZORCOWYCH NA POTRZEBY SYMULACJI ODPŁYWU ZE ZLEWNI MIEJSKICH Karolina Mazurkiewicz, Marcin Skotnicki, Marek Sowiński	33
SEZONOWA ZMIENNOŚĆ STANÓW WÓD PODZIEMNYCH W DOLINIE SOKOŁÓWKI (ŁÓDŹ) Przemysław Tomalski	49
ZMIANY REŻIMU ODPŁYWU RZECZNEGO W POLSCE Dariusz Wrzesiński	63
PARAMETRYCZNA OCENA ŁÓDZKICH RZEK POD WZGLĘDEM HYDROMORFOLOGICZNYM Adam Bartnik, Przemysław Tomalski	77
WIELOLETNIE ZMIANY ODPŁYWU MAŁEJ RZEKI MIEJSKIEJ POD WPLYWEM ANTROPOPRESJI (NA PRZYKŁADZIE SOKOŁÓWKI – ŁÓDŹ) Adam Bartnik	93
ZASTOSOWANIE SYSTEMU OBSERWACJI VGI W BADANIACH POWODZI BŁYSKAWICZNYCH MIEJSKICH NA PRZYKŁADZIE POZNANIA Kamil Jawgiel	115
WYSTĘPOWANIE POWODZI BŁYSKAWICZNYCH W MIASTACH POŁOŻONYCH NA PRZEDPOLU GÓR NA PRZYKŁADZIE BOGATYNI (SUDETY) Paweł Franczak, Karolina Listwan-Franczak	125
POWÓDŹ MIEJSKA W GDAŃSKU W LIPCU 2001 ROKU Wojciech Majewski	139

WPLYW ZABUDOWY KORYTA KANAŁU GRABOWSKIEGO NA PRZEPŁYW WÓD Sławomir Bajkowski	151
ZNACZENIE ZBIORNIKA RETENCYJNO-INFILTRACYJNEGO W REDUKCJI WIELKOŚCI SPŁYWU POWIERZCHNIOWEGO ZE ZLEWNI USZCZELNIONEJ Katarzyna Wachulec, Andrzej Wałęga, Magdalena Grzebinoga, Dariusz Młyński	163
ZMIANY ODPŁYWU W SILNIE ZURBANIZOWANYCH ZLEWNIACH WOJEWÓDZTWA ŚLĄSKIEGO Damian Absalon, Magdalena Matysik	175
PRZEPŁYWY MAKSYMALNE RZEKI BIAŁEJ W OBRĘBIE AGLOMERACJI BIELSKIEJ Beniamin Więzik	187
SZACOWANIE PRZEPŁYWÓW PROJEKTOWYCH PRZEZ MODELOWANIE WIELU HIPOTETYCZNYCH ZDARZEŃ OPADOWYCH W ZLEWNI CZĘŚCIOWO ZURBANIZOWANEJ Katarzyna Pierzga, Elżbieta Jarosińska	201
WPLYW ANTROPOPRESJI NA PRZEPŁYWY UTRATY W OKRESIE SUSZY 2015 ROKU Maksym Łaszewski, Urszula Somorowska	213
WPLYW OBSZARU ZURBANIZOWANEGO LUBLINA NA POWSTAWANIE I TRANSFORMACJĘ WEZBRAŃ WÓD BYSTRZYCY Zdzisław Michalczyk, Stanisław Chmiel, Sławomir Głowacki, Krzysztof Siwek, Joanna Sposób	225
ODPŁYW WODY KANALIZACJĄ DESZCZOWĄ Z MIASTA ŚWIDNIK W 2014 ROKU Zdzisław Michalczyk, Stanisław Chmiel, Sławomir Głowacki, Marcin K. Widomski	239
ROLA TERENÓW ZALESIONYCH W KSZTAŁTOWANIU RETENCJI WÓD OPADOWYCH W ZLEWNIACH ZURBANIZOWANYCH Anna Bogusz, Tamara Tokarczyk	253
SKŁAD CHEMICZNY I JAKOŚĆ WÓD W KRASOWEJ ZLEWNI RZECZNEJ (NA PRZYKŁADZIE AGLOMERACJI PRUT-DNIESTRZAŃSKIEJ) Maryna Nakonechna, Tatiana Solovey, Konstantyn Nakonechny	265

ZDJĘCIE HYDROCHEMICZNE RZEKI MIEJSKIEJ NA PRZYKŁADZIE
OLECHÓWKI (ŁÓDŹ)

Maciej Ziulkiewicz, Anna Fortuniak, Anita Waack-Zajac, Michał Górecki,

Sylwia Grzędzińska, Beata Małecka 279

Marta CEBULSKA

Politechnika Krakowska, Wydział Inżynierii Środowiska

Robert TWARDOSZ

Uniwersytet Jagielloński, Instytut Geografii i Gospodarki Przestrzennej

MAKSYMALNE OPADY DOBOWE W KRAKOWIE W LATACH 1863-2015

1. WSTĘP

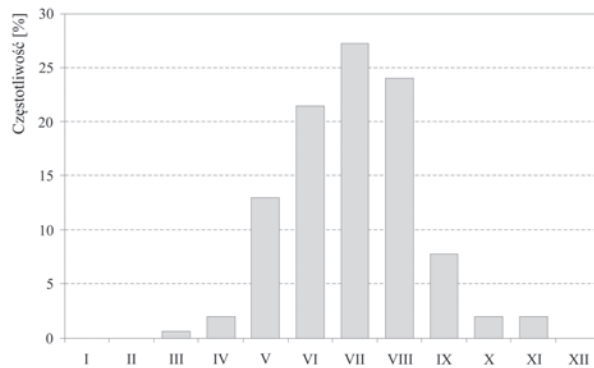
Opady atmosferyczne są jednym z elementów klimatu cechującym się dużą zmiennością w czasie i w przestrzeni. Zarówno nadmiary, jak i niedobory opadów są niekorzystne dla środowiska i działalności człowieka. W naszej strefie geograficznej ogromne masy wody mogą przynosić nawet opady dobowe. Największy z nich w danym roku nosi nazwę opadu maksymalnego. Termin ten jest powszechnie stosowany w służbie operacyjnej. Opady maksymalne są także wyznaczane w każdym miesiącu. Obecnie często nazywane są, nie do końca słusznie, opadami ekstremalnymi. Istnieje zatem potrzeba prowadzenia badań opadów maksymalnych, zwłaszcza na podstawie bardzo długich serii obserwacji. Dzięki temu można lepiej poznać ich zmienność w czasie oraz ich ekstremalne wartości. Maksymalne opady dobowe są ważną charakterystyką hydrometeorologiczną uwzględnianą w obliczeniach hydrologicznych. Należą one do kategorii groźnych zjawisk. Opad o prawdopodobieństwie przewyższenia 1% jest konieczny w obliczeniach przepływów miarodajnych i kontrolnych w zlewniach niekontrolowanych (Ciepielowski, Dąbkowski 2006). Badanie opadów maksymalnych jest istotne z punktu widzenia działalności inżynierskiej w zakresie planowania zagospodarowania terenu, jak również w projektowaniu zabudowy obszarów miejskich i przemysłowych. Na terenach zurbanizo-

wanych wzrasta bowiem zagrożenie podtopieniami, jak również zalaniem obiektów budowlanych, uszkodzeniem i zniszczeniem infrastruktury technicznej oraz mienia publicznego i prywatnego, co w konsekwencji przekłada się na straty materialne. Przyczyną takiego zagrożenia są m.in. gwałtowne, krótkotrwałe opady atmosferyczne o dużym natężeniu, których istniejące systemy urządzeń odwadniających (w tym sieci kanalizacyjne, rowy melioracyjne) nie są w stanie zmagazynować i bezpiecznie odprowadzić do odbiorników w krótkim czasie. Groźne w skutkach mogą być również długotrwałe jednostajne opady, które powodują przepełnienie zbyt mocno obciążonej sieci kanalizacyjnej, rowów i lokalnych zbiorników retencyjnych.

Celem tej pracy jest określenie zmienności rocznej i wieloletniej maksymalnych dobowych sum opadów atmosferycznych i uwarunkowań cyrkulacyjnych ich wystąpienia. Rozpatrzono maksymalne opady dobowe w roku (MODR) oraz w poszczególnych miesiącach (MODM). Podstawę opracowania stanowi 153-letni (1863-2015) ciąg jednorodnych opadów w Krakowie oraz kalendarz typów cyrkulacji atmosferycznej T. Niedźwiedzia (2015). Wykorzystana w tym opracowaniu seria obserwacji opadów z Krakowa jest jedną z najdłuższych serii pomiarów opadów w Polsce, wykonywanych na tym samym posterunku, współcześnie zlokalizowanym w centrum miasta. Spełnia warunek jednorodności miejsca obserwacji oraz jednorodności pomiarowej. Seria ta ze względu na jej wyjątkową długość ma duże znaczenie nie tylko z punktu widzenia wyznaczania opadów maksymalnych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia, ale także badania ich zmian wieloletnich. W dotychczasowych opracowaniach opadów maksymalnych w Polsce rozpatrywano najczęściej krótkie serie opadów. Szczególnie dużo uwagi badaniu tych opadów w południowej Polsce w powiązaniu z warunkami cyrkulacyjnymi poświęciła E. Cebulak (1992a, b, 1994). Również istotny wkład w poznanie zmienności maksymalnych opadów dobowych w Polsce wniosły badania K. Kłysika i K. Kożuchowskiego (1993), I. Otop (2004), A. Stacha (2007, 2009) oraz E. Brzeźniaka (2010). Według regionalizacji opadów E. Cebulak (1992a) Kraków należy do regionu oświęcimsko-tarnowskiego, w którym średnie maksymalne opady dobowe w roku wynoszą ponad 40 mm.

2. PRZEBIEG ROCZNY (MODM) I WIELOLETNI (MODR)

Maksymalne opady dobowe (najwyższy opad w roku – MODR) w Krakowie występują od marca do listopada – najwcześniej wystąpiły one 28 marca (1993 roku), a najpóźniej 22 listopada (1878 roku), ale około 90% maksymalnych opadów wystąpiło tylko od maja do września. Największa ich częstość przypada na miesiące



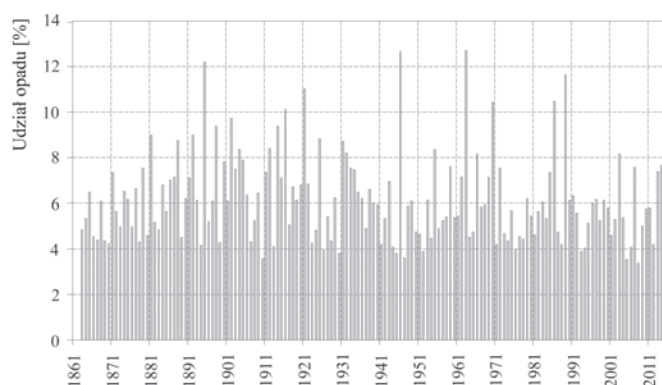
Rys. 1. Częstość [%] maksymalnych opadów dobowych rocznych (MODR) w poszczególnych miesiącach (1863-2015)

letnie, z maksimum w lipcu – 27% (rys. 1). W rozpatrywanym 153-leciu (1863-2015) średni MODR wyniósł 42,3 mm, a jego błąd standardowy – 1,3 mm. Opady te w przyjętym do badań okresie wahały się od 17,5 mm (28 marca 1993 roku) do 99 mm (9 września 1963 roku). Różnica między najmniejszym i największym MODR wyniosła zatem 82 mm. Wszystkie maksymalne opady dobowe w roku w Krakowie należą do kategorii opadów silnych (>10 mm), a prawie 99% – bardzo silnych (>20 mm). Warto wspomnieć, że dni z opadem bardzo silnym w Krakowie stanowią 3% wszystkich dni opadowych (Twardosz 2000). Opady o dużej wysokości są wynikiem intensywnych procesów konwekcyjnych zachodzących w atmosferze, których przejawem jest występowanie burzy. W Krakowie co drugi maksymalny opad dobowy (78 dni) towarzyszył burzy, w tym co czwarty burzy gradowej (18 dni). Najwyższym opadem dobowym w roku może być także opad w postaci śniegu. W Krakowie w 153-leciu zdarzyło się to dwukrotnie – 22 listopada 1878 roku i 28 marca 1993 roku. Sumy opadów wyniosły wtedy odpowiednio 31,2 i 17,5 mm. Obfite opady w tej postaci tworząc pokrywę śnieżną, stanowią duże zagrożenie dla komunikacji w mieście, a także dla konstrukcji dachów. Na przypomnienie zasługuje katastrofa budowlana z 28 stycznia 2006 roku w Katowicach, której przyczyną była gruba warstwa zalegającego śniegu, w wyniku której śmierć poniosło kilkadziesiąt osób (Twardosz i in. 2011). W Krakowie opady maksymalne miały też postać mieszaną deszczu i śniegu, tak było 16 kwietnia 1916 roku i 8 listopada 1952 roku, gdy suma opadu wyniosła odpowiednio 78,8 i 29,1 mm.

Na szczególną uwagę zasługuje wyjątkowo duży opad burzowy z gradem z 9 września 1963 roku. Niezwykle wysoka była nie tylko jego suma (99 mm), ale przede wszystkim natężenie niemające precedensu w dotychczas prowadzonych obserwacjach i pomiarach opadów w Krakowie od końca XVIII wieku. Jego rzeczy-

wisty czas trwania wyniósł 3 godziny. Jak wynika z badań T. Niedźwiedzia (1989), w ciągu 5 min spadło aż 30 mm deszczu, co stanowiło blisko 50% opadu średniego tego miesiąca. W ciągu 40 min spadło 76,5 mm opadu, co według klasyfikacji Chomicza oznacza deszcz nawalny III stopnia – B3 (Lewińska 1964). Największe natężenie deszczu wystąpiło w pierwszych 60 min trwania opadu, kiedy spadło aż 98,7 mm, czyli prawie cała jego suma (Twardosz 2005). Jak informuje J. Lewińska (1964), opad ten spowodował przerwanie ruchu kołowego w Krakowie, a towarzyszący mu silny opad gradu w dzielnicy Grzegórzki spowodował wybite ptactwa. Na podstawie nomogramu J. Lambora stwierdzono, że prawdopodobieństwo wystąpienia opadu o tak dużym natężeniu wynosi 0,1% (Lewińska 1964).

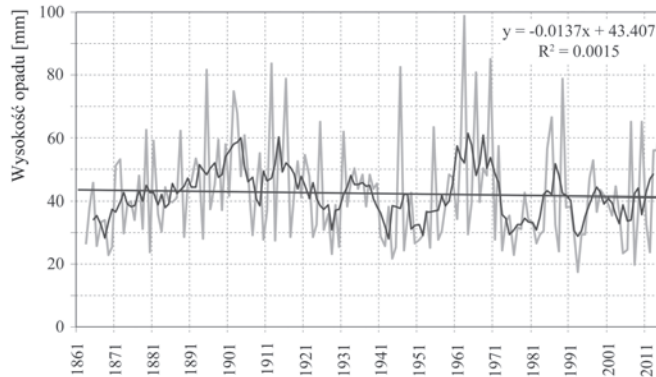
Niektóre opady maksymalne miały bardzo duży udział w sumie rocznej opadów w danym roku (rys. 2). W 153-leciu wystąpiło 8 maksymalnych opadów dobowych, których udział w sumie rocznej przekroczył 10%, w tym 3 z nich ponad 12%. Były to opady w dniach: 25 sierpnia 1895 roku – 12,2%, 8 lipca 1946 roku – 16,6% i 9 września 1963 roku – 12,7%. Sumy opadów wyniosły wtedy odpowiednio: 81,8, 82,6 i 99 mm. Najmniejszy udział w sumie rocznej, wynoszący 3,4%, miał maksymalny opad dobowy z 3 lipca 2008 roku z sumą równą 19,7 mm.



Rys. 2. Udział [%] maksymalnego opadu dobowego rocznego (MODR) w sumie rocznej (1863-2015)

W całości serii maksymalnych opadów (MODR) nie stwierdzono istotnego statystycznie trendu zmian wieloletnich na poziomie istotności 0,05. Wyraźnie zaznaczają się natomiast krótkookresowe fluktuacje wielkości MODR (rys. 3). Okresy z wysokimi sumami opadów wystąpiły na przełomie XIX i XX wieku oraz w latach 1960. Okresy te są zbieżne z okresami wysokich sum rocznych opadów (Twardosz i in. 2011).

W rozpatrywanym 153-leciu zdarzyły się dwa miesiące bezopadowe. Były to październik 1951 roku i listopad 2011 roku (tabl. 1). Średnie sumy MODM, przekra-



Rys. 3. Przebieg maksymalnych opadów dobowych rocznych (MODR) oraz wartości wygładzone 5-letnimi średnimi konsekwentnymi i linia trendu (1863-2015)

czające 20 mm, występują w Krakowie od maja do sierpnia, z maksimum w lipcu 28,1 mm. W miesiącach zimowych osiągają one poniżej 10 mm. Największe sumy MODM we wszystkich miesiącach przekraczają 20 mm, a więc należą do kategorii opadów bardzo silnych. W miesiącach letnich są one około 4-krotnie większe niż w zimowych (tabl. 1; rys. 4).

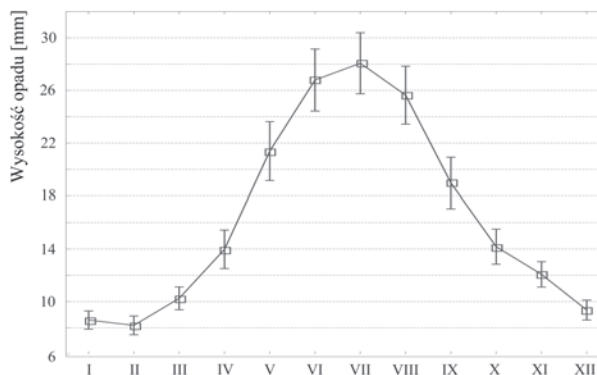
W tym miejscu warto zaznaczyć, że maksymalne opady dobowe w roku (MODR) nie muszą być zarazem bezwzględnie największymi dobowymi sumami opadów w poszczególnych miesiącach (MODM). Najwyższa suma dobowa w danym miesiącu w wieloleciu wcale nie musi być najwyższa w danym roku; może się także zdarzyć, że najwyższa dobową sumą w danym roku suchym może być niższa od drugiej lub trzeciej pod względem wielkości w wilgotnym roku. Jak wykazano

Tablica 1

Charakterystyki maksymalnych opadów dobowych w poszczególnych miesiącach (1863-2015)

	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
P_{min}	1,6	0,9	0,2	0,4	3,8	5,8	5,1	4,0	3,4	–	–	1,5
Rok	1894	1901	1904	2009	1930	1930	1965	1911	1941	1951	2011	1972
P_{sr}	8,6	8,2	10,2	14,0	21,4	26,8	28,1	25,6	19,0	14,2	12,1	9,34
P_{max}	25,0	24,0	29,5	78,8	83,9	79,0	85,2	81,8	99,0	43,8	36,8	27,4
Rok	1970	1966	2004	1916	1912	1989	1970	1895	1963	1939	2009	1961
$P_{max}/\Sigma P$	45,5	30,8	45,6	53,0	36,4	31,5	44,6	49,2	58,9	34,0	47,5	40,5

objaśnienia: P_{min} – najmniejszy z maksymalnych opadów dobowych [mm]; P_{sr} – średni maksymalny opad dobowy [mm]; P_{max} – największy z maksymalnych opadów dobowych [mm]; $P_{max}/\Sigma P$ – udział P_{max} w sumie miesięcznej [%]



Rys. 4. Charakterystyki statystyczne maksymalnych opadów dobowych (MODM) w poszczególnych miesiącach (1863-2015)

wcześniej, w serii rocznych maksymalnych opadów dobowych najniższa suma osiągnęła 17,5 mm.

Udział maksymalnego opadu dobowego (MODM) w miesięcznej sumie opadów we wszystkich miesiącach przekracza 30%. Rekordowy opad dobowy z września 1963 roku (99 mm) stanowił 59% sumy tego miesiąca.

3. WPŁYW CYRKULACJI ATMOSFERYCZNEJ NA WYSTĘPOWANIE MAKSYMALNYCH OPADÓW (MODR)

W strefie umiarkowanej dużą rolę w kształtowaniu opadów odgrywa cyrkulacja atmosferyczna. Do określenia wpływu cyrkulacji na częstość i wielkość maksymalnych opadów dobowych w Krakowie wykorzystano kalendarz typów cyrkulacji nad południową Polską T. Niedźwiedzia (1981, 2015). Najważniejszymi elementami wydzielonych przez tego autora typów cyrkulacji są kierunek adwekcji lub jej brak oraz rodzaj układu barycznego. Łącznie oznaczono 20 typów cyrkulacji, w tym 16 adwekcyjnych (po 8 antycyklonalnych z indeksem „a” i cyklonalnych z indeksem „c”). Pozostałe 4 typy stanowią sytuacje bezadwekcyjne lub sytuacje o zróżnicowanych kierunkach adwekcji. Są to: Ca – sytuacja centralna antycyklonalna, Ka – klin antycyklonalny, Cc – sytuacja centralna cyklonalna, Bc – bruzda cyklonalna. Symbolem X oznaczono sytuacje niedające się zaklasyfikować. Kalendarz T. Niedźwiedzia (1981, 2015) był już wielokrotnie wykorzystywany do badania wpływu cyrkulacji na maksymalne opady dobowe w południowej Polsce (np. Cebulak 1992a, 1992b, 1994; Brzeźniak 2010).

Tablica 2

Częstość [%] maksymalnych opadów dobowych (MODR) w typach cyrkulacji (1874-2015);
***N* – liczba dni z opadem maksymalnym**

Typ cyrkulacji		Wiosna (<i>N</i> = 24)	Lato (<i>N</i> = 100)	Jesień (<i>N</i> = 18)	Rok (<i>N</i> = 142)
1	Na	4,2	–	–	0,7
2	NEa	8,3	–	–	1,4
3	Ea	–	2,0	–	1,4
4	SEa	–	–	5,6	0,7
5	Sa	–	2,0	–	1,4
6	SWa	–	–	–	–
7	Wa	–	2,0	–	1,4
8	NWa	–	1,0	–	0,7
9	Ca	–	–	–	–
10	Ka	–	3,9	–	2,8
11	Nc	29,2	12,7	11,1	14,9
12	NEc	12,5	9,8	–	9,2
13	Ec	4,2	9,8	22,2	10,6
14	SEc	4,2	5,9	5,6	5,0
15	Sc	4,2	2,0	–	2,1
16	SWc	–	4,9	–	3,5
17	Wc	4,2	3,9	5,6	4,3
18	NWc	–	3,9	–	2,8
19	Cc	–	4,9	5,6	4,3
20	Bc	29,2	29,4	44,4	31,2
21	X	–	2,0	–	1,4
1-21	Suma	100	100	100	100
01-10	a	12,5	10,8	5,6	10,9
11-20	c	87,5	87,3	94,4	87,9

Każdemu maksymalnemu dobowemu opadowi (MODR) z okresu 1874-2015 (142 sumy dobowe) przypisano odpowiedni typ cyrkulacji na podstawie kalendarza T. Niedźwiedzia. Ze względu na sezonowość procesów cyrkulacyjnych charakterystykę częstości tych opadów w 20 typach cyrkulacji dokonano nie tylko w całym roku, ale pomimo małej ich liczby również w porach roku (tabl. 2), z wyjątkiem zimy, kiedy to takie opady nie wystąpiły (rys. 1). W tablicy 3 zestawiono przypadki opadów maksymalnych zaliczanych do kategorii powodziowych, czyli o sumach ponad 70 mm (IMGW 2013).

Zgodnie z dotychczasową wiedzą (np. Cebulak 1992b; Twardosz 2005) potwierdziło się, że większość opadów maksymalnych (88%) występuje w dniach z cyrkulacją cyklonalną – jesienią był tylko jeden przypadek opadów w dniu z cyrkulacją antycyklonalną. Oznacza to, że występowaniu dużych opadów bardziej sprzyja charakter cyrkulacji – cyklonalny lub antycyklonalny – niż kierunek adwekcji. Od charakteru cyrkulacji zależy bowiem obecność ruchów pionowych powietrza i to one przyczyniają się do występowania obfitych opadów. Największy opad w cyrkulacji antycyklonalnej (Ka) osiągnął 61 mm (2 czerwca 1905 roku), czyli ok. 60% sumy wcześniej wymienionego największego opadu dobowego w Krakowie (9 września 1963 roku).

Liczba typów cyrkulacji, w których pojawiają się opady jest zróżnicowana w zależności od pory roku. Latem opady występują przy większej liczbie typów niż w porach przejściowych, gdyż ze względu na długi dzień istnieją korzystne warunki termiczne dla rozwoju silnej konwekcji. Spośród 20 typów cyrkulacji najbardziej sprzyjające występowaniu opadów, zwłaszcza powodziowych (tabl. 2 i 3), są typy cyklonalne: bruzda cyklonalna (Bc) i 3 typy adwekcyjne – z północy (N), północ-wschodu (NEc) i wschodu (Ec). Udział opadów w tych typach cyrkulacji jest jednak zróżnicowany w zależności od pory roku. Wiosną prawie 60% opadów maksymalnych pojawiło się przy typach Nc i Bc (po 29% przy każdym z nich). Latem i jesienią zdecydowanie największą częstość opady te osiągają przy typie Bc (odpowiednio 29 i 44%), chociaż w lecie znaczna częstość maksymalnych opadów przypada również na typ Nc, w jesieni natomiast na Ec.

Tablica 3

Opady dobowe ≥ 70 mm w Krakowie (1863-2015)

Opad [mm]	Data wystąpienia	Typ cyrkulacji	Typ opadu
99,0	9 września 1963	Ec	burza z gradem
85,2	18 lipca 1970	Nc	deszcz
83,9	25 maja 1912	NEc	burza z gradem
82,6	8 lipca 1946	Ec	opad burzowy
81,8	25 sierpnia 1895	X	opad burzowy
81,0	29 maja 1966	Nc	deszcz
79,0	24 czerwca 1989	Bc	burza z gradem
78,8	16 kwietnia 1916	Nc	opad mieszany
77,1	23 czerwca 1946	Bc	opad burzowy
74,8	19 czerwca 1902	Nc	deszcz
74,4	16 sierpnia 2015	SEc	opad burzowy

Warunki synoptyczne podczas rekordowego opadu z 9 września 1963 roku udokumentowała J. Lewińska (1964). Wynika z nich, że w tym dniu przemieszczały się nad południową Polską front chłodny i okluzji, który był związany z układem niżowym znad Niziny Węgierskiej. W godzinach południowych fronty te występowały nad Karpatami, a następnie przemieszczały się w kierunku północno-wschodnim. Nad Krakowem front chłodny znajdował się między 15,30 a 16,00 CSE. Zdaniem J. Lewińskiej (1964) analiza mapy synoptycznej wskazywała na wystąpienie silnych opadów burzowych w całej Polsce Południowej. W rzeczywistości najsilniejsze opady wystąpiły w Beskidzie Żywieckim, w rejonie Krakowa i Jędrzejowa. Na pozostałym obszarze były one niewielkie.

4. PODSUMOWANIE

Na podstawie 153-letniej serii opadów atmosferycznych w Krakowie można stwierdzić, że maksymalne opady dobowe roczne (MODR) występują od marca do listopada, jednak największa ich częstość przypada w lipcu – 27%. W przebiegu wieloletnim sum tych opadów występują fluktuacje, natomiast nie stwierdzono istotnego trendu zmian ich wielkości.

Opad o największej sumie dobowej i największym natężeniu – prawie 99 mm w ciągu 60 min – wystąpił 9 września 1963 roku. Udział tego opadu w sumie miesięcznej wyniósł 58,9%, a w sumie rocznej 12,7%. Opad ten pojawił się w dniu z cyrkulacją cyklonalną ze wschodu.

W rozpatrywanym okresie odnotowano 11 przypadków opadów maksymalnych zaliczanych do kategorii powodziowych (ponad 70 mm/dobę). Te największe opady wystąpiły w sytuacjach cyklonalnych: Bc, Nc, NEc, Ec i SEc.

We wszystkich miesiącach opady maksymalne (MODM) przekroczyły 20 mm, czyli należały do kategorii bardzo silnych.

MAXIMUM DAILY PRECIPITATION IN KRAKÓW IN THE PERIOD 1863-2015

Summary

Maximum daily precipitation is one of the most important hydrometeorological characteristics. Its study in densely developed urban areas can have practical, as well as theoretical, significance, especially for environmental engineering. Indeed, this is where intensive rainfall events can result in drainage problems leading to waterlogging, flooding and potentially to large-scale infrastructural losses.

The objective of this study is to determine the annual and multi-annual variability in maximum daily precipitation totals and its determinants in the atmospheric circulation. The two main sources used for the study include records of maximum precipitation spanning the period from 1863 to 2015 in Kraków and the catalogue of atmospheric circulation types over southern Poland by T. Niedźwiedź. Maximum annual and monthly daily precipitation totals were included. The study determined their share of the overall monthly and annual totals. The highest maximum daily precipitation total recorded during the study period was 99 mm (9 September 1963), which approximately corresponds to the exceedance probability of 0.5%. It contributed 58.9% to the monthly precipitation total and 12.7 per cent to the annual total in that year. Maximum daily precipitation was recorded between March and November, and is most frequent in July at 27%. As many as 98.7% of the maximum precipitation totals belonged to the “very high” category. The difference between the highest and lowest maximum precipitation totals was 82 mm. No significant trend was identified in the occurrence of maximum totals over the study period. Maximum totals concentrated predominantly on days with cyclonic circulation types, at 87%, including 31% per cent which occurred in the cyclonic trough.

BIBLIOGRAFIA

- Brzeźniak E., 2010, *Maksymalne sumy dobowe opadów w Ojcowie (Dolina Prądnika)*, Annales Universitatis Paedagogicae Cracoviensis. Studia Geographica, I (93), 160-167
- Cebulak E., 1992a, *Maksymalne opady atmosferyczne w dorzeczu górnej Wisły*, Zeszyty Naukowe UJ, Prace Geograficzne, 90, 79-96
- Cebulak E., 1992b, *Wpływ sytuacji synoptycznej na maksymalne opady dobowe w dorzeczu górnej Wisły*, Folia Geographica. Series Geographica Physica, 23, 82-95
- Cebulak E., 1994, *Zmienność maksymalnych opadów dobowych w dorzeczu górnej Wisły*, Wiadomości IMGW, 17 (1), 83-91
- Ciepielowski A., Dąbkowski S., 2006, *Metody obliczeń przepływów maksymalnych w małych zlewniach rzecznych (z przykładami)*, Oficyna Wydawnicza Projprzem-EKO, Bydgoszcz, 310 s.
- IMGW, 2013, *Vademecum Niebezpieczne zjawiska meteorologiczne. Geneza, skutki, częstość występowania. Część pierwsza – wiosna, lato*, IMGW-PIB, Warszawa, 66 s.
- Kłysik K., Kożuchowski K., 1993, *Maksymalne opady dobowe w środkowej Polsce*, Przegląd Geograficzny, 1-2, 97-110
- Lewińska J., 1964, *Wyjątkowy przypadek opadu burzowego na obszarze Krakowa*, Gazeta Obserwatora PIHM, 3, 10-12

- Niedźwiedź T., 1981, *Sytuacje synoptyczne i ich wpływ na zróżnicowanie przestrzenne wybranych elementów klimatu dorzecza górnej Wisły*, Rozprawy Habilitacyjne UJ, Kraków, 58 s.
- Niedźwiedź T., 1989, *Heavy rainfalls in Cracow*, Prace Geograficzne, 75, 11-22
- Niedźwiedź T., 2015, *Kalendarz typów cyrkulacji dla obszaru Polski Południowej (09.1873-12.2015)*, Katedra Klimatologii, Wydział Nauk o Ziemi Uniwersytetu Śląskiego, Sosnowiec, dostępne online: <http://klimat.wnoz.us.edu.pl/> (13.07.2016)
- Otop I., 2004, *Maksymalne dobowe opady atmosferyczne w Karkonoszach w drugiej połowie XX wieku*, [w:] Geoekologiczne problemy Krkonoš, J. Štursa, K.R. Mazurski, A. Palucki, J. Potocka (red.), Opera Corcontica, 41 (1), 25-29
- Stach A., 2007, *Spatial structure of maximum daily precipitation in Poland*, Quaestiones Geographical, 26A, 53-59
- Stach A., 2009, *Analiza struktury przestrzennej i czasoprzestrzennej maksymalnych opadów dobowych w Polsce w latach 1956-1980*, Wydawnictwo Naukowe UAM w Poznaniu, Seria Geografia, 85, 323 s.
- Twardosz R., 2000, *Wieloletnia zmienność sum dobowych opadów w Krakowie w powiązaniu z sytuacjami synoptycznymi*, Prace Geograficzne Instytutu Geografii UJ, 105, 19-71
- Twardosz R., 2005, *Dobowy przebieg opadów atmosferycznych w ujęciu synoptycznym i probabilistycznym na przykładzie Krakowa (1886-2002)*, Instytut Geografii i Gospodarki Przestrzennej UJ, Kraków, 176 s.
- Twardosz R., Niedźwiedź T., Łupikasa E., 2011, *Zmienność i uwarunkowania cyrkulacyjne występowania postaci i typów opadów atmosferycznych na przykładzie Krakowa*, Wydawnictwo UJ, Kraków, 174 s.

Jan SZTURC, Anna JURCZYK, Katarzyna OŚRÓDKA

Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej
Państwowy Instytut Badawczy

**SYSTEM ESTYMACJI I NOWCASTINGU
OPADÓW (SEiNO) GENERUJĄCY DANE
Z WYSOKĄ ROZDZIELCZOŚCIĄ
PRZESTRZENNĄ I CZASOWĄ**

1. WSTĘP

Miasta są obszarami najbardziej narażonymi na naturalne katastrofy powodowane przez czynniki hydrometeorologiczne (Cremonini i in. 2016). Małe zlewnie zurbanizowane cechują się dużym zróżnicowaniem przestrzennym warunków hydrologicznych oraz krótkim czasem reakcji na opad. Zatem stosowanie modeli hydrologicznych opad-odpływ wymaga dysponowania wejściowymi danymi opadowymi, które odwzorowują dużą zmienność czasową i przestrzenną pola opadu. Przyjmuje się, że rozdzielczość tych danych powinna wynosić co najmniej odpowiednio 5-10 min i 1 km, a nawet sugeruje się jako optymalne wartości 1 min i 0,1 km (Ten Veldhuis i in. 2014).

Rozdzielczość przestrzenna danych opadowych w zakresie analiz pola opadu zależy w decydującym stopniu od danych radarowych, gdyż one dostarczają informacji z największą rozdzielczością; także w przypadku numerycznych prognoz pola opadu, których rozdzielczość zależy od rozdzielczości dostarczonych do modeli warunków początkowych, czyli w praktyce – danych radarowych.

2. SYSTEM SEiNO

Zadania estymacji i prognozowania pól opadu z wysoką rozdzielczością czasową i przestrzenną realizuje system SEiNO (System Estymacji i Nowcastingu Opadów), opracowany i obecnie stopniowo wdrażany w Instytucie Meteorologii i Gospodarki Wodnej – Państwowym Instytucie Badawczym (IMGW-PIB). System SEiNO ma za zadanie generować: (a) analizy opadu na podstawie danych z różnych dostępnych systemów pomiarowych, (b) prognozy nowcastingowe opadu (z czasem wyprzedzenia do kilku godzin), łączone potem z prognozami z modeli mezoskalowych, (c) prognozy probabilistyczne. Obecnie rozdzielczość czasowa całego systemu oraz poszczególnych jego komponentów wynosi 10 min, a przestrzenna 1 km.

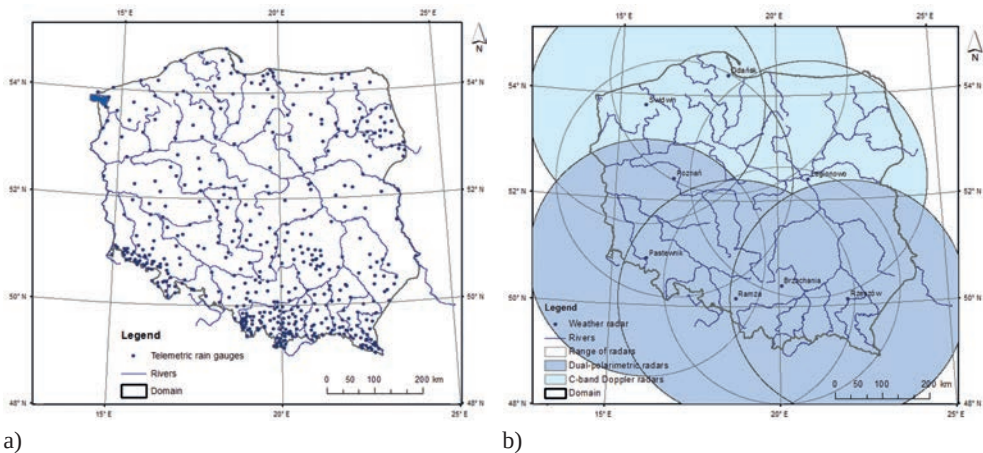
W systemie SEiNO podstawą działania algorytmów jest wykorzystanie informacji o jakości danych opadowych (Zappa i in. 2010), generowanej na każdym etapie ich przetwarzania w postaci pola bezwymiarowego wskaźnika jakości *QI* (ang. *quality index*) (Einfalt i in. 2010).

Aplikacje systemu zostały napisane głównie w języku C ANSI i działają pod systemem operacyjnym Linux CentOS 6.5 (64-bit). Domena obliczeniowa o rozmiarze 900×800 km obejmuje Polskę z obrzeżami (rys. 1), zastosowano układ współrzędnych PUWG 92. Jako format danych pośrednich i końcowych przyjęto HDF5 z informatycznym modelem danych RainDIM, opracowanym na podstawie modelu ODIM, wprowadzonym przez program EUMETNET OPERA (Michelson i in. 2014).

3. DANE WEJŚCIOWE

System SEiNO korzysta z różnych danych opadowych, które służą do generowania tzw. analizy oraz prognoz pola opadu. Obecnie w IMGW-PIB dostępne są dane z następujących systemów pomiarowych:

- Sieć deszczomierzy telemetrycznych obejmuje ok. 500 posterunków (rys. 1a). Każdy z nich wyposażony jest w dwa czujniki, grzany i niegrzany. Dane są poddawane automatycznym procedurom kontroli jakości, które polegają głównie na analizie przestrzennej i czasowej zgodności danych oraz weryfikacji innymi technikami pomiarowymi.
- Sieć radarów meteorologicznych POLRAD obejmuje obecnie osiem radarów (rys. 1b), wszystkie produkcji konsorcjum Selex (www.de.selex-es.com). Są to radary dopplerowskie, pracujące w paśmie C (ok. 5,6 GHz), trzy z nich dokonują pomiarów przy podwójnej polaryzacji wiązki, co zapewnia lepszą jakość danych (na rys. 1 ich zasięgi zaznaczono ciemniejszym odcieniem). Sieć PO-



Rys. 1. Rozmieszczenie sieci pomiarowych: (a) telemetryczne posterunki deszczomierzowe, (b) radary meteorologiczne POLRAD (zaznaczono zasięg radarów 250 km, ciemniejszym odcieniem dla radarów z podwójną polaryzacją wiązki). Domena obliczeniowa: 900×800 km, układ współrzędnych PUWG 92

LRAD jest rozbudowywana i w najbliższym czasie spodziewane jest jej uzupełnienie o kolejne dwa radary.

Na potrzeby systemu SEiNO dane z sieci POLRAD są uzupełniane danymi pochodzącymi z wymiany międzynarodowej: z dwóch radarów czeskich i słowackich oraz jednego ukraińskiego. Znacząco uzupełniają one pokrycie pomiarami południowej części kraju, gdzie ze względu na górzyzny teren zasięg pomiarów radarowych jest znacznie ograniczony.

Dane POLRAD są przetwarzane ze współpracującym z SEiNO systemem RADVOL-QC służącym do kontroli jakości danych radarowych. System ten zawiera zaawansowane algorytmy przetwarzania źródłowych, 3-wymiarowych danych (tzw. wolumów) odbiciowości radarowej. Algorytmy te m.in. dokonują korekt danych poprzez eliminację ech niemeteorologicznych (np. pochodzących od zewnętrznych anten RLAN zakłócających pomiary), korekty częściowego i całkowitego blokowania wiązki na przeszkodach terenowych, tłumienia sygnału w opadzie i in. (Ośródk i in. 2014).

Kolejną aplikacją współpracującą z SEiNO jest RainComposite, która przeprowadza łączenie danych z poszczególnych radarów w jedną mapę zbiorczą. Opracowano w tym celu algorytm łączenia danych w miejscach nakładania się zasięgów radarów, oparty na kryterium jakości danych wyrażanej przez *QI*, wyznaczany dla każdego piksela radarowego.

- Satelity meteorologiczne Meteosat dostarczają danych w zakresach widzial-

nym i podczerwonym, które nie są precyzyjne jeśli chodzi o pomiary opadu, jednak po przetworzeniu algorytmami programu NWC-SAF, wykorzystującymi również dane z mezoskalowych modeli numerycznych, ze względu na dużą dostępność oraz brak ograniczeń w zasięgu, stanowią wartościowe uzupełnienie pozostałych systemów (NWC SAF 2013). Na potrzeby systemu SEiNO opracowano algorytm estymacji pola opadu, stanowiący kombinację różnych produktów NWC-SAF.

System SEiNO korzysta także z danych systemu detekcji wyładowań atmosferycznych PERUN, który rejestruje każde wyładowanie z dokładnością do ok. 1 km. Na podstawie tych danych wyznaczany jest jeden ze wskaźników konwekcji wykorzystywanych w modelu SCENE.

Ponadto system SEiNO jest zasilany danymi z dwóch mezoskalowych modeli numerycznych: COSMO, który generuje prognostyczne pola meteorologiczne oraz parametry konwekcji z rozdzielczością 2,8 km, z 10-minutowym krokiem czasowym, oraz AROME, generujący dane z rozdzielczością 2,5 km z 60-minutowym krokiem czasowym.

4. ZADANIA SYSTEMU SEiNO

System SEiNO składa się z komponentów wykonujących następujące zadania:

- RainGRS – kontrola jakości i przetwarzanie poszczególnych wejściowych danych opadowych (rozdz. 4.1);
- INCA-PL2; SCENE; SNOF – nowcasting pola opadu (rozdz. 4.2);
- MERGE – łączenie prognoz nowcastingowych z mezoskalowymi (rozdz. 4.3);
- PROB – generowanie prognoz probabilistycznych (rozdz. 4.4);
- STAT – wyznaczanie statystyk sprawdzalności poszczególnych modeli (rozdz. 4.5);
- zadania pomocnicze: akumulacja pól opadu (SUM), generowanie statystyk dla klas opadu (GRS_CLASS).

4.1. Estymacja pola opadu

Zadanie estymacji pola opadu na powierzchni gruntu (ang. *quantitative precipitation estimation*, *QPE*) realizuje komponent RainGRS (Szturc i in. 2014), który korzysta z następujących danych opadowych w postaci 10-minutowych sum: (a) z sieci deszczomierzowej G , (b) z sieci radarowej R , (c) z satelitów Meteosat S .

Przed estymacją pola opadu przeprowadzane są korekty poszczególnych danych i wyznaczana jest ich jakość za pomocą algorytmów opisanych w rozdz. 3, a ponadto w przypadku danych deszczomierzowych przeprowadzana jest interpolacja przestrzenna.

Podstawą zastosowanego schematu łączenia tych danych jest algorytm kombinacji warunkowej (Sinclair, Pegram 2005) stosowany oddzielnie do pól G i R (w wyniku powstaje pole łączone GR) oraz G i S (powstaje pole GS). Algorytm generowania tych dwóch pól przebiega w dwóch etapach: najpierw obliczane są pola opadu interpolowane przestrzennie z danych deszczomierzowych G i danych radarowych R (satelitarnych S) w lokalizacjach deszczomierzy, przy zastosowaniu wybranej metody interpolacji przestrzennej. Następnie obliczane są pola opadu łączonego, przy uwzględnieniu przestrzennej informacji o jakości poszczególnych danych, przy założeniu, że dane deszczomierzowe cechują się większą wiarygodnością, jeśli chodzi o wartości w punktach, natomiast dane radarowe lepiej oddają rozkład przestrzenny opadu. Na końcu wyznaczane jest łączone pole opadu GRS powstałe z pól GR i GS przy zastosowaniu odpowiedniej funkcji wagowej, wykorzystującej wskaźnik jakości tych pól (Szturc i in. 2014).

Generowane w ten sposób 10-minutowe sumy opadu stanowią m.in. wejście do modeli nowcastingu opadu.

4.2. Nowcasting pola opadu

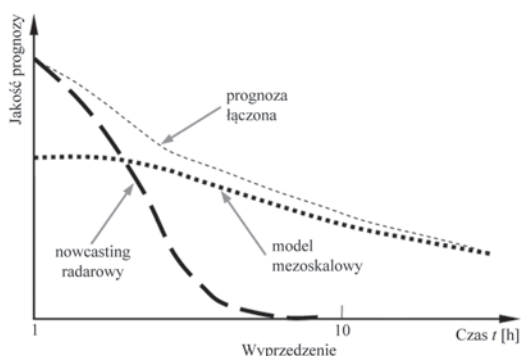
Pod pojęciem „nowcasting” rozumie się prognozy z bardzo krótkim czasem wyprzedzenia, dochodzącym do ok. 2-4 godzin, uzyskane przy zastosowaniu podejścia ekstrapolacyjnego, czyli zakładając określoną adwekcję pola opadu, na ogół uwzględniając także pewne elementy jego ewolucji. Ogólnie nowcasting pola opadu można przedstawić jako transformację tego pola, przeprowadzoną zgodnie ze wzorem:

$$R(t_0 + \Delta t, x) = R(t_0, x - \Delta x) + \Delta R(t_0, x - \Delta x) \quad (1)$$

gdzie: R – natężenie opadu; t_0 – czas wygenerowania prognozy; Δt – czas wyprzedzenia prognozy; x – położenie danego piksela; Δx – zmiana położenia tego piksela podczas czasu Δt ; ΔR – zmiana natężenia opadu podczas czasu Δt spowodowana ewolucją pola opadu.

Warunki początkowe dla prognoz nowcastingowych wyznacza pole analizy opadu. Wektory przemieszczenia (adwekcji) są określane najczęściej przez szukanie takiego przemieszczenia dwóch kolejnych pól analiz opadu, przy którym

współczynnik korelacji między nimi przyjmuje największą wartość. Pole wektorów przemieszczenia jest wygładzane (uśredniane) przestrzennie poprzez kontrolę jego jakości przez uzgadnianie z sąsiednimi gridami lub nakładanie na niego pewnych ograniczeń, np. w postaci równania ciągłości. Jak ilustruje rys. 2 podejście ekstrapolacyjne zapewnia w przedziale czasowym do kilku godzin lepszą jakość prognoz niż inne, takie jak modele mezoskalowe.



Rys. 2. Schematyczny diagram porównujący szybkość pogarszania się jakości prognoz modeli nowcastingowych i mezoskalowych z wydłużaniem ich czasu wyprzedzenia (Golding 1998).

Dla krótkich czasów wyprzedzenia modele nowcastingowe okazują się efektywniejsze

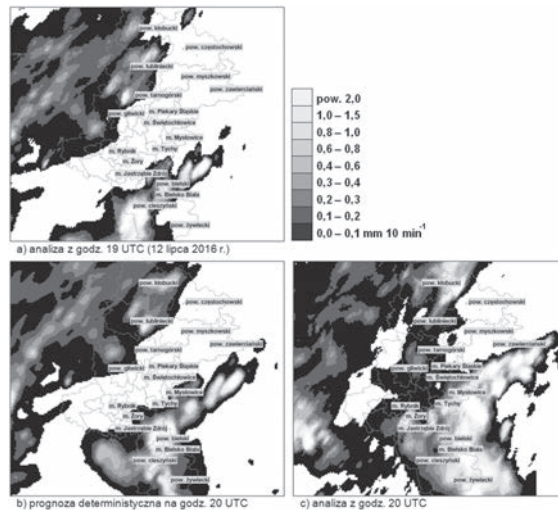
Nowcasting opadu w systemie SEiNO jest obecnie wykonywany przez dwa, a wkrótce trzy różne modele (tabl. 1).

- INCA-PL2. Model nowcastingu meteorologicznego INCA opracowany przez austriacką służbę meteorologiczną ZAMG (Haiden i in. 2011; Kann i in. 2012) i zaadaptowany w IMGW-PIB na potrzeby systemu SEiNO. Model prognozuje najważniejsze pola meteorologiczne, m.in. opad, rodzaj opadu, temperaturę, prędkość i kierunek wiatru, ciśnienie. W przypadku opadu jest to model *stricte* ekstrapolacyjny: prognozowanie odbywa się na podstawie adwekcji przez wyznaczenie pola wektorów przemieszczenia.
- SCENE. Obiektowy model nowcastingu opadu SCENE (Storm Cell Evolution and Nowcasting) opracowany w IMGW-PIB głównie pod kątem opadów konwekcyjnych zawiera moduły: (a) detekcji opadów konwekcyjnych na podstawie informacji meteorologicznych z radarów, satelity, systemu detekcji wyładowań atmosferycznych i mezoskalowych modeli numerycznych (Jurczyk i in. 2012), (b) wyznaczania odrębnych pól wektorów adwekcji dla opadów rozlewnych i poszczególnych komórek konwekcyjnych. Ponadto zaprojektowano konceptualne modele życia komórek konwekcyjnych w różnych strukturach opadowych. Obecnie przeprowadzana jest parametryzacja tych modeli.

Różnice w zakresie wyznaczania pola wektorów przemieszczenia w SCENE względem modeli rodziny INCA polegają m.in. na zastosowaniu własnego algorytmu kontroli jakości wektorów poprzez ich uzgadnianie z otoczeniem oraz z wektorami wyznaczonymi w poprzednich krokach czasowych. Jednak główna różnica polega na zastosowaniu w SCENE osobnej ekstrapolacji opadów konwekcyjnych i rozlewnych.

- SNOF. Głównym wyróżnikiem modelu nowcastingu pola opadu SNOF (*Spectral Nowcasting with Optical Flow*) jest przeprowadzanie separacji obiektów meteorologicznych na podstawie ich skali przestrzennej. Jest to realizowane za pomocą 2-wymiarowej analizy fourierowskiej, która rozdziela pole opadu na poszczególne warstwy, z których każda zawiera obiekty o innej skali – warstwy te korespondują z charakterem zjawisk zachodzących w polu opadu, zwłaszcza konwekcyjnych. W poszczególnych warstwach wykonywana jest oddzielnie prognoza ekstrapolacyjna opadu, przy zastosowaniu metody *optical flow*, a następnie przeprowadza się łączenie tych warstw ponownie w jedno prognozowane pole opadu. Ewolucja pola opadu jest obliczana też odrębnie w każdej warstwie modelem autoregresyjnym drugiego rzędu AR(2) (Bowler i in. 2006).

Przykład prognozy nowcastingowej wykonany dla centralnej, czyli najbardziej zurbanizowanej i zindustrializowanej części województwa śląskiego, w której znajduje się m.in. aglomeracja katowicka, pokazano na rys. 3.



Rys. 3. Przykład prognozy nowcastingowej wygenerowanej systemem SEiNO 12.07.2016 roku z godz. 19 na 20 UTC: a) analiza pola opadu z godz. 19; b) prognoza deterministyczna wygenerowana modelem INCA-PL2 na godz. 20; c) analiza pola opadu z godz. 20 weryfikująca prognozę. Przykład wykonano dla centralnej części województwa śląskiego, obejmującej aglomerację katowicką

Tablica 1

Modele nowcastingu opadów wchodzące do systemu SEiNO

Model	INCA-PL 2	SCENE	SNOF
Źródła pomocniczych danych wejściowych	–	Sieć radarowa, Meteosat, model mezoskalowy, system detekcji wyładowań	–
Sposób ekstrapolacji pola opadu	Ekstrapolacja metodą TREC	Ekstrapolacja pola opadu własnym algorytmem oraz ekstrapolacja obiektowa stosowana do obiektów konwekcyjnych	Ekstrapolacja metodą <i>optical flow</i> poszczególnych warstw związanych ze skalą przestrzenną obiektów
Uwzględnienie struktury przestrzennej pola opadu	Nie	Detekcja obszarów konwekcji oraz klasyfikacja struktur opadowych	Analiza spektralna pola opadu: podział na warstwy związane ze skalą przestrzenną obiektów
Uwzględnienie ewolucji pola opadu	Nie	Konceptualne modele ewolucji dla poszczególnych struktur opadowych	Zastosowanie modelu autoregresyjnego AR(2)
Stan zaawansowania	Działający operacyjnie	W trakcie rekaliibracji	W trakcie testów algorytmów

4.3. Łączenie prognoz

Kolejnym etapem w działaniu systemu SEiNO jest łączenie prognoz z poszczególnych modeli nowcastingu (INCA-PL2, SCENE i SNOF) z prognozami z mezoskalowych modeli numerycznych w wersjach o największej rozdzielczości przestrzennej: COSMO (2,8 km) i AROME (2,5 km).

Idea łączenia prognoz nowcastingowych i mezoskalowych bierze się z obserwacji pokazanej schematycznie na rys. 2, że te dwa rodzaje dają lepsze prognozy w różnych zakresach czasu wyprzedzenia. Odbywa się to na podstawie analizy ich sprawdzalności w poprzednich krokach obliczeniowych, wyznaczanej przez moduł generowania statystyk, oraz ustalanie wag poszczególnych rodzajów prognoz zależnie od czasu wyprzedzenia.

Trwają prace nad przystosowaniem modelu COSMO do wymogów dotyczących rozdzielczości prognoz opadu jako danych wejściowych do modeli opad-odpływ dla terenów zurbanizowanych. Docelowo będzie ona wynosić ok. 1 km i 10 min, z czasem wyprzedzenia do 36 godzin. Należy jednak mieć na uwadze, że rzeczywista rozdzielczość przestrzenna tych prognoz zależy od rozdzielczości warunków początkowych wyznaczanych dla modelu. Zatem niezbędna jest efektywna asymilacja danych radarowych, co stanowi odrębne zagadnienie badawcze (Jaku-biak i in. 2014).

4.4. Generowanie prognoz probabilistycznych

Prognozy zazwyczaj są generowane przez modele deterministyczne i prezentowane w postaci map konkretnych wartości natężenia lub określonej sumy opadu. Ta wygodna dla użytkownika forma nie uwzględnia jednak informacji o niepewności prognoz, która w przypadku pola opadu, szczególnie przy zjawiskach konwekcyjnych, zazwyczaj jest duża. W związku z tym za bardziej poprawne uważa się prognozy probabilistyczne, uwzględniające niepewność zarówno w danych wejściowych do modelu, jak i błędy w samych algorytmach modelu.

Metodyka opiera się na założeniu, że w każdym pikselu do wartości opadu dodawane są zaburzenia o wartościach zależnych od jakości danych w tym pikselu:

$$R_i(t_0 + \Delta t, x) = R(t_0 + \Delta t, x) + \delta_i(t_0 + \Delta t, x) \quad (2)$$

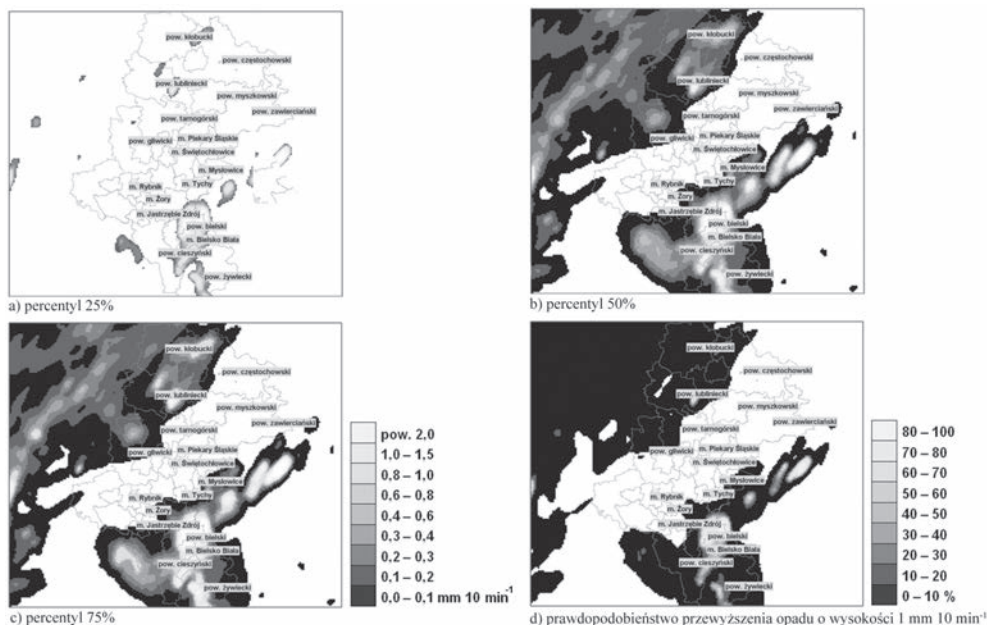
gdzie: R_i – opad w i -tym elemencie wiązki; R – opad wyznaczony deterministycznie; δ_i – zaburzenie opadu w i -tym elemencie; t_0 – czas wygenerowania prognozy; Δt – czas wyprzedzenia prognozy; x – położenie piksela.

Punktem wyjścia do generowania takich prognoz w systemie SEiNO jest ilościowa ocena jakości prognoz, wyrażana liczbowo wskaźnikiem QI . Pola zaburzeń są wyznaczone na podstawie macierzy kowariancji błędów estymacji pola opadu (Germann i in. 2009) wyznaczonej w sposób dynamiczny z pól QI . Z tej macierzy metodą dekompozycji Cholesky’ego, korzystając z wektora białego szumu, wyznacza się elementy wektora δ , zaburzającego pole opadu. W ten sposób uzyskuje się wymaganą liczbę równoprawdopodobnych prognoz pola opadu, czyli wiązkę (Silvestro i in. 2015), której rozrzut wynika z jakości danych w poszczególnych pikselach.

Takie wiązki prognoz mogą być złożone z różnej liczby, np. 50 elementów. Jednak nadal nie jest to wygodny sposób prezentacji danych, zatem wygenerowane wiązki służą do tworzenia bardziej syntetycznej informacji przez jej wyrażenie za pomocą ustalonej funkcji gęstości prawdopodobieństwa (Szturc i in. 2008). Najczęściej do wyznaczania prawdopodobieństwa opadu stosuje się rozkład gamma ze względu na jego kształt odpowiadający uzyskiwanym empirycznie histogramom:

$$PDF(R) = \frac{b^p}{\Gamma(p)} R^{p-1} e^{-bR} \quad (3)$$

gdzie: R – opad jako zmienna losowa; Γ – funkcja gamma; p i b – parametry rozkładu ($p, b > 0$). Zagadnienie wyznaczania tego rozkładu jest kluczowe dla prezentacji prognoz probabilistycznych – dokonuje się tego przez optymalizację parametrów rozkładu tak, by najlepiej dopasować go do danych empirycznych.



Rys. 4. Przykład probabilistycznej prognozy nowcastingowej wygenerowanej systemem SEiNO 12.07.2016 roku z godz. 19 na 20 UTC: a-c) percentyle funkcji gęstości prawdopodobieństwa opadu 25%, 50% i 75%; d) rozkład przestrzenny prawdopodobieństwa przewyższenia opadu o wysokości 1 mm w ciągu 10 min

Bazując na znajomości rozkładu opadu, prognozy można przedstawiać w jednej z dwóch postaci: (a) jako zestaw percentyli tego rozkładu (np. 5, 25, 50, 75 i 95%), (b) przez prawdopodobieństwo przewyższenia określonych wysokości opadu (np. 10 mm h⁻¹). Obydwa te sposoby nadal mogą być kłopotliwe dla użytkownika, jednak zapobiegają powstaniu złudnego wrażenia dużej precyzji prognozy, powstającego przy korzystaniu z prognoz deterministycznych.

W systemie SEiNO generowanie probabilistycznych (wiązkowych) analiz i prognoz opadu odbywa się w module PROB na podstawie dynamicznej informacji ilościowej o ich jakości.

Na rys. 4 pokazano przykład prognozy probabilistycznej dla aglomeracji katowickiej (rys. 3). Dla prognozy deterministycznej (rys. 3b) przedstawiono prognozy probabilistyczne zarówno w postaci pakietu percentyli rozkładu prawdopodobieństwa opadu (25, 50 i 75%) (rys. 4a-c), jak i prawdopodobieństwa przewyższenia założonej wysokości opadu (1 mm 10 min⁻¹) (rys. 4d).

4.5. Obliczanie statystyk

Ponieważ monitorowana na bieżąco sprawdzalność prognoz stanowi jeden z najważniejszych czynników oceny ich jakości, moduł STAT dokonuje tych analiz na każdym etapie przetwarzania informacji opadowej. Sprawdzalność prognoz jest wyznaczana oddzielnie dla każdego czasu wyprzedzenia przez porównanie prognoz z odpowiednimi analizami i danymi deszczomierzowymi; stosuje się określony zestaw kryteriów jakości ciągłych i kategoriycznych (opartych na tabeli wielodzielczej) (Gilleland i in. 2010). Niektóre charakterystyki statystyczne uwzględniają przestrzenną i czasową odległość między zjawiskiem prognozowanym a obserwowanym.

5. PODSUMOWANIE

System SEiNO stanowi całościowy zestaw aplikacji przetwarzania danych opadowych, łącznie z generowaniem prognoz, którego ideą jest wykorzystanie zaawansowanych, efektywnych algorytmów.

Na podstawie analizy właściwości pól prognostycznych generowanych przez system SEiNO można dokonać pewnych spostrzeżeń dotyczących zastosowania nowcastingu do prognozowania intensywnych opadów – (i) prognozy hydrogramu odpływu ze zlewni zurbanizowanych i górskich podczas wezbrań spowodowanych gwałtownymi opadami wymagają szybkiego generowania analiz i prognoz pola opadu z najwyższą dostępną rozdzielczością przestrzenną i czasową; (ii) prognozy nowcastingowe, zapewniające dobrą jakość prognoz chociaż dla krótkich czasów wyprzedzenia, są jednym z najistotniejszych elementów w systemach osłony przeciwpowodziowej, zwłaszcza w przypadku małych zlewni o powierzchniach do 1 tys. km²; (iii) wymaga to stosowania najbardziej zaawansowanych technicznie systemów pomiarowych oraz metod przetwarzania danych. W obu tych dziedzinach notuje się ciągły postęp, jednak wciąż pozostaje wiele do zrobienia, jeśli chodzi o jakość estymacji pola opadu oraz jego prognoz.

SYSTEM OF ESTIMATION AND NOWCASTING OF PRECIPITATION (SEiNO) GENERATING DATA OF HIGH SPATIAL AND TEMPORAL RESOLUTION

Summary

System of Estimation and Nowcasting of Precipitation SEiNO is being developed at Institute of Meteorology and Water Management – National Research Institute. Its aim is to provide na-

tional meteorological and hydrological service with comprehensive operational tools for real-time high-resolution analyses and forecasts of precipitation field.

The system consists of numerical models for: (i) precipitation field analysis (estimation), (ii) precipitation nowcasting, i.e. extrapolation forecasting for short lead times, (iii) generation of probabilistic nowcasts based on quality of data and forecasts.

The precipitation estimation is performed by conditional merging of different inputs, including telemetric rain gauges, weather radar data, and Meteosat information, which is based on quantitative quality information (quality index). Nowcasts are generated by three numerical models employing different approaches to take account of all possible aspects of convective phenomena. Probabilistic forecasts are computed based on analyses of quality information determined in real-time.

The SEiNO system is still under development in some elements and will be modernised continuously along with the progress in measurement techniques and advanced methods of meteorological data processing.

BIBLIOGRAFIA

- Bowler N.E., Pierce C.E., Seed A.W., 2006, *STEPS: A probabilistic precipitation forecasting scheme which merges an extrapolation nowcast with downscaled NWP*, Quarterly Journal of the Royal Meteorological Society, 132 (620), 2127-2155, DOI: 10.1256/qj.04.100
- Cremonini R., Moisseev D., Chandrasekar V., 2016, *Airborne laser scan data: a valuable tool to infer partial beam-blockage in urban environment*, Atmospheric Measurement Techniques, w druku, DOI: 10.5194/amt-2016-76
- Einfalt T., Szturc J., Ośródka K., 2010, *The quality index for radar precipitation data: a tower of Babel?*, Atmospheric Science Letters, 11 (2), 139-144, DOI: 10.1002/asl.271
- Germann U., Berenguer M., Sempere-Tores D., Zappa M., 2009, *REAL – Ensemble radar precipitation estimation for hydrology in a mountainous region*, Quarterly Journal of the Royal Meteorological Society, 135 (639), 445-456, DOI: 10.1002/qj.375
- Gilleland E., Ahijevych A.A., Brown B.G., Ebert E.E., 2010, *Verifying forecasts spatially*, Bulletin of the American Meteorological Society, 91, 1365-1373, DOI: 10.1175/2010BAMS2819.1
- Golding B.W., 1998, *Nimrod: A system for generating automated very short range forecasts*, Meteorological Applications, 5 (1), 1-16, DOI: 10.1017/S1350482798000577
- Haiden T., Kann A., Wittmann C., Pistotnik G., Bica B., Gruber C., 2011, *The Integrated Nowcasting through Comprehensive Analysis (INCA) system and its validation over the Eastern Alpine Region*, Weather and Forecasting, 26, 166-183, DOI: 10.1175/2010WAF2222451.1

- Jakubiak B., Szturc J., Ośródka K., Jurczyk A., 2014, *Experiments with three-dimensional radar reflectivity data assimilation into the COAMPS model*, Meteorology Hydrology and Water Management, 2 (1), 43-54
- Jurczyk A., Ośródka K., Szturc J., 2012, *Convective cell identification using multi-source data*, IAHS Publications, 351, 360-365
- Kann A., Pistotnik G., Bica B., 2012, *INCA-CE: a Central European initiative in nowcasting severe weather and its applications*, Advances in Science and Research, 8, 67-75, DOI: 10.5194/asr-8-67-2012
- Lengfeld K., Clemens M., Münster H., Ament F., 2014, *Performance of high-resolution X-band weather radar networks – the PATTERN example*, Atmospheric Measurement Techniques, 7, 4151-4166, DOI: 10.5194/amt-7-4151-2014
- Michelson D.B., Lewandowski R., Szewczykowski M., Beekhuis H., Haase G., 2014, *EU-METNET OPERA weather radar information model for implementation with the HDF5 file format*, Version 2.2., OPERA Working Document WD_2008_03, dostępne online: http://www.eumetnet.eu/sites/default/files/OPERA_2008_03_WP2.1b_ODIM_H5_v2.1.pdf (10.08.2016)
- NWC SAF, 2013, *SAFNWC/MSG Basic Documents*, V. 2013., EUMETSAT NWC SAF Program, dostępne online: <http://www.nwcsaf.org/indexScientificDocumentation.html> (10.08.2016)
- Ośródka K., Szturc J., Jurczyk A., 2014, *Chain of data quality algorithms for 3-D single-polarization radar reflectivity (RADVOL-QC system)*, Meteorological Applications, 21 (2), 256-270, DOI: 10.1002/met.1323
- Pedersen L., Jensen N.E., Madsen H., 2010, *Calibration of Local Area Weather Radar – Identifying significant factors affecting the calibration*, Atmospheric Research, 97 (1), 129-143, DOI: 10.1016/j.atmosres.2010.03.016
- Silvestro F., Rebora N., Cummings G., Ferraris L., 2015, *Experiences of dealing with flash floods using an ensemble hydrological nowcasting chain: implications of communication, accessibility and distribution of the results*, Journal of Flood Risk Management (Early View), DOI: 10.1111/jfr3.12161
- Sinclair S., Pegram G., 2005, *Combining radar and rain gauge rainfall estimates using conditional merging*, Atmospheric Science Letters, 6 (1), 19-22, DOI: 10.1002/asl.85
- Szturc J., Ośródka K., Jurczyk A., Jelonek L., 2008, *Concept of dealing with uncertainty in radar-based data for hydrological purpose*, Natural Hazards and Earth System Sciences, 8 (2), 267-279
- Szturc J., Jurczyk A., Ośródka K., Struzik P., Otop I., 2014, *Estymacja pola opadu na powierzchni zlewni na podstawie danych z różnych źródeł i przestrzennej informacji o ich jakości*, Monografie Komitetu Gospodarki Wodnej PAN, 20 (2), 19-30

- Ten Veldhuis J.A.E., Ochoa-Rodriguez S., Bruni B., Gires A., van Assel J., Wang L., Reinoso-Rodinel R., Kroll S., Schertzer D., Onof C. Willems P., 2014, *Weather radar for urban hydrological applications: lessons learnt and research needs identified from 4 pilot catchments in North-West Europe*, [w:] Proceedings of International Symposium “Weather Radar and Hydrology”, Washington, 7-9 kwietnia, ASCE-EWRI, 1-10
- Zappa M., Beven K.J., Bruen M., Cofiño A.S., Kok K., Martin E., Nurmi P., Orfila B., Roulin E., Schröter K., Seed A., Szturc J., Vehviläinen B., Germann U., Rossa A., 2010, *Propagation of uncertainty from observing systems and NWP into hydrological models: COST-731 Working Group 2*, Atmospheric Science Letters, 11 (2), 83-91, DOI: 10.1002/asl.248

**Karolina MAZURKIEWICZ, Marcin SKOTNICKI,
Marek SOWIŃSKI**

Politechnika Poznańska
Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska

**OPRACOWANIE HIETOGRAMÓW
WZORCOWYCH NA POTRZEBY
SYMULACJI ODPLYWU
ZE ZLEWNI MIEJSKICH**

1. WSTĘP

Modele symulacyjne kanalizacji deszczowej wymagają wprowadzenia danych opadowych – mogą być to deszcze historyczne lub syntetyczne (Licznar 2009; Licznar, Schmitt 2010). W przypadku deszczy syntetycznych są to zazwyczaj hietogramy wzorcowe, budowane na bazie formuł empirycznych opisujących relację między czasem trwania opadu a jego średnim natężeniem lub skumulowaną wysokością (Kotowski i in. 2010). Hietogramy wzorcowe powinny odzwierciedlać cechy deszczy rzeczywistych – do najistotniejszych należy zmienność natężenia w czasie (DVWK 1984). Jednym z najpopularniejszych postaci hietogramu wzorcowego jest opad Eulera typu II (Schmitt, Thomas 2000), charakteryzujący się występowaniem maksymalnego natężenia po 30% całkowitego czasu trwania zdarzenia opadowego. W publikacji przedstawiono procedurę wyznaczania alternatywnej postaci hietogramu (Keifer, Chu 1957), wykorzystującą dane o skumulowanej wysokości deszczu. Celem prezentowanej analizy jest ocena wpływu kształtu hietogramu wzorcowego opracowanego proponowaną metodą na odpływ ze zlewni oraz porównanie wyników z wpływem powszechnie stosowanych hietogramów Eulera.

2. OPRACOWANIE HIETOGRAMU WZORCOWEGO

2.1. Podstawy teoretyczne metody

Metoda wyznaczania hietogramu wzorcowego Chicago została opisana w 1957 roku przez Keifera i Chu. Nazwa pochodzi od miasta Chicago, na terenie którego wykonywano pomiary parametrów opadów, których wyniki wykorzystano do stworzenia hietogramu. Charakteryzuje się on zmiennym chwilowym natężeniem oraz jednym szczytowym natężeniem (pikiem).

Wysokość deszczu P w czasie od rozpoczęcia opadu do danej chwili t można wyznaczyć jako sumę wysokości cząstkowych:

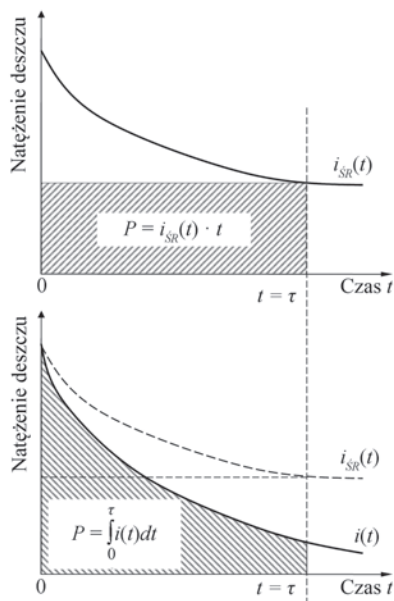
$$P = \int_0^{\tau} i(t) dt \quad (1)$$

gdzie: $i(t)$ – chwilowe natężenie deszczu [mm min^{-1}].

Jednocześnie wysokość deszczu w tym samym przedziale czasu jest równa iloczynowi średniego natężenia $i_{SR}(t)$ oraz czasu t :

$$P = i_{SR}(t) \cdot t \quad (2)$$

gdzie: $i_{SR}(t)$ – średnie natężenie deszczu w przedziale czasu t [mm min^{-1}].



Rys. 1. Graficzna interpretacja średniego i chwilowego natężenia opadu

W celu wyznaczenia równania krzywej opisującej przebieg chwilowego natężenia opadu, należy zróżniczkować równania (1) oraz (2) względem czasu t :

$$\frac{dP}{dt} = i(t) \quad (3)$$

$$\frac{dP}{dt} = \frac{d[i_{SR}(t) \cdot t]}{dt} \quad (4)$$

Przyrównując równania (3) i (4) otrzymuje się zależność na chwilowe natężenie deszczu:

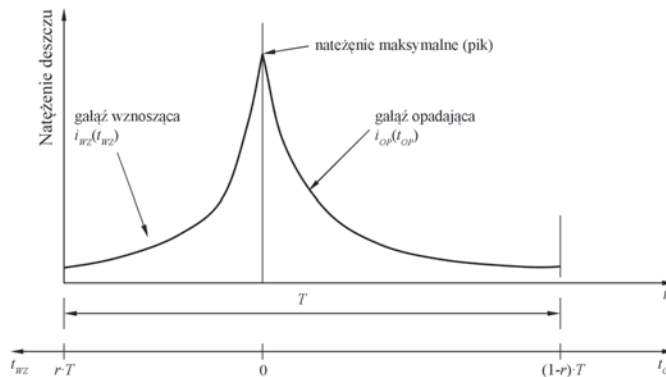
$$i(t) = \frac{d[i_{SR}(t) \cdot t]}{dt} \quad (5)$$

Kluczową charakterystyką hietogramu, obok wartości natężenia deszczu, jest położenie natężenia maksymalnego (piku). Uwzględnienie lokalizacji piku w konstrukcji hietogramu wymaga jego podziału na dwie niezależne części, nazywane gałęzią wznoszącą i opadającą (rys. 2). Suma czasu trwania obu gałęzi hietogramu jest równa całkowitemu czasowi trwania deszczu T . Wraz z podziałem hietogramu wprowadzone są nowe zmienne o wymiarze czasu, umożliwiające wyznaczenie chwilowego natężenia opadu w gałęzi wznoszącej i opadającej (rys. 2):

$$t_{WZ} = r \cdot t \quad (6)$$

$$t_{OP} = (1 - r) \cdot t \quad (7)$$

gdzie: r – wskaźnik położenia pików [-].



Rys. 2. Podział hietogramu na gałąź wznoszącą i opadającą oraz interpretacja zmiennych t_{WZ} oraz t_{OP}

Wskaźnik położenia piku jest wielkością bezwymiarową, informującą o położeniu piku w całkowitym czasie trwania deszczu względem rozpoczęcia opadu. W obliczeniach przyjęto $r = 0,4$. Wartość tę ustalono na podstawie danych literaturowych (Arnell 1982; Urcikán, Horváth 1984) uzupełnionych o analizę opadów zarejestrowanych w latach 2001-2012 na terenie miasta Poznania (wyniki niepublikowane).

Zmienna t_{WZ} przyjmuje wartości z zakresu od 0 do $r \cdot T$, a wartości zmiennej t_{OP} zmieniają się w przedziale od 0 do $(1-r) \cdot T$ (rys. 2). Powiązanie zmiennych t_{WZ} oraz t_{OP} z czasem t zapewnia zachowanie wysokości opadu w hietogramie wzorcowym, odpowiadającej iloczynowi $i_{SR}(T) \cdot T$. Po wprowadzeniu nowych zmiennych nie obowiązuje natomiast relacja, że w każdej chwili $t = t$ pole pod wykresem hietogramu jest równe wysokości opadu obliczonej jako iloczyn $i_{SR}(t) \cdot t$ (rys. 1).

2.2. Postać ciągła hietogramu wzorcowego

Dla określenia analitycznej postaci równań, opisujących ciągłą formę hietogramu wzorcowego (rys. 2a) konieczne jest obliczenie pochodnej w równaniu (5). W warunkach krajowych do wyznaczania wartości opadów wzorcowych zaleca się wykorzystywanie formuły Bogdanowicz i Stachý (1998). Zależność umożliwia obliczenie wysokości opadu skumulowanego P_{MAX} dla zadanego czasu trwania deszczu t i prawdopodobieństwa przewyższenia p . Podstawowe równanie formuły ma następującą postać:

$$P_{MAX}(t, p) = 1,42 \cdot t^{0,33} + \alpha(R, t) \cdot (-\ln p)^{0,584} \quad (8)$$

gdzie: R – region; położenie miejsca, dla którego wyznaczany jest opad na terenie Polski [-].

Bezpośrednie wykorzystanie formuły Bogdanowicz i Stachý w omawianej w publikacji metodzie opracowania hietogramu wzorcowego napotyka na dwa problemy. Przede wszystkim postać równania (8) nie jest jednakowa w całym zakresie czasu t , w którym zależność obowiązuje (od 5 min do 72 h). Wzory opisujące parametr położenia $\alpha(R, t)$ zmieniają się wraz ze wzrostem czasu trwania deszczu (Bogdanowicz, Stachý 1998). Poza tym minimalny czas trwania opadu, którego wysokość można obliczyć według wzoru (8), wynosi 5 min. Oznacza to, że średnie natężenie deszczu w przedziale od 0 do 5 min jest stałe.

Przekształcenie wysokości opadu skumulowanego w hietogram wzorcowy opisane w punkcie 2.1 wymaga, aby postać funkcji $i_{SR}(t)$ była jednakowa dla wszystkich

czasów $t \geq 0$. Maksymalny czas trwania deszczu jest limitowany przez ograniczenia danej formuły opisującej relację $i_{SR}(t)$ (w przypadku wzoru Bogdanowicz i Stachý są to 72 h). Z uwagi na opisane ograniczenia formuły Bogdanowicz i Stachý, na potrzeby publikacji przyjęto aproksymację bazowego równania (8) w przedziale czasu od 0 do 180 min za pomocą funkcji postaci:

$$i_{SR}(t) = \frac{a}{(t+b)^c} \quad (9)$$

Wartości liczbowe współczynników równania (9) oraz dopuszczalne zakresy ich wartości zestawiono w tabl. 1. Wybrano częstości przewyższenia opadu wykorzystywane do doboru przekrojów kanałów deszczowych (Kotowski 2015). Różnica wysokości opadu obliczonego za pomocą wzoru (8) oraz iloczynu $i_{SR}(t) \cdot t$, gdzie średnie natężenie ustalono według zależności (9), nie przekracza 5%.

Tablica 1

Wartości współczynników do równania (9)

Współczynnik		Częstość przewyższenia opadu [lata]		
oznaczenie	zakres wartości	2	5	10
a	$a > 0$	4,97	8,88	12,83
b	$b \geq 0$	1,64	4,38	6,07
c	$0 < c < 1$	0,67	0,71	0,75

W celu wyznaczenia postaci równania charakteryzującego chwilowe natężenie deszczu w hietogramie wzorcowym, należy obliczyć pochodną opisaną wzorem (5). Po podstawieniu zależności (9) do (5) i wykonaniu różniczkowania otrzymuje się:

$$i(t) = \frac{a \cdot (b+t-c \cdot t)}{(t+b)^{1+c}} \quad (10)$$

Transformacja wzoru (10) na równania gałęzi wznoszącej i opadającej hietogramu wiąże się z zastąpieniem zmiennej t zmiennymi t_{WZ} oraz t_{OP} , zgodnie z równaniami (6-7). Po podstawieniu uzyskuje się zależności umożliwiające obliczenie chwilowego natężenia deszczu $i_{WZ}(t_{WZ})$ w gałęzi wznoszącej oraz $i_{OP}(t_{OP})$ w gałęzi opadającej hietogramu:

$$i_{WZ}(t_{WZ}) = \frac{a \cdot \left(b + \frac{t_{WZ}}{r} - c \cdot \frac{t_{WZ}}{r} \right)}{\left(\frac{t_{WZ}}{r} + b \right)^{1+c}} \quad (11)$$

$$i_{OP}(t_{OP}) = \frac{a \cdot \left(b + \frac{t_{OP}}{1-r} - c \cdot \frac{t_{OP}}{1-r} \right)}{\left(\frac{t_{OP}}{1-r} + b \right)^{1+c}} \quad (12)$$

Zależności (11) oraz (12) zostały wykorzystane do sporządzenia dyskretnej postaci hietogramu wzorcowego (punkt 2.3).

2.3. Dyskretna postać hietogramu wzorcowego

Programy symulacyjne opad-odpływ wymagają wprowadzenia danych opadowych w formie dyskretnej, w postaci przedziałów czasu, w których natężenie deszczu jest stałe. Opracowanie dyskretnej postaci hietogramu wiąże się z podziałem całkowitego czasu trwania deszczu T na przedziały ΔT (rys. 3).

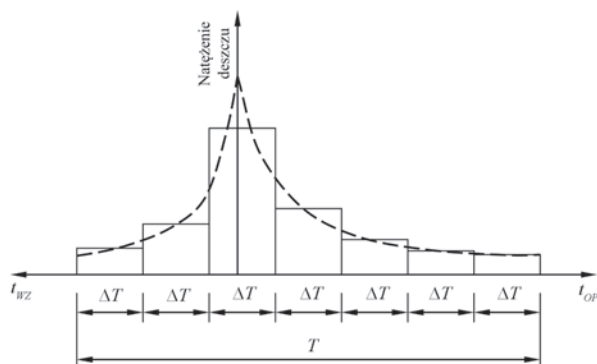
Wysokość opadu w danym przedziale ΔT jest równa polu pod wykresem funkcji charakteryzującej chwilowe natężenie deszczu (równania 11 oraz 12), obliczonemu między granicami poszczególnych przedziałów. Natężenie deszczu w każdym przedziale odpowiada ilorazowi wysokości opadu i szerokości przedziału. Do obliczenia wysokości opadu P wykorzystano zależności uzyskane na drodze całkowania funkcji opisujących chwilowe natężenie deszczu w gałęzi wznoszącej i opadającej hietogramu:

$$P_{WZ} = \frac{a \cdot t_{WZ}}{\left(\frac{t_{WZ}}{r} + b \right)^c} \quad (13)$$

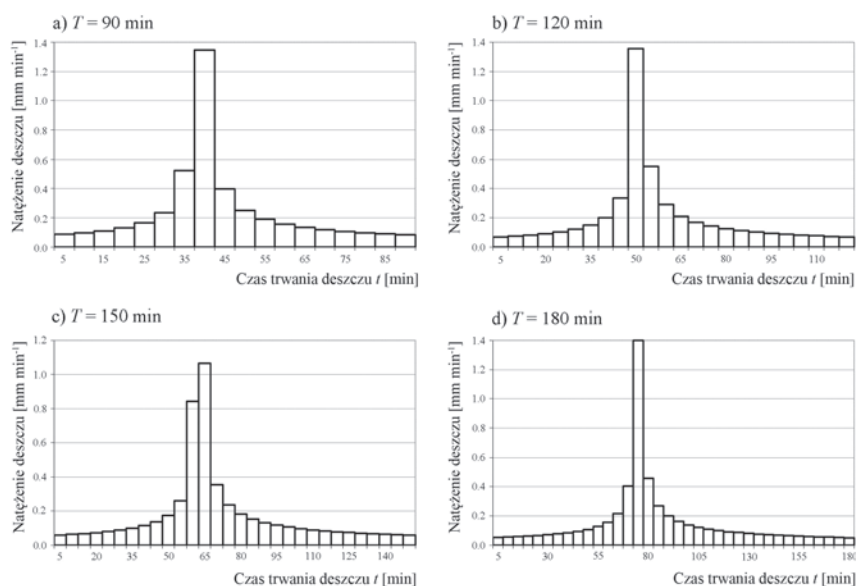
$$P_{OP} = \frac{a \cdot t_{OP}}{\left(\frac{t_{OP}}{(1-r)} + b \right)^c} \quad (14)$$

W zapisie równań (13) oraz (14) pominięto stałe całkowania, gdyż po uwzględnieniu warunków $t_{WZ} = 0$ i $t_{OP} = 0$ wartość obu stałych całkowania jest także równa 0.

Dla analiz odpływu ze zlewni opracowano hietogramy wzorcowe dla częstości przewyższenia 2 lata i czasach trwania od 15 do 180 min. Dla deszczy o czasach trwania do 1 godziny przyjęto przyrost czasu 15 min, dla opadów dłuższych przyrost wyniósł 30 min. Hietogramy te w dalszej części publikacji nazywane będą hietogramami Chicago. Przyjęto krok czasowy hietogramu ΔT równy 5 min. Wartości



Rys. 3. Schemat wyznaczania dyskretnej postaci hietogramu



Rys. 4. Hietogramy wzorcowe Chicago o całkowitych czasach trwania powyżej 60 min (częstość przewyższenia 2 lata)

natężenia deszczu w poszczególnych przedziałach hietogramów dla czasów trwania deszczu T od 15 do 60 min zestawiono w tabl. 2. Hietogramy dla dłuższych czasów T przedstawiono na rys. 4.

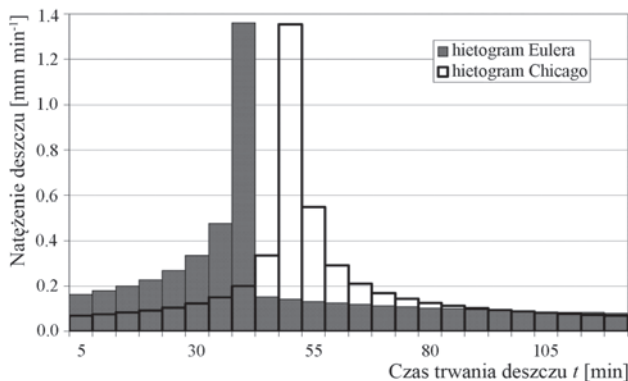
Hietogramy Chicago charakteryzują się zbliżonymi wartościami natężenia maksymalnego, niezależnie od czasu trwania deszczu. Różnice wynikają ze sposobu obliczania tego natężenia. W zależności od czasu trwania deszczu, przedział ΔT , zawierający maksymalne natężenie, obejmuje różne części gałęzi wznoszącej i opadającej hietogramu, które nie są symetryczne.

Tablica 2

Natężenia deszczu dla hietogramów Chicago o całkowitym czasie trwania od 15 min do 60 min i częstości przewyższenia 2 lata

Czas [min]	Natężenie deszczu w przedziałach hietogramu wzorcowego [mm min^{-1}]			
	$T = 15 \text{ min}$	$T = 30 \text{ min}$	$T = 45 \text{ min}$	$T = 60 \text{ min}$
5	0,523	0,216	0,150	0,118
10	1,346	0,404	0,200	0,143
15	0,397	1,398	0,336	0,187
20		0,458	1,356	0,292
25		0,270	0,550	1,214
30		0,201	0,292	0,706
35			0,211	0,319
40			0,170	0,223
45			0,144	0,176
50				0,148
55				0,129
60				0,115

W porównaniu do hietogramów Eulera (typu II), obliczonych dla tych samych czasów trwania i częstości przewyższenia (Schmitt 2000), hietogramy Chicago charakteryzują się innymi proporcjami części deszczu przed pikiem i za pikiem (rys. 5). Jest to szczególnie widoczne przy deszczach o dłuższych czasach trwania. W hietogramie Chicago opad jest rozłożony niemalże równomiernie po obu stronach piksu. W opadzie Eulera opisanym hietogramem większa część deszczu ma miejsce przed pikiem. Oba typy hietogramów charakteryzują się zbliżonymi wartościami maksymalnego natężenia opadu.



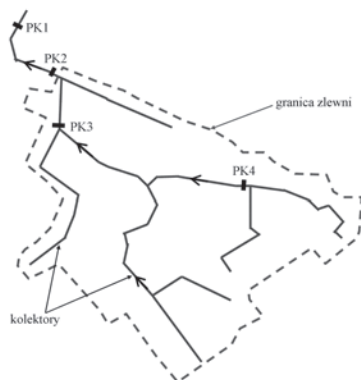
Rys. 5. Porównanie hietogramów Chicago i Eulera ($T = 120 \text{ min}$, częstość przewyższenia 2 lata)

3. OBLICZENIA ODPLYWU Z WYKORZYSTANIEM OPRACOWANYCH HIETOGRAMÓW

3.1. Zlewnia i jej model

Symulacje odpływu prowadzono z użyciem modelu komputerowego zlewni wykonanego w programie SWMM5.1 umożliwiającym obliczenia spływu powierzchniowego oraz przepływu w kanałach w warunkach nieustalonych (Rossman 2015). W modelu uwzględniono 82 odcinki kanałów oraz 55 zlewni cząstkowych. Powierzchnie zlewni cząstkowych oraz parametry modelu spływu powierzchniowego adoptowano z modelu zlewni kolektora „Piaśnicy” znajdującej się w Poznaniu i obejmującej teren zabudowy osiedlowej o wielkości $6,7 \text{ km}^2$. Obszar ten od 2006 roku jest objęty monitoringiem opadów i odpływu (Skotnicki, Sowiński 2007).

W modelu sieci kanalizacyjnej wykorzystywanym w publikacji zachowano istniejącą strukturę sieci, obejmującą podział na odcinki obliczeniowe oraz spadki dna kanałów. Średnice istniejących kanałów skorygowano, aby zapewnić warunki przepływu bezciśnieniowego dla deszczu o częstości przewyższenia 2 lata. Uniknięto w ten sposób deformacji kształtu hydrogramu odpływu (redukcji odpływu szczytowego), będącego wynikiem przepływu ciśnieniowego. Na sieci kanałów wyznaczono 4 przekroje kontrolne, w których analizowano hydrogramy odpływu (rys. 6).



Rys. 6. Lokalizacja wyznaczonych przekrojów kontrolnych na terenie zlewni

3.2. Zmienność hydrogramów odpływu

Wyniki symulacji dla hietogramów Chicago, wyznaczonych według proponowanej metody, porównano z wynikami dla hietogramów Eulera typu II, opracowanych dla tej samej częstości przewyższenia (2 lata) i wysokości skumulowanej (według formuły Bogdanowicz i Stachy).

Analizowano wielkość odpływu szczytowego Q_{MAX} w czterech przekrojach kontrolnych (rys. 6) w zależności od czasu trwania deszczu T . Wyniki zestawiono w tabl. 3 jako zmiany względne odniesione do wyników dla hietogramów Eulera:

$$\Delta Q = \frac{Q_{MAX_C}(T) - Q_{MAX_E}(T)}{Q_{MAX_E}(T)} \cdot 100 \quad (15)$$

gdzie: ΔQ – względna różnica odpływu szczytowego [%]; $Q_{MAX_C}(T)$ – odpływ szczytowy obliczony dla hietogramu Chicago o czasie trwania T [$\text{dm}^3 \text{s}^{-1}$]; $Q_{MAX_E}(T)$ – odpływ szczytowy obliczony dla hietogramu Eulera o czasie trwania T [$\text{dm}^3 \text{s}^{-1}$].

Tablica 3

**Różnice między odpływem szczytowym obliczonym
dla hietogramów Chicago oraz Eulera**

Czas trwania deszczu T [min]	Różnice odpływów szczytowych ΔQ [%] (równanie 15) w poszczególnych przekrojach kontrolnych			
	PK1	PK2	PK3	PK4
15	4,3	4,3	4,4	11,7
30	9,4	10,5	9,6	11,9
45	8,2	8,6	8,3	4,4
60	4,9	4,8	4,8	-1,1
90	2,8	2,5	2,5	-1,2
120	0,1	-1,6	0,0	-4,5
150	-0,4	-2,2	-0,5	-4,7
180	0,1	-1,6	0,0	-3,2

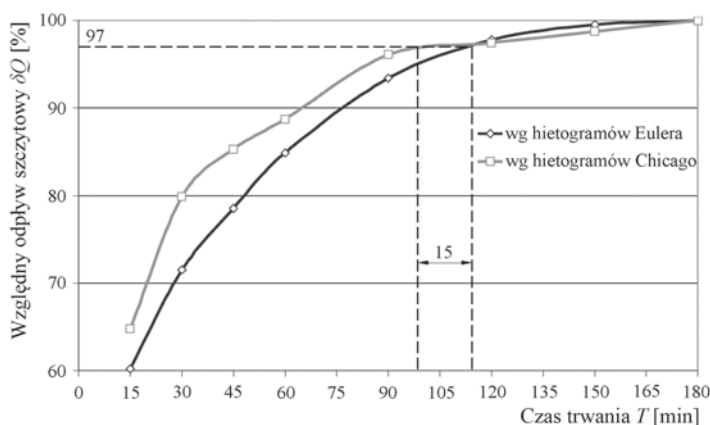
Odpływy szczytowe obliczone przy wykorzystaniu hietogramów Chicago dla krótkich czasów trwania deszczu są większe niż obliczone dla hietogramów Eulera typu II. Różnice nieznacznie przekraczają 10% (tabl. 3). Dla najdłuższych czasów trwania deszczu T odpływy szczytowe wywołane hietogramami Chicago są mniejsze od wywołanych deszczami opisanymi hietogramem Eulera. W przekrojach kontrolnych od PK1 do PK3 różnice te nie przekraczają 2,5%. W przekroju PK4 różnica jest większa i osiąga prawie 5%. Ponieważ przekrój ten obejmuje znacznie mniejszą powierzchnię zlewni niż pozostałe przekroje kontrolne (rys. 6), znaczenie wyników jest także mniej istotne. Można przyjąć, że dla całkowitego czasu trwania deszczu $T \geq 120$ min odpływy szczytowe generowane przez oba hietogramy są porównywalne.

Rysunek 7 przedstawia relację między czasem trwania deszczu T a względną wartością odpływu szczytowego δQ , uśrednioną dla wszystkich przekrojów kontrolnych:

$$\delta Q = \frac{Q_{MAX}(T)}{Q_{MAX}(T_{MAX})} \cdot 100 \quad (15)$$

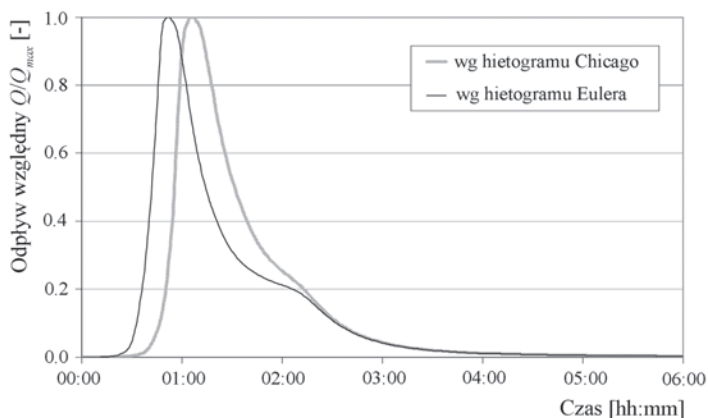
gdzie: δQ – względny odpływ szczytowy [%]; $Q_{MAX}(T)$ – odpływ szczytowy obliczony dla danego hietogramu i czasu trwania deszczu T [$\text{dm}^3 \text{s}^{-1}$]; $Q_{MAX}(T_{MAX})$ – odpływ szczytowy obliczony dla danego hietogramu i najdłuższego analizowanego czasu trwania T_{MAX} ($T_{MAX} = 180 \text{ min}$) [$\text{dm}^3 \text{s}^{-1}$].

Zbliżone wartości odpływu szczytowego osiągane są dla hietogramów Chicago o krótszych czasach trwania niż hietogramy Euler. Tendencja ta jest jednakowa we wszystkich analizowanych przekrojach kontrolnych. Przepływy o wartości do około 97% maksymalnego dla hietogramów Chicago osiągane są dla deszczu o czasie o około 15 min krótszym niż w przypadku deszczu opisanych hietogramem Euler. Oznacza to, że porównywalny odpływ jest generowany przez deszcz o mniejszej wysokości. Przedstawione wyniki wskazują na istotną rolę odwzorowania czasowej zmienności opadu w hietogramie wzorcowym.

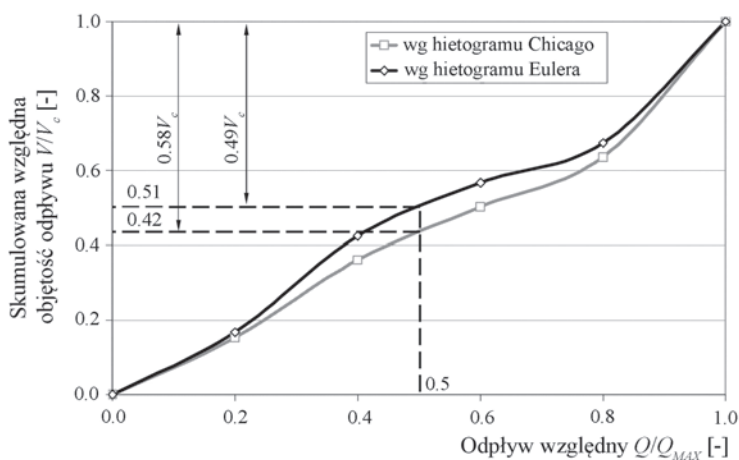


Rys. 7. Porównanie odpływu szczytowego generowanego przez hietogramy Chicago i Euler dla poszczególnych wartości całkowitego czasu trwania deszczu

Oceny wpływu opadu wzorcowego na hydrogram odpływu dokonano na podstawie wyników symulacji w przekroju PK3 dla hietogramów Chicago i Euler o czasie trwania $T = 120 \text{ min}$ (rys. 8). Wartości przepływu wyrażono w formie bezwymiarowej, odniesionej do wartości odpływu szczytowego. Zgodnie z wynikami prezentowanymi w tabl. 3, dla wybranego przykładu odpływy szczytowe w obu hydrogramach są jednakowe. Odpływ szczytowy wywołany hietogramem Chicago pojawia się później niż wywołany hietogramem Euler, co jest związane z inną lokalizacją piku w obu opadach wzorcowych.



Rys. 8. Przykładowe hydrogramy odpływu



Rys. 9. Relacja między objętością odpływu a wielkością przepływu

Oba hydrogramy odpływu różnią się także relacją między objętością odpływu a wartością przepływu (rys. 9), będącą rezultatem innych proporcji opadu przed pikiem i po pikie w analizowanych hietogramach. W hydrogramie wywołanym deszczem Chicago, w porównaniu z hydrogramem generowanym przez hietogram Eulera, większa objętość odpływu ma miejsce dla przepływów o dużych wartościach. Przedstawiona na rys. 9 zależność dotyczy hydrogramów zilustrowanych na rys. 8. Przykładowo, dla przepływu względnego o wartości powyżej $0,5Q_{MAX}$ w przypadku hydrogramu wywołanego deszczem opisanym hietogramem Chicago przypada 0,58 całkowitej objętości odpływu V_c . W przypadku hydrogramu wywołanego hietogramem Eulera jest to $0,49V_c$. Różnica ta jest istotna z punktu widzenia analiz funkcjonowania zbiorników retencyjnych

na sieciach kanalizacyjnych oraz zrzutów przez przelewy burzowe. Obciążenie zlewni opadem opisanym hietogramem Chicago będzie skutkowało większą objętością zrzutu przez przelew.

4. PODSUMOWANIE

Wyniki zaprezentowane w publikacji wskazują na istotny wpływ kształtu hietogramu na wyniki symulacji odpływu. Odpływy szczytowe i czasy ich osiągnięcia generowane przez hietogramy Chicago i Eulera różnią się mimo zbliżonych wartości maksymalnego natężenia deszczu w obu hietogramach. Można stwierdzić, że charakterystyki hydrogramu odpływu są zależne nie tylko od maksymalnego natężenia opadu, ale także od jego lokalizacji w hietogramie (położenia piku) oraz wielkości deszczu przed i po piku. Hietogramy Chicago generują odpływy szczytowe porównywalne z wywołanymi hietogramami Eulera przy mniejszej wysokości opadu. Hydrogramy generowane przez analizowane hietogramy różnią się rozkładem objętości odpływu. W przypadku odpływu wywołanego hietogramami Chicago większa objętość odpływu przypada na przepływy o większej wartości. Oznacza to, że wykorzystanie hietogramów Chicago do obliczeń symulacyjnych zlewni miejskich będzie zapewniało mniej korzystne warunki funkcjonowania sieci kanalizacyjnej i w konsekwencji zapewni większe bezpieczeństwo działania systemu odprowadzania wód opadowych. Hietogramy Chicago mogą zastąpić hietogramy Eulera lub stanowić ich uzupełnienie. W dalszych badaniach należałoby dokonać analizy wpływu hietogramu wzorcowego Chicago na charakterystyki odpływu ze zlewni w warunkach przeciążenia hydraulicznego w czasie obliczania nadpiętrzeń i zalania terenu.

THE SYNTHETIC PATTERN HYETOGRAPH EVALUATION FOR SIMULATION OF RUNOFF FROM AN URBAN CATCHMENT

Summary

In the paper the procedure of synthetic pattern hyetograph evaluation used in rainfall-runoff simulation model is presented. The depth of cumulated rainfall is computed from IMGW formula developed by Bogdanowicz and Stachý. Evaluation of the pattern hyetograph is based on the procedure described by Keifer and Chu for Chicago and hence it known as Chicago hydrograph. The comparison of simulation results of outflow from an exemplary urban catchment generated by a synthetic rainfall modeled by described hyetograph and Euler type II hyetograph is presented. The transformation of rainfall into runoff has been achieved us-

ing the computer package SWMM 5.1. For comparison purpose synthetic hyetographs have been evaluated for time duration changing from 15 min to 180 min. It has been found that for rainfall duration shorter than 2 hours in case of exemplary catchment Chicago hyetographs generate higher peak flows than Euler hyetographs of relevant rainfall depth and duration. Peak flows of given magnitude are reached for Chicago hyetographs evaluated for shorter time duration than Euler hyetographs. Based on this observations it is justified to formulate a hypothesis that loading of catchment with rainfall modeled by Chicago hyetograph results in assuring higher level of safety for storm sewer dimensioning than loading this catchment with rainfall modeled by Euler hyetograph.

BIBLIOGRAFIA

- Arnell V., 1982, *Rainfall data for the design of sewer pipe systems; with the supplement: Description and Validation of the CTH-Urban Runoff Model*, Report Series A: 8, Chalmers University of Technology, Department of Hydraulics, Goteborg, Szwecja
- Bogdanowicz E., Stachý J., 1998, *Maksymalne opady deszczu w Polsce. Charakterystyki projektowe*, Materiały Badawcze IMGW. Seria Hydrologia i Oceanologia, 23, 85 s.
- DVWK, 1984, *Arbeitsanleitung zur Anwendung Niederschlag-Abflub-Modellen in kleinen Einzugsgebieten. Regeln 113, Teil II: Synthese*, Deutscher Verband für Wasserwirtschaft und Kulturbau, Verlag Paul Parey, Hamburg, Niemcy, 34 s.
- Keifer C.J., Chu H.H., 1957, *Synthetic rainfall pattern for drainage design*, ASCE Journal of the Hydraulics Division, 83 (HY4), 1-25
- Kotowski A., Kaźmierczak B., Danciewicz A., 2010, *Modelowanie opadów do wymiarowania kanalizacji*, Studia z Zakresu Inżynierii, 68, 170 s.
- Kotowski A., 2015, *Podstawy bezpiecznego wymiarowania odwodnień terenów. Tom 1. Sieci kanalizacyjne*, Wydawnictwo Seidel-Przywecki Sp. z o.o., Warszawa, 400 s.
- Licznar P., 2009, *Potrzeba wykorzystania syntetycznych danych opadowych dla modelowania sieci kanalizacji deszczowej i ogólnospławnej*, Gaz Woda i Technika Sanitarna, 6, 19-24
- Licznar P., Schmitt G.T., 2010, *Weryfikacja możliwości generowania syntetycznych szeregów opadowych dla hydrodynamicznego modelowania sieci kanalizacyjnych na podstawie danych niemieckich*, Gaz Woda i Technika Sanitarna, 3, 10-15
- Rossman L.A., 2015, *Storm Water Management Model User's Manual Version 5.1*, United States Environmental Protection Agency, EPA/600/R-14/413b, 353 s., dostępne online: <http://innovyze.com/products/swmm/download/ZyPDF.pdf> (14.07.2016)
- Schmitt T.G., 2000, *Komentarz do ATV-A118. Hydrauliczne wymiarowanie systemów odwadniających*, Wydawnictwo Seidel-Przywecki Sp. z o.o., Warszawa

- Schmitt T.G., Thomas M., 2000, *Rechnerischer Nachweis der Überstauhäufigkeit auf der Basis von Modellregen und Starkregenserien*, Korrespondenz Abwasser, 47, 63-69
- Skotnicki M., Sowiński M., 2007, *Pomiary opadów i odpływu dla potrzeb modelowania zlewni miejskiej*, [w:] *Pomiary hydrauliczne w inżynierii środowiska*, Zeszyt monograficzny, 4, 63-71
- Urcikán P., Horváth J., 1984, *Synthetic design storm and its relation to Intensity-Duration-Frequency Curves*, Water Science & Technology, 16 (8-9), 69-83

Przemysław TOMALSKI

Uniwersytet Łódzki
Wydział Nauk Geograficznych

SEZONOWA ZMIENNOŚĆ STANÓW WÓD PODZIEMNYCH W DOLINIE SOKOŁÓWKI (ŁÓDŹ)

1. WSTĘP

Warunki występowania wód podziemnych na terenach zurbanizowanych są bardzo zróżnicowane (Hiscock 2008). Dominuje pogląd, że w wyniku uszczelnienia dużych powierzchni i funkcjonowania sieci kanalizacji deszczowej zwierciadło wód podziemnych jest wyraźnie obniżone. Małe ciekі mogą tracić kontakt hydrauliczny z wodami podziemnymi, a nawet zmieniać swój charakter z obiektów stale funkcjonujących na okresowe czy epizodyczne. Sytuacja taka ma miejsce również w Łodzi, gdzie we wschodniej części miasta, w pobliżu działu wodnego I rzędu znajdują się głównie ciekі funkcjonujące okresowo. Obniżenie zwierciadła wód podziemnych miało tu jednak nieco inną przyczynę, związaną z wytworzeniem leja depresyjnego w zbiornikach jurajskich i krasowych pod miastem, mających kontakt hydrauliczny z płytkimi wodami czwartorzędowymi (Jokiel, Maksymiuk 1999).

Relatywnie najkorzystniejsze warunki występowania płytkich wód podziemnych występują w dolinach cieków ze względu na mały stopień uszczelnienia powierzchni i dopływ wód z obszaru wysoczyzny. Im głębiej wcięta w wysoczyznę dolina ciekі, tym dopływ ten może być większy. Zwiększa się również prawdopodobieństwo nacięcia głębiej położonych warstw wodonośnych. Na obszarach silnie zurbanizowanych typowy związek hydrauliczny między wodami rzecznyymi a wodami podziemnymi może być jednak zaburzony. Sytuacja taka ma miejsce choćby w centralnej części zlewni Sokołówki w Łodzi (Bartnik, Tomalski 2012). Ukształ-

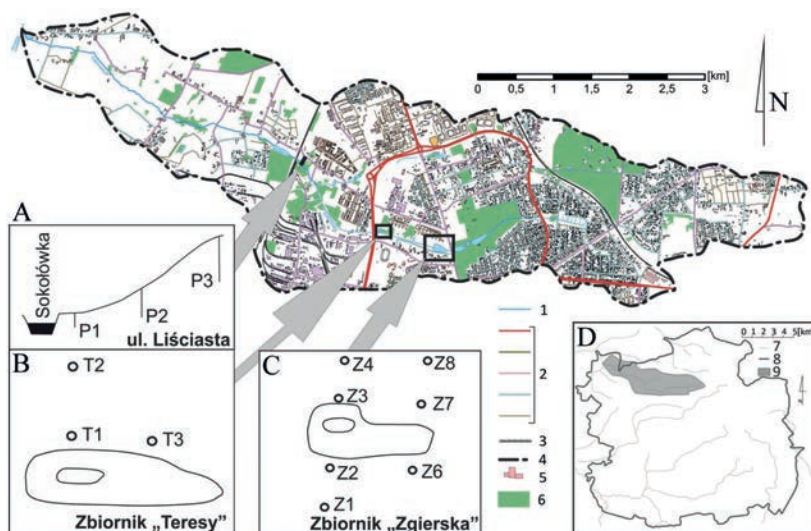
towanie zwierciadła wody podziemnej w bezpośrednim sąsiedztwie cieku wygląda tu naturalnie (spadek zwierciadła w kierunku cieku), jednak w miarę oddalania się od rzeki zauważalne jest wyraźne jego obniżanie. Na jednym z odcinków dochodzi nawet do ucieczki wody z cieku do wód podziemnych. Prowadzi to zapewne do zmniejszenia odpływu podziemnego. Dla małych rzek okolic Łodzi wynosi on od niespełna $3 \text{ dm}^3 \text{ s}^{-1} \text{ km}^{-2}$ do ponad $6 \text{ dm}^3 \text{ s}^{-1} \text{ km}^{-2}$ (Jokiel, Tomalski 2005). Dla Sokołówki wstępne szacunki wskazują, że w profilu zamykającym zlewnię badawczą odpływ nie jest wyższy niż $2 \text{ dm}^3 \text{ s}^{-1} \text{ km}^{-2}$.

W związku ze zdiagnozowanymi zmianami występowania wód podziemnych w dolinie Sokołówki postanowiono sprawdzić, czy zmianie uległa również dynamika zwierciadła wód podziemnych, a w szczególności zmienność sezonowa. W badaniach porównawczych ważne jest, aby stosowane metody były zbliżone bądź (najlepiej) jednakowe. W związku z tym zidentyfikowane podstawowe miary zmienności sezonowej skonfrontowano z analogicznymi miarami obliczonymi dla centralnej Polski (Tomalski 2011). Metodyka określania zmienności sezonowej była tam identyczna, a opisywane poziomy wodonośne niepoddane presji działalności człowieka. Pozwoli to stwierdzić, czy roczny bieg zmian zwierciadła wody podziemnej w poziomach wodonośnych w dolinie Sokołówki ma charakter quasi-naturalny (taki jak w centralnej Polsce) czy może został przekształcony w wyniku wielokierunkowych działań prowadzonych przez człowieka w samej dolinie oraz jej otoczeniu.

2. OBSZAR I METODY BADAŃ

Zlewnia Sokołówki położona jest niemal w całości na obszarze Łodzi. Rzeka bierze swój początek w północno-wschodniej części miasta w okolicy byłej wsi Różki i płynie mniej więcej równoleżnikowo, uchodząc do Bzury tuż poza granicami miasta (rys. 1). Powierzchnia zlewni zamkniętej wodowskazem w Sokołowie to nieco ponad 19 km^2 (Bartnik i in. 2008). Górną i środkową jej część budują gliny zwałowe, dolną zaś – piaski wodnolodowcowe. Na znacznej części zlewni osady te przykryte są warstwą „osadów antropogenicznych” ograniczających odnawialność zasobów wód podziemnych. Obszary zurbanizowane zajmują w zlewni 47% powierzchni, lasy i parki – 19%, a użytki rolne – 23%. Zabudowa koncentruje się w środkowej i górnej części, podczas gdy najmniej przekształcone obszary użytkowane rolniczo – w dolnej.

Analizę sezonowej i wieloletniej zmienności położenia zwierciadła wód podziemnych w dolinie Sokołówki przeprowadzono w oparciu na niemal 4-letnich ciągach (maj 2008 – marzec 2012) obserwacji prowadzonych w trzech rejonach zlewni.



Rys. 1. Lokalizacja zlewni Sokołówki i piezometrów pomiarowych na tle użytkowania terenu (Bartnik i in. 2008; zmienione); objaśnienia: 1 – rzeki, 2 – drogi, 3 – koleje, 4 – dział wodny, 5 – budynki, 6 – lasy i parki; A – lokalizacja piezometrów w okolicy ulicy Liściastej; B – lokalizacja piezometrów w okolicy zbiornika „Teresy”; C – lokalizacja piezometrów w okolicy zbiornika „Zgierska”; D – lokalizacja zlewni Sokołówki w Łodzi: 7 – ciek, 8 – granice miasta, 9 – zlewnia Sokołówki

W dwu z nich w toku wcześniejszych badań (Bartnik, Tomalski 2012) zidentyfikowano zmiany związku hydraulicznego wód powierzchniowych z podziemnymi (obszary B i C na rys. 1), w jednym natomiast związek ten miał typowy charakter (obszar A). W analizach wykorzystano średnie miesięczne stany wody ze względu na różną częstotliwość wykonywania pomiarów (co dwa tygodnie lub co miesiąc). W związku z relatywnie krótką serią pomiarową należy mieć świadomość, że błąd oszacowania wyników jest podwyższony, a płynące z analizy wnioski z konieczności należy traktować ostrożnie.

Szeregi czasowe średnich miesięcznych głębokości do wody (H_{sr}) we wszystkich otworach pomiarowych zostały przeliczone na rzędne zwierciadła wody podziemnej (R_{sr}). W ten sposób największe wartości będą odpowiadać najwyższemu położeniu zwierciadła wody podziemnej. Następnie dla wszystkich poziomów wodonośnych obliczono charakterystyki zmienności sezonowej zaproponowane przez C.G. Markhama (1970): *indeks sezonowości (IS)* i *wskaźnik pory koncentracji (WPK)*. Obie miary powstają przy założeniu, że wielkość analizowanej zmiennej w miesiącu i jest reprezentowana przez wektor (r_{si}) o długości proporcjonalnej do wartości tej zmiennej i kącie nachylenia (α_{si}), uzależnionym od położenia środka danego miesiąca względem początku roku hydrologicznego:

$$\alpha_{Si} = \frac{360 \cdot L_s}{365} \quad (1)$$

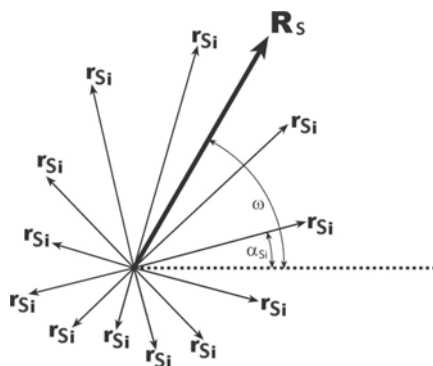
gdzie: α_{Si} – kąt nachylenia wektora r_{Si} dla wartości miesięcznych; L_s – liczba dni między początkiem roku hydrologicznego a środkiem danego miesiąca.

W wyniku zastosowania tej procedury powstaje 12 wektorów, dla których można wyznaczyć wektor wypadkowy R_s o module $|R_s|$ i kierunku ω (rys. 2). Dzieląc długość wektora wypadkowego $|R_s|$ przez sumę długości wektorów cząstkowych $|r_{Si}|$, uzyskujemy natomiast indeks sezonowości – IS :

$$IS = \frac{|R_s|}{\sum_{i=1}^{365} |r_{Si}|} \cdot 100\% \quad (2)$$

gdzie: IS – indeks sezonowości; R_s – długość wektora wypadkowego z wektorów r_{Si} ; r_{Si} – wektor odpowiadający średniej wartości cechy w i -tym miesiącu roku hydrologicznego.

Indeks sezonowości przyjmuje wartości z przedziału: 0-100%, a wraz z jego wzrostem rośnie stopień sezonowości badanej cechy. Warto zwrócić uwagę na to, że wartość 0 może się pojawić w dwóch przypadkach: kiedy występuje idealnie równomierne rozłożenie badanej cechy we wszystkich miesiącach (długość wszystkich 12 wektorów jest taka sama) lub wówczas, gdy zjawisko koncentruje się (występuje wyłącznie) w dwu przeciwstawnych miesiącach (przesuniętych względem siebie o pół roku, np. styczeń i lipiec).



Rys. 2. Idea konstrukcji wskaźników sezonowości Markhama; objaśnienia: R_s – długość wektora wypadkowego z wektorów r_{Si} ; r_{Si} – wektor odpowiadający średniej wartości cechy w i -tym miesiącu roku hydrologicznego, α_{Si} – kąt nachylenia wektora r_{Si} dla wartości średnich miesięcznych, ω – kąt nachylenia wektora wypadkowego R_s ; (Tomaszewski 2001, zmienione)

Drugą miarą zaproponowaną przez Markhama jest wskaźnik pory koncentracji WPK . Został on zdefiniowany jako kąt nachylenia wektora wypadkowego $R(\omega)$, i obliczany jest według wzoru:

$$WPK = \arctg \frac{\sum_{i=1}^{365} |r_{Si}| \cos \alpha_{Si}}{\sum_{i=1}^{365} |r_{Si}| \sin \alpha_{Si}} \quad (3)$$

gdzie: WPK – wskaźnik pory koncentracji; r_{Si} – wektor odpowiadający średniej wartości cechy w i -tym miesiącu roku hydrologicznego; α_{Si} – kąt nachylenia wektora r_{Si} dla wartości średnich miesięcznych.

Miara ta wyrażana jest w dobach względem początku roku hydrologicznego i wskazuje na miesiąc koncentracji zjawiska. Nie należy jej jednak utożsamiać z miesiącem, w którym pojawiają się największe wartości badanej zmiennej, bowiem na jej wielkość mają wpływ wszystkie miesiące roku.

Aby pokazać podobieństwo bądź różnice w przebiegu sezonowej zmienności wypełnienia poziomów wodonośnych, średnie miesięczne stany wody podziemnej przeliczone zostały na wartości standaryzowane, a następnie zestawione na jednym wykresie. Standaryzacja zmiennych polega tu na obliczeniu, o ile odchyłeń standardowych wartość i -tej zmiennej różni się od średniej (Tomalski, Tomaszewski 2015). Wartość standaryzowaną (ZSH) obliczamy według wzoru:

$$ZSH = \frac{x_i - \bar{S}rH_{sr}}{O_s H_{sr}} \quad (4)$$

gdzie: ZSH – zmienna standaryzowana średnich stanów wody; $O_s H_{sr}$ – odchylenie standardowe średnich miesięcznych stanów wody; x_i – wartość i -tej zmiennej H_{sr} ; $\bar{S}rH_{sr}$ – średnia arytmetyczna średnich miesięcznych stanów wody.

3. ZMIENNOŚĆ SEZONOWA PŁYTKICH WÓD PODZIEMNYCH W DOLINIE SOKOŁÓWKI

3.1. Indeks sezonowości

Poziomy wodonośne w dolinie Sokołówki cechują się zróżnicowanym indeksem sezonowości wahającym się od nieco ponad 2,5% do ponad 31% (tabl. 1). Przeciętnie dla badanej próby IS wynosi 11,5%. Wartości te są średnio dwa razy więk-

Tablica 1

**Charakterystyki zmienności sezonowej rzędnych
zwierciadła wody podziemnej w zlewni Sokołówki**

Lp	Nazwa	IS	WPK [dzień roku hydrologicznego]	WPK [miesiąc]
1	P1	15,2	127	III
2	P2	16,3	135	III
3	P3	15,6	121	III
4	T1	22,9	126	III
5	T2	15,6	117	II
6	T3	2,6	136	III
7	Z1	4,4	125	III
8	Z2	<u>31,5</u>	110	II
9	Z3	6,3	123	III
10	Z4	7,3	135	III
11	Z6	3,7	120	II
12	Z7	2,7	<u>155</u>	IV
13	Z8	5,3	126	III

źródło: opracowanie własne; objaśnienia: IS – indeks sezonowości, WPK – wskaźnik pory koncentracji; pogrubiono i podano kursywą wartość minimalną, pogrubiono i podkreślono wartość maksymalną

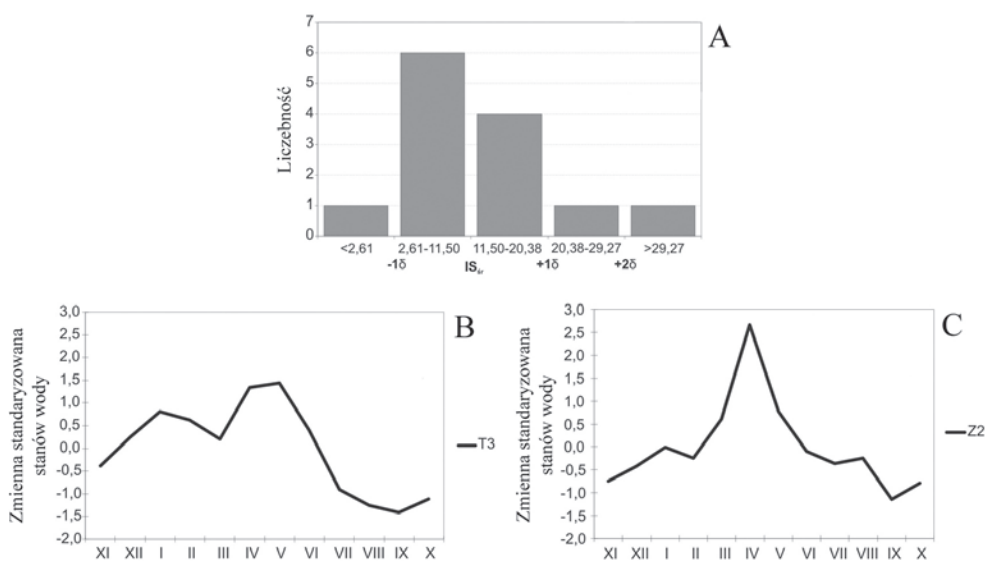
sze od tych uzyskanych dla poziomów wodonośnych środkowej Polski (Tomalski 2011) i bardziej przypominają poziomy sezonowości, jakimi cechują się wodonośce w zlewni Pilicy (Tomalski 2015). Nie nastąpiła tu jednak – jak w zlewni Pilicy – zmiana typu rozkładu empirycznego. Poziomy wodonośne w dolinie Sokołówki cechują się nadal – tak jak w całej środkowej Polsce – prawostronnie skośnym rozkładem (rys. 3A). Można zatem powiedzieć, że zmienność sezonowa stanów wód podziemnych w dolinie Sokołówki została co prawda zmieniona przez działalność człowieka, ale zmiany te wyrażają się głównie wzrostem IS.

Poziom wodonośny, dla którego uzyskano bardzo wysoki indeks sezonowości (wartość większa od średniej o ponad dwa odchylenia standardowe) stanowi niemal „podręcznikowy” przykład sezonowego rozłożenia zasobów wód podziemnych nazwanego przez W. Chełmickiego (1991) reżimem kontynentalnym wód podziemnych o jednej kulminacji zwierciadła (rys. 3C). Stany wody powyżej średniego występują od marca do maja, z wyraźnym roztopowym maksimum występującym w kwietniu. Jest to jednocześnie najbardziej typowy przebieg zmian położenia zwierciadła wody podziemnej w tej części Polski.

W poziomie wodonośnym cechującym się bardzo małą sezonowością (IS mniejszy od średniej o ponad jedno odchylenie standardowe) roczny rytm wahań zwierciadła wody podziemnej jest inny od zaprezentowanego powyżej (rys. 3B). Stany wody niższe od przeciętnego występują przez niemal całą chłodną połowę

roku oraz na początku okresu ciepłego (od grudnia do czerwca). Po majowym maksimum stany wody szybko maleją z powodu wzrostu temperatur, a co za tym idzie wysokiego parowania, do minimów przypadających na przełom lata i jesieni (wrzesień). Układ taki występuje raczej w północno-wschodniej części Polski i nazwany został przez W. Chełmickiego (1991) oceanicznym typem rytmu wahań zwierciadła wody podziemnej.

Oba wyżej opisane typy rytmu występują względnie blisko siebie (odległość między piezometrami to nieco ponad 1000 m) oraz dotyczą wodonośców w dnie doliny Sokołówki. Warto także zauważyć, że piezometr T1, który cechuje się jako jedyny IS z przedziału jedno – dwa odchylenia standardowe, również położony jest w tej części dna doliny. Zmiany rocznego rytmu wahań zwierciadła wód podziemnych związane są zatem ze strefami doliny, w których zidentyfikowano zaburzenia związków hydraulicznych – nie obserwuje się ich w okolicy ulicy Liściastej, gdzie związek ten jest naturalny – i koncentrują się w najniższych częściach zbiorników wodonośnych.



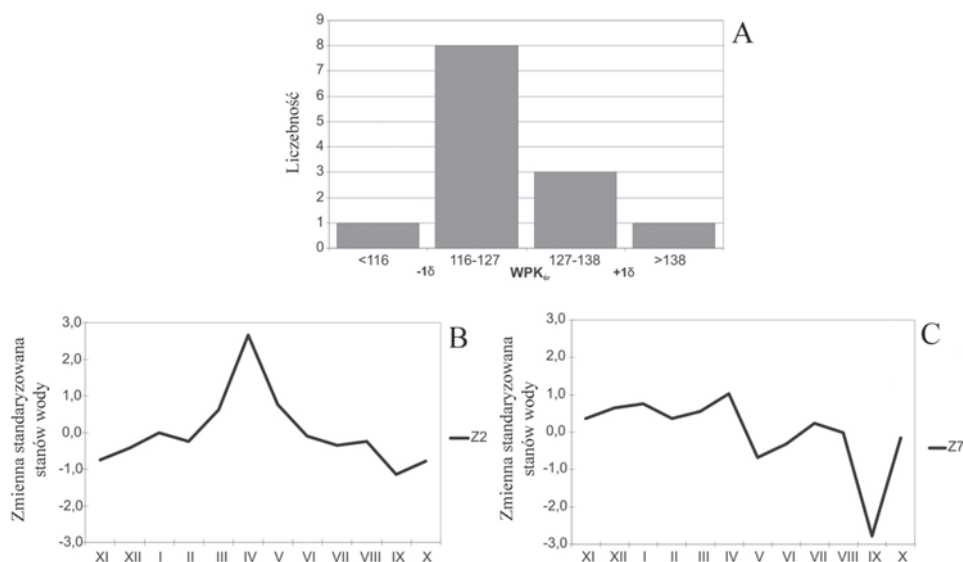
Rys. 3. Indeks sezonowości poziomów wodonośnych w dolinie Sokołówki; objaśnienia: A – liczebność poziomów wodonośnych w przedziałach klasowych o rozpiętości jednego odchylenia standardowego (δ), N – liczebność, IS – indeks sezonowości; B – Średni roczny rytm zmienności stanów wody w poziomach wodonośnych charakteryzujących się IS mniejszym od przeciętnego o ponad jedno odchylenie standardowe, ZSH – zmienna standaryzowana stanów wody, T3 – nazwa otworu pomiarowego zgodna z tabl. 1; C – Średni roczny rytm zmienności stanów wody w poziomach wodonośnych charakteryzujących się IS większym od przeciętnego o ponad dwa odchylenia standardowe, ZSH – zmienna standaryzowana stanów wody, Z2 – nazwa otworu pomiarowego zgodna z tabl. 1

Z analizy porównawczej wynika, że sezonowość wód podziemnych w dolinie Sokołówki jest podobna do innych charakterystyk hydroklimatycznych środkowej Polski, których *IS* wahają się w granicach: 12-33% dla opadu (Kozuchowski, Wibig 1988), ok. 20% dla odpływu całkowitego (Jokiel, Bartnik 2001) czy 10-20% dla odpływu podziemnego (Tomaszewski 2001). Warto zwrócić uwagę, że jest to obok odpływu podziemnego wartość najmniejsza, co oznacza, że stanowi jeden z najbardziej równomiernie rozłożonych w roku składników bilansu wodnego, stabilizujący warunki wilgotnościowe (retencja wód podziemnych).

3.2. Wskaźnik pory koncentracji

Poziomy wodonośne w dolinie Sokołówki cechują się mało zróżnicowanymi wielkościami wskaźnika pory koncentracji *WPK* (tabl. 1). Najwcześniej wypełnienie zbiornika wód podziemnych koncentruje się w 110 dniu roku hydrologicznego (luty), a najpóźniej – w 155 dniu (kwiecień). Oba piezometry – w których odnotowano ekstrema – położone są w dnie doliny na odcinku, na którym zidentyfikowano zakłócenie związków hydraulicznych między wodami rzecznyymi i podziemnymi. Oba również zlokalizowane są w pobliżu przepływowego zbiornika na Sokołowce (jeden na lewym, a drugi na prawym jego brzegu), a odległość między nimi to niecałe 200 m. Różnią się one znacznie przebiegiem zmian wypełnienia poziomów wodonośnych (rys. 3B i 3C). Pierwszy ma typowy dla środkowej Polski, opisywany już wyżej, reżim stanów wody podziemnej, podczas gdy drugi (o późnej porze koncentracji) cechuje się zdecydowanie odmiennym przebiegiem zmian wypełnienia zbiornika. Przez większą część roku stany wody są większe bądź zbliżone do przeciętnych (od grudnia do sierpnia, z wyjątkiem maja i czerwca). We wrześniu następuje gwałtowne obniżenie zwierciadła o nie do końca wyjaśnionej dla autora genezie. Wcześniejsze badania (Bartnik, Tomalski 2012) wskazują, że we wszystkich piezometrach wokół zbiornika „Zgierska” osiąmane są we wrześniu stany minimalne. Dodatkowo około 200 m powyżej zbiornika zidentyfikowano strefę, w której następuje ucieczka wód z cieków do wód podziemnych na tym samym, północnym brzegu. Być może w okresie występowania niskich stanów wód podziemnych strefa ta rozszerza się na tyle, że obejmuje również tę część zbiornika, którą drenażuje piezometr Z7.

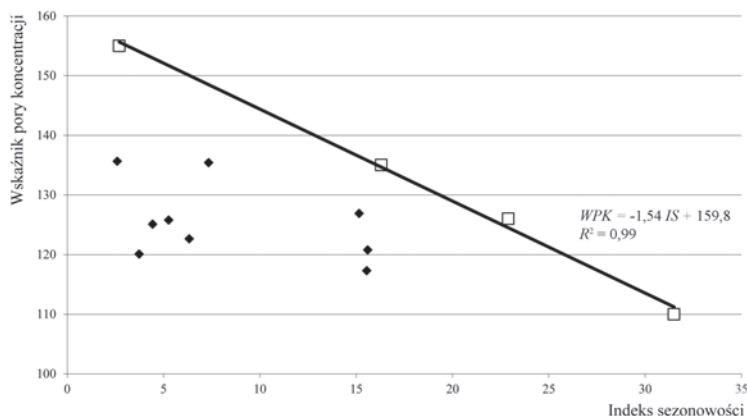
W porównaniu ze środkową Polską terminy występowania pory koncentracji w dolinie Sokołówki są mało zróżnicowane (rys. 3A; 45 dni i 177 dni). Wynika to z tego, że w Łodzi brak jest poziomów wodonośnych, w których zaznacza się podwyższenie stanów wód podziemnych w okresie letnim. Są one charakterystyczne dla południowo-wschodniej części naszego kraju (Chełmicki 1991), a w centralnej



Rys. 4. Wskaźnik pory koncentracji poziomów wodonośnych w dolinie Sokołówki; objaśnienia: A – liczebność poziomów wodonośnych w przedziałach klasowych o rozpiętości jednego odchylenia standardowego (δ), N – liczebność, WPK – wskaźnik pory koncentracji; B – Średni roczny rytm zmienności stanów wody w poziomach wodonośnych charakteryzujących się WPK mniejszym od przeciętnego o ponad jedno odchylenie standardowe, ZSH – zmienna standaryzowana stanów wody, $Z2$ – nazwa otworu pomiarowego zgodna z tabl. 1; C – Średni roczny rytm zmienności stanów wody w poziomach wodonośnych charakteryzujących się WPK większym od przeciętnego o ponad jedno odchylenie standardowe, ZSH – zmienna standaryzowana stanów wody, $Z7$ – nazwa otworu pomiarowego zgodna z tabl. 1

Polsce zidentyfikowano ich występowanie w zlewni Pilicy (Tomalski 2015). W dolinie Sokołówki obliczone pory koncentracji stanów wód podziemnych przypada od lutego do kwietnia, przy czym najpóźniejszy WPK związany jest – jak wspomniano wyżej – z antropogenicznymi zakłóceniami rocznego rytmu zmian wypełnienia poziomów wodonośnych.

Porównując wskaźnik pory koncentracji wód podziemnych z innymi charakterystykami hydroklimatycznymi stwierdzono pewne prawidłowości. Pory koncentracji wód w dolinie Sokołówki korelują z porami koncentracji odpływu całkowitego (marzec; Jokiel, Bartnik 2001) czy odpływu podziemnego (luty; Tomaszewski 2001), natomiast różnią się znacząco od pory koncentracji opadów (lipiec; Kożuchowski, Wibig 1988). Być może ma to związek z typem równowagi, w jakiej znajduje się zwierciadło wód podziemnych w tych poziomach (Więckowska 1960). W przypadku wczesnej koncentracji byłyby to równowaga drenowania (zbieżne WPK). Taki wniosek należy jednak traktować ostrożnie.



Rys. 5. Wskaźniki pory koncentracji (*WPK*) stanów wody podziemnej w dolinie Sokołówki w funkcji indeksów sezonowości (*IS*)

Między obliczonymi indeksami sezonowości (*IS*) oraz wskaźnikami pory koncentracji (*WPK*) nie istnieje współzmiennność (rys. 5). Można jednak zauważyć, że wraz ze wzrostem sezonowości zmniejsza się zakres, w którym występuje pora koncentracji stanów wód podziemnych. Pozwala to wyznaczyć maksymalny możliwy poziom *WPK* przy danym indeksie sezonowości. W tym celu wybrano maksymalne wskaźniki pory koncentracji, zidentyfikowane przy różnych wielkościach *IS*. Do tak wybranych punktów dopasowano metodą najmniejszych kwadratów linię regresji. Powstała w ten sposób prosta nie jest tożsama z matematycznie zdefiniowaną obwiednią zbioru punktów, ale pełni bardzo podobną funkcję (Tomalski, Tomaszewski 2015). Dopasowana linia regresji wskazuje, że im większa sezonowość wahań zwierciadła wody podziemnej, tym najpóźniejsza teoretycznie możliwa pora koncentracji przesuwana się ku początkowi roku hydrologicznego. W przypadku poziomów wodonośnych w dolinie Sokołówki wzrost *IS* o 1% powoduje przyspieszenie najpóźniejszego terminu pory koncentracji o ok. 1,5 dnia.

4. WNIOSKI

Przeprowadzone badania wykazały, że zmienność sezonowa wód podziemnych uległa w wyniku działalności człowieka pewnym przekształceniom.

1. Oszacowane indeksy sezonowości zwierciadła wody podziemnej są wyraźnie wyższe od tych w środkowej Polsce. Dotyczy to wartości przeciętnych, ale również maksymalnych i minimalnych, które są ok. dwa razy większe.
2. Zmiany sezonowości koncentrują się w dnie doliny Sokołówki, na obszarze,

w którym zidentyfikowano zakłócenie naturalnych związków hydraulicznych między wodami podziemnymi i rzecznymi. Duża zmienność warunków hydrogeologicznych powoduje dodatkowo, że nawet w piezometrach położonych relatywnie blisko siebie rytm wahań może być bardzo zróżnicowany.

3. Obliczone wskaźniki pory koncentracji są zdecydowanie mniej zróżnicowane niż w środkowej Polsce. Nie należy jednak tego wiązać z działalnością człowieka, ale z faktem, że w Łodzi nie występują poziomy wodonośne, w których zaznacza się podniesienie stanów wody podziemnej w okresie letnim. Typowe dla tego obszaru są raczej poziomy z wczesną porą koncentracji. W takich przypadkach zwierciadło wód podziemnych znajduje się najprawdopodobniej w równowadze drenowania.
4. Naruszenie równowagi zwierciadła wód podziemnych wywołane działalnością człowieka skutkuje – w przypadku wód podziemnych w dolinie Sokołówki – opóźnieniem terminu pory koncentracji stanów wody podziemnej i zmniejszeniem indeksu sezonowości. Sytuację taką zarejestrowano choćby w okolicy zbiornika Zgierska.
5. Wraz ze wzrostem indeksu sezonowości najpóźniejsza teoretycznie możliwa pora koncentracji przesuwana się ku początkowi roku hydrologicznego w tempie ok. 1,5 dnia na każdy 1% wzrostu indeksu sezonowości wód podziemnych.

SEASONAL VARIABILITY OF GROUNDWATER LEVEL IN THE SOKOŁÓWKA VALLEY (ŁÓDŹ)

Summary

The article presents the results of the research on the groundwater in the valley of Sokołówka in Łódź, conducted between May 2008 and March 2012. Sokołówka catchment is located in the northern part of the Łódź city and has an area of 19 km². There are residential and factory buildings in the upper and central part of the catchment, and suburban or agricultural areas in the lower part.

The changes of hydraulic contacts between surface and underground waters in the Sokołówka valley were identified and therefore it was decided to check if the dynamic of groundwater level changed too (especially seasonal variability). For that purpose time series of mean monthly depth to groundwater table in all piezometers were changed into groundwater ordinates. In that way, maximum values are compared with the maximum level of groundwater table. Next, for all the aquifers the Markham characteristics of seasonal variability were calculated. First of them is the seasonality index (*IS*) and it ranges from 0 to 100 %. The second characteristic is the time of concentration (*WPK*). During the interpretation of *WPK* values

it is important to remember that this characteristic shows only time of concentration (it must not be associated with terms of maximum level of the examined phenomenon).

Aquifers in the Sokołówka valley are characterized by differential seasonality index ranging from 2,5 to even more than 30%. It means that the rhythm of groundwater table changes is not seasonal in some part of aquifers. Despite that, the seasonal variability of groundwater level is stronger in the Sokołówka valley than in other aquifers in central Poland (*IS* is on average almost double). However time of concentration coefficients are less diverse. That index occurs relatively early in the natural conditions in Łódź city (that is true in most cases). Later terms of *WPK* are connected with anthropogenic changes of the surface – underground water hydraulic connections in the Sokołówka valley. It was observed that with the increase of the seasonal index theoretically latest term of *WPK* moves to the beginning of the hydrological year in the rate of 1,5 day per every 1% of the *IS* increase.

BIBLIOGRAFIA

- Bartnik A., Moniewski P., Tomalski P., 2008, *Rola naturalnych i antropogenicznych elementów obiegu wody w zlewni miejskiej (Sokołówka) i podmiejskiej (Dzierżązna)*, [w:] Problemy Ekologii Krajobrazu, S. Bródka (red.), XXII, Wydawnictwo Naukowe Bogucki, Warszawa-Poznań, 39-48
- Bartnik A., Tomalski P., 2012, *Zróżnicowanie równowagi hydrodynamicznej wód podziemnych i powierzchniowych w dolinie małej rzeki miejskiej (na przykładzie Sokołówki – Łódź)*, [w:] Gospodarowanie wodą w warunkach zmieniającego się środowiska, W. Marszelewski (red.), Monografie Komisji Hydrologicznej PTG, 1, Toruń, 7-19
- Chełmicki W., 1991, *Reżim płytkich wód podziemnych w Polsce*, Rozprawy Habilitacyjne UJ, 218, Wydawnictwo UJ, Kraków
- Hiscock K., 2008, *Hydrogeology. Principles and practice*, Blackwell Publishing, Malden, Oxford, Carlton, 389 s.
- Jokić P., Bartnik A., 2001, *Zmiany w sezonowym rozkładzie odpływu w środkowej Polsce w wieloleciu 1951-1998*, Wiadomości IMGW, 24 (2), 3-17
- Jokić P., Maksymiuk Z., 1999, *Woda w krajobrazie i gospodarce Łodzi i regionu*, Acta Universitatis Nicolai Copernici, Geografia XXIX, Nauki Matematyczno-Przyrodnicze, 103, 235-245
- Jokić P., Tomalski P., 2005, *Odpływ oraz fizykochemiczne właściwości wód płynących w sąsiedztwie węzła autostrad A1 i A2 w okolicy Łodzi*, Acta Scientiarum Polonorum, Formatio Circumiectus, 4 (2), 3-20
- Kozuchowski K., Wibig J., 1988, *Kontynentalizm pluwiálny w Polsce: zróżnicowanie geograficzne i zmiany wieloletnie*, Acta Geographica Lodziensia, 55, 102 s.

- Markham C.G., 1970, *Seasonality of Precipitation in the United States*, Annals of the Association of American Geographers, 60 (3), 593-597, DOI: 10.1111/j.1467-8306.1970.tb00743.x
- Tomalski P., 2011, *Dynamika zasobów płytkich wód podziemnych w województwie łódzkim i na obszarach sąsiednich*, Wydawnictwo ŁTN, Łódź, 109 s.
- Tomalski P., 2015, *Sezonowa zmienność zasobów wód podziemnych o zwierciadle swobodnym w zlewni Pilicy*, [w:] Kongres Geografów Polskich. Streszczenia referatów i posterów., UMCS, Lublin, 39-40, DOI: 10.17951/b.2015.70.2.101
- Tomalski P., Tomaszewski E., 2015, *Metody, formuły i wzory obliczeniowe zastosowane w pracy*, [w:] Metody statystyczne w analizach hydrologicznych środkowej Polski, Jokiel P. (red.), Wydawnictwo Uniwersytetu Łódzkiego, Łódź, 215-271
- Tomaszewski E., 2001, *Sezonowe zmiany odpływu podziemnego w Polsce w latach 1971-1990*, Acta Geographica Lodziensia, 79
- Więckowska H., 1960, *Strefowość geograficzna pierwszego horyzontu wód podziemnych*, Przegląd Geograficzny, XXXII, 1-2, 35-61

Dariusz WRZESIŃSKI

Uniwersytet im. Adama Mickiewicza w Poznaniu
Wydział Nauk Geograficznych i Geologicznych

ZMIANY REŻIMU ODPLYWU RZECZNEGO W POLSCE

1. WSTĘP

Ze względu na współczesne zmiany warunków klimatycznych oraz wpływ człowieka na stosunki wodne, ważnym zagadnieniem staje się poznanie wieloletniej dynamiki reżimu odpływu rzecznego. Badania tendencji odpływu rzek w Polsce w drugiej połowie XX wieku wykazały wielokierunkowość zaobserwowanych zmian oraz ich przestrzenne zróżnicowanie. Zmiany odpływu były przedmiotem badań opierających się na zróżnicowanym czasowo i przestrzennie materiale hydrometrycznym (m.in. Fal 1993; Bartnik, Jokiel 1997; Jokiel, Bartnik 2001; Fal, Bogdanowicz 2002). W swoich pracach autorzy zwracają między innymi uwagę na zerwanie szeregów czasowych serii pomiarowych przepływów w latach 1973-74 i 1981-82. Badania rzek karpackich wykazały brak statystycznie istotnych tendencji wysokich przepływów w drugiej połowie XX wieku (Soja 2002; Kasina i in. 2007). Z kolei istotny statystycznie wzrost przepływów średnich i minimalnych, głównie w latach 1971-1990, przy jednoczesnym braku istotnych tendencji zmian opadów, zaobserwowano w północno-wschodniej Polsce w latach 1951-1990 (Byczkowski, Mandes 1996). Badania tendencji średnich przepływów miesięcznych, sezonowych i rocznych wykazały wyraźną zmianę trendów w latach 70. z rosnących na malejące (Wrześniński 2009). Wykazano, że istotny statystycznie trend rosnący przepływów w sezonie zimowym w rzekach północno-wschodniej części kraju może być uwarunkowany czynnikami cyrkulacyjnymi. Potwierdza to silna korelacja przepływów

rzek tego regionu w sezonie zimowym z zimowym indeksem NAO (Wrzeński 2010a). Prócz czynników fizycznogeograficznych, na kształtowanie warunków odpływu wpływa także działalność człowieka decydując o wysokości odpływu oraz specyfice jego reżimu.

2. METODY PRACY

Identyfikację zmian każdego systemu powinno poprzedzić prawidłowe rozpoznanie stanu wyjściowego. Do określenia reżimu hydrologicznego stosowane są metody bazujące zarówno na podejściach nadzorowanych, jak i nienadzorowanych. Jedną z nich jest metoda analizy i charakterystyki reżimu rzecznej drogą rozpoznania struktury czasowej zjawisk hydrologicznych i ich zmian w cyklu rocznym, która znalazła zastosowanie nie tylko w badaniach teoretycznych, ale także w badaniach o charakterze aplikacyjnym (Rotnicka 1988; Gutry-Korycka, Rotnicka 1998; Wrzeński 2005, 2010b). Metodologiczna idea tej procedury badawczej stała się podstawą wypracowania metodyki detekcji przeobrażeń reżimu odpływu rzek w Polsce (Wrzeński 2013b, 2014). Celem pracy jest zbadanie zróżnicowania przestrzennego oraz zmian wieloletnich i struktury rocznej reżimu odpływu rzecznej w Polsce.

W pracy zastosowano metodę określania zmian reżimu rzecznej drogą rozpoznania podobieństwa cech odpływu w elementarnych jednostkach czasowych roku hydrologicznego w okresach 20-letnich do ich wartości z okresu kalibracji, za który przyjęto lata 1951-1970. Za elementarną jednostkę czasu przyjęto pięć dni (pentadę), zaś za cechę odpływu – wartość przepływów dobowych. Cechę odpływu opisano zmienną x , którą przedstawiono w postaci rozkładu częstości przepływu rzek. Rok kalendarzowy składa się zatem z 73 pentad, a każdą z nich reprezentuje pięć wartości przepływu.

W pierwszym etapie analizy określono rozkłady częstości przepływu w poszczególnych pentadach roku dla okresu kalibracji (1951-1970), a następnie dla 40 okresów 20-letnich w wieloleciu 1951-2010 z przesunięciem o 1 rok. Przy uwzględnieniu 20-letniego okresu obserwacji, uzyskuje się dla każdej pentady roku 100-elementowy zbiór wartości przepływów ($5 \text{ dni} \times 20 \text{ lat}$). Zbiory te uporządkowano, ustalając częstość występowania przepływu w kolejnych przedziałach wartości przepływu rzecznej. Następnie dokonano analizy dystrybuant empirycznych rocznego zbioru pentad. Wzajemne podobieństwa dwóch zbiorów składających się z 73 rozkładów przepływów wody (między zbiorem z lat 1951-1970 a kolejnymi 20-letnimi) ustalono za pomocą nieparametrycznego testu zgodności Kołmogorowa-Smirnowa.

Dla porównywanych rozkładów obliczono wartości różnic między dystrybuantami empirycznymi (F_{n_k}, F_{n_p}) i obliczono charakterystykę D , która jest różnicą maksymalną (dodatnią lub ujemną) według wzoru:

$$D = \max(F_{n_k}(x) - F_{n_p}(x)) \quad (1)$$

Statystyka λ posiada rozkład Kołmogorowa i ma postać $\lambda = D\sqrt{n}$, gdzie: $n = \frac{n_k n_p}{n_k + n_p}$, n_k, n_p – liczebność prób, na podstawie których utworzono dystrybuanty empiryczne.

Testując hipotezę H_0 o zgodności pary rozkładów sprawdzano ją na poziomach istotności $\alpha = 0,05$ i $\alpha = 0,01$. Dla prób o liczebności 100 elementów podtrzymanie hipotezy H_0 uzyskuje się w przypadku, gdy $\lambda < \lambda_\alpha$, czyli $D\sqrt{n} < \lambda_\alpha$, $D < \lambda_\alpha / \sqrt{n}$. Podstawiając z rozkładu Kołmogorowa wartości krytyczne dla $\alpha = 0,05$ i $\alpha = 0,01$, otrzymuje się maksymalne i minimalne różnice wartości D odpowiednio:

$$D_{\max} < \frac{\lambda_{0,05}}{\sqrt{n}} = \frac{1,36}{\sqrt{\frac{10000}{200}}} = 0,192, \quad D_{\min} > \frac{\lambda_{0,05}}{\sqrt{n}} = \frac{1,36}{\sqrt{\frac{10000}{200}}} = -0,192 \quad (2, 3)$$

$$D_{\max} < \frac{\lambda_{0,01}}{\sqrt{n}} = \frac{1,63}{\sqrt{\frac{10000}{200}}} = 0,230, \quad D_{\min} > \frac{\lambda_{0,01}}{\sqrt{n}} = \frac{1,63}{\sqrt{\frac{10000}{200}}} = -0,230 \quad (4, 5)$$

Jeżeli $D_{\max} < 0,192$ lub $D_{\min} > -0,192$, to różnica między rozkładami jest nieistotna, a zatem rozkłady są podobne; gdy $0,192 \leq D_{\max} < 0,230$ lub $-0,192 \geq D_{\min} > -0,230$, to różnica między rozkładami jest prawdopodobnie nieistotna. Jeśli $D_{\max} \geq 0,230$ lub $D_{\min} \leq -0,230$, to różnica między rozkładami jest istotna, a rozkłady są niepodobne. Przykład obliczania charakterystyki D dla dwóch wybranych okresów 20-letnich 1971-1990 i 1991-2010 przedstawiono w tabl. 1.

Procedura testowania pozwala na ocenę skali podobieństwa rozkładów przepływów w poszczególnych pentadach roku kolejnych okresów 20-letnich do rozkładu w okresie kalibracji (1951-1970). Brak podobieństwa rozkładów świadczy o istotnej statystycznie różnicy między strukturą przepływów obserwowanych w porównywanych pentadach roku okresów 20-letnich a okresem kalibracji. Odstępstwo od przyjętej normy informuje zatem o zmianie i destabilizacji reżimu odpływu. Metoda ta pozwala również określić termin, w którym nastąpiły największe zmiany w rozkładach częstości przepływów wody (destabilizacja reżimu), zarówno w układzie sezonowym, jak również w analizowanym wieloleciu.

W pracy przeprowadzono także klasyfikację rzek na podstawie 2920 (40×73) maksymalnych wartości różnic dystrybuant empirycznych (tj. charakterystyki D).

Tablica 1

**Przykład obliczenia charakterystyki D dla wybranych okresów 20-letnich
(1971–1990, 1991–2010) dla posterunku Widawka-Rogóżno**

Przedziały przepływów po standaryzacji	Dystrybuanty empiryczne przepływów w wybranych pentadach przy- kładowych okresów 20-letnich i wieloletnia 1951–1970									Wartości charakterystyki D					
	1951–1970			1971–1990			1991–2010			$F_{1951-1970} - F_{1971-1990}$			$F_{1951-1970} - F_{1991-2010}$		
	F_{n1}	F_{n2}	F_{n73}	F_{n1}	F_{n2}	F_{n73}	F_{n1}	F_{n2}	F_{n73}	F_{n1}	F_{n2}	F_{n73}	F_{n1}	F_{n2}	F_{n73}
12,0-12,49	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...	...
4,5–4,99	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
4,0–4,49	-	-	-	0,010	-	0,020	-	-	-	-0,010	-	-0,020	-	-	-
3,5–3,99	-	-	-	0,010	0,020	0,040	-	-	-	-0,010	0,020	-0,040	-	-	-
3,0–3,49	-	-	-	0,010	0,020	0,040	-	-	-	-0,010	-0,020	-0,040	-	-	-
2,5–2,99	-	-	-	0,020	0,020	0,050	-	-	-	-0,020	-0,020	-0,050	-	-	-
2,0–2,49	-	-	-	0,030	0,020	0,050	-	-	-	-0,030	-0,020	-0,050	-	-	-
1,5–1,99	-	-	-	0,090	0,060	0,120	-	-	-	-0,090	-0,060	-0,120	-	-	-
1,0–1,49	-	-	0,020	0,130	0,100	0,160	0,080	0,060	0,100	-0,130	-0,100	-0,140	-0,080	-0,060	-0,080
0,50–0,99	-	-	0,030	0,160	0,170	0,190	0,220	0,180	0,230	-0,160	-0,170	-0,160	-0,220	-0,180	-0,200
0–0,49	0,050	0,150	0,130	0,480	0,530	0,460	0,430	0,450	0,520	-0,430	-0,380	-0,330	-0,380	-0,300	-0,390
-0,50–0,0	0,420	0,490	0,400	0,900	0,890	0,780	0,930	0,940	0,920	-0,480	-0,400	-0,380	-0,510	-0,450	-0,520
-1,0 – -0,5	0,820	0,850	0,850	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	-0,180	-0,150	-0,150	-0,180	-0,150	-0,150
-1,5 – -1,0	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	1,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

wartości maksymalne i minimalne D zostały pogrubione

Uwzględnienie znaku różnicy pozwoliło nie tylko na identyfikację terminu zmian, ale także ich kierunku. W procedurze klasyfikacji badanych rzek wykorzystano metodę grupowania hierarchicznego Warda. Liczbę klas typologicznych ustalono na podstawie geometrii dendrogramu i krzywej odległości wiązania.

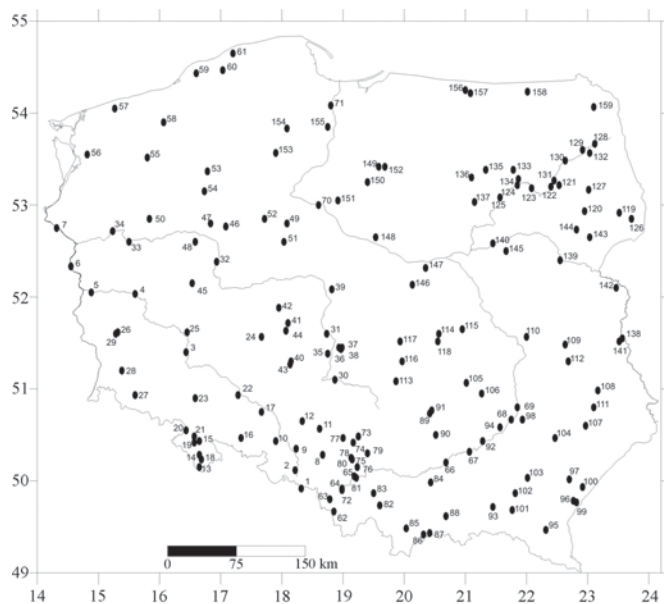
3. MATERIAŁY ŹRÓDŁOWE

Zakres merytoryczny pracy wymagał zgromadzenia możliwie długiego i synchronicznego materiału obserwacyjnego. Ponieważ przedmiotem analiz były zmiany cech reżimu odpływu, na które wpływają nie tylko czynniki naturalne, ale także działalność człowieka, w pracy uwzględniono dostępny materiał hydrometryczny. Analizie poddano serie przepływów dobowych z lat 1951-2010, ze 159 profili hydrometrycznych zlokalizowanych na 94 rzekach w Polsce (rys. 1). Dane hydrologiczne uzyskano z Instytutu Meteorologii i Gospodarki Wodnej – PIB.

4. WYNIKI

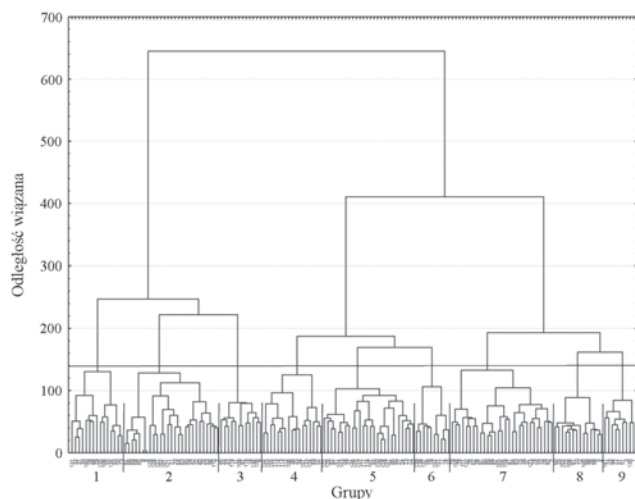
Porównanie rozkładów przepływów dobowych poszczególnych pentad roku kolejnych okresów 20-letnich z rozkładem w okresie kalibracji (1951-1970) pozwoliło na wyróżnienie rzek o najbardziej zmiennych i stabilnych parametrach cech reżimu odpływu w cyklu rocznym i badanym wieloleciu. W przeprowadzonym grupowaniu profili wodowskazowych, na podstawie wartości charakterystyk D , przedział poziomu grupowania wyniósł $E.S.S. = 120$, a badane profile zakwalifikowano do 9 grup (rys. 2).

Rozkład przestrzenny profili rzek w wydzielonych grupach wykazuje pewne prawidłowości (rys. 3). Pierwsze trzy grupy reprezentują profile wodowskazowe zlokalizowane głównie w północnej Polsce. Wyróżniają się one zazwyczaj wyższymi odpływami po roku 1960. Największe zmiany obserwuje się w przypadku rzek grupy pierwszej. Należą do niej Ina (Goleniów), górna Drawa, przymorska Wieprza i Łupawa, Drwęca i Wel, Liwiec oraz rzeki terenów zurbanizowanych i górniczych (Widawka, Kłodnica (Gliwice), Oława, Przemsza (Jeleń)). W rzekach tych obserwuje się przez cały rok hydrologiczny istotnie statystycznie wyższe odpływy po roku 1961. Wyjątek stanowi odpływ w okresie wezbrań wiosennych (od połowy marca do połowy kwietnia), kiedy jest on wyższy, ale często nieistotny statystycznie (rys. 4).

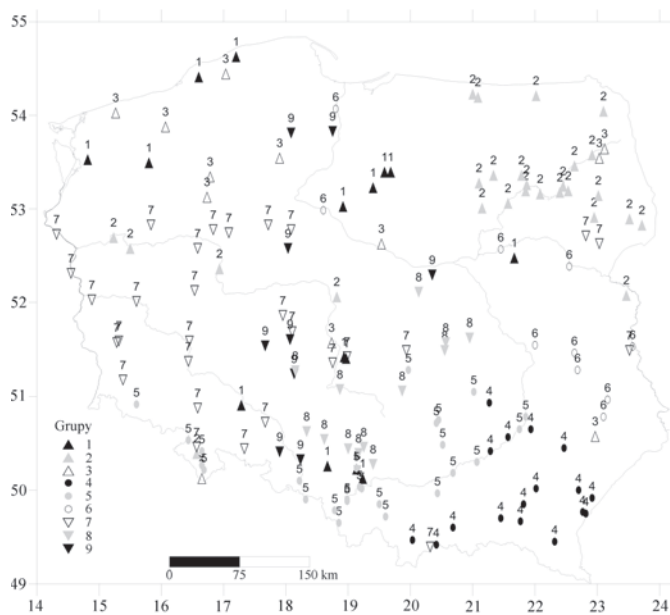


Rys. 1. Położenie profili hydrometrycznych

1 – Odra – Chałupki, 2 – Odra – Racibórz/Miedonia, 3 – Odra – Ścinawa, 4 – Odra – Cigacice, 5 – Odra – Połęczko, 6 – Odra – Słubice, 7 – Odra – Gozdowice, 8 – Kłodnica – Gliwice, 9 – Kłodnica – Lenartowice, 10 – Biała – Dobra, 11 – Mała Panew – Krupski Młyn, 12 – Mała Panew – Staniszcze Wielkie, 13 – Nysa Kłodzka – Międzyzlesie, 14 – Nysa Kłodzka – Bystrzyca Kłodzka, 15 – Nysa Kłodzka – Kłodzko, 16 – Nysa Kłodzka – Nysa, 17 – Nysa Kłodzka – Skorogoszcz, 18 – Wilczka – Wilkanów, 19 – Bystrzyca Dusznicka – Szalejów Dolny, 20 – Ścinawka – Tłumaczów, 21 – Ścinawka – Gorzuchów, 22 – Olawa – Olawa, 23 – Bystrzyca – Krasków, 24 – Barycz – Odolanów, 25 – Barycz – Osetno, 26 – Bóbr – Żagań, 27 – Kamienica – Barcinek, 28 – Kwisa – Nowogrodziec, 29 – Czarna Wielka – Żagań, 30 – Warta – Działoszyn, 31 – Warta – Sieradz, 32 – Warta – Poznań (Most Rocha), 33 – Warta – Skwierzyna, 34 – Warta – Gorzów Wielkopolski, 35 – Oleśnica – Niechmirów, 36 – Widawka – Rogoźno, 37 – Widawka – Podgórze, 38 – Grabia – Grabno, 39 – Ner – Dąbie, 40 – Proсна – Mirków, 41 – Proсна – Piwonice, 42 – Proсна – Bogusław, 43 – Niesób – Kuźnica Skakawska, 44 – Ołobok – Ołobok, 45 – Mogilnica – Konojad, 46 – Welna – Pruśce, 47 – Flinta – Ryczywół, 48 – Sama – Szamotuły, 49 – Noteć – Pakość, 2, 50 – Noteć – Nowe Drezenko, 51 – Noteć Zachodnia – Gębice, 52 – Gąsawka – Żnin, 53 – Gwda – Ptusza, 54 – Gwda – Pila, 55 – Drawa – Drawsko Pomorskie, 56 – Ina – Goleniów, 57 – Rega – Trzebiatów, 58 – Parsęta – Tychówko, 59 – Wieprza – Stary Kraków, 60 – Słupia – Słupsk, 61 – Łupawa – Smoldzino, 62 – Wisła – Ustroń/ Olszaniec, 63 – Wisła – Skoczów, 64 – Wisła – Goczałkowice, 65 – Wisła – Nowy Bieruń, 66 – Wisła – Jagodniki, 67 – Wisła – Szczucin, 68 – Wisła – Sandomierz, 69 – Wisła – Zawichost, 70 – Wisła – Toruń, 71 – Wisła – Tczew, 72 – Iłownica – Czechowice – Dziedzice, 73 – Czarna Przemsza – Piwoń, 74 – Czarna Przemsza – Przeczyce, 75 – Czarna Przemsza – Radocha, 76 – Przemsza – Jeleń, 77 – Brynica – Brynica, 78 – Brynica – Szabelnia, 79 – Biała Przemsza – Sławków, 80 – Biała Przemsza – Nivka, 81 – Soła – Oświęcim, 82 – Skawa – Sucha, 83 – Skawa – Wadowice, 84 – Raba – Proszówki, 85 – Dunajec – Nowy Targ/Kowaniec, 86 – Dunajec – Czorsztyn, 87 – Dunajec – Krościenko, 88 – Dunajec – Nowy Sącz, 89 – Nida – Brzegi, 90 – Nida – Pińczów, 91 – Czarna Nida – Tokarnia, 92 – Czarna – Polanec, 93 – Wisłoka – Żółków, 94 – Koprzywnica – Koprzywnica, 95 – San – Lesko, 96 – San – Przemyśl, 97 – San – Jarosław, 98 – San – Radomyśl, 99 – Wiar – Krówniki, 100 – Wisznia – Nienowice, 101 – Wisłok – Krosno, 102 – Wisłok – Żarnowa, 103 – Wisłok – Rzeszów, 104 – Tanew – Harasiuki, 105 – Kamienna – Wąchock, 106 – Kamienna – Kunów, 107 – Wieprz – Zwierzyniec, 108 – Wieprz – Krasnystaw, 109 – Wieprz – Lubartów, 110 – Wieprz – Kołmin, 111 – Łabuńka – Krzak, 112 – Bystrzyca – Sobiarnowice, 113 – Pilica – Przedbórz, 114 – Pilica – Nowe Miasto, 115 – Pilica – Białobrzegi, 116 – Czarna Maleniecka – Dąbrowa, 117 – Wolbórka – Zawada, 118 – Drzewiczka – Odrzywół, 119 – Narew – Narew, 120 – Narew – Suraz, 121 – Narew – Strękowa Góra, 122 – Narew – Wizna, 123 – Narew – Piątnica/Lomża, 124 – Narew – Nowogród, 125 – Narew – Ostrołęka, 126 – Narewka – Narewka, 127 – Supraśl – Fasty, 128 – Biebrza – Sztabin, 129 – Biebrza – Dębowa, 130 – Biebrza – Osowiec, 131 – Biebrza – Burzyn, 132 – Brzozówka – Karpowice, 133 – Pisa – Ptaki, 134 – Pisa – Dobrylas, 135 – Rozoga – Myszyniec, 136 – Omulew – Krukowo, 137 – Orzyc – Krasnosielec, 138 – Bug – Włodawa, 139 – Bug – Frankopol, 140 – Bug – Wyszków, 141 – Włodawka – Okuninka, 142 – Krzna – Małowa Góra, 143 – Nurzec – Boćki, 144 – Nurzec – Brańsk, 145 – Liwiec – Łochów, 146 – Rawka – Kęszyce, 147 – Łasica – Władysławów, 148 – Skrwia (Prawa) – Parzeń, 149 – Drwęca – Nowe Miasto, 150 – Drwęca – Brodnica, 151 – Drwęca – Elgiszewo, 152 – Wel – Kuligi, 153 – Brda – Tuchola, 154 – Wda – Czarna Woda, 155 – Wierzyca – Brody Pomorskie, 156 – Lyna – Sepol, 157 – Guber – Proсна, 158 – Goldapa – Banie Mazurskie, 159 – Czarna Hańcza – Czerwony Folwark

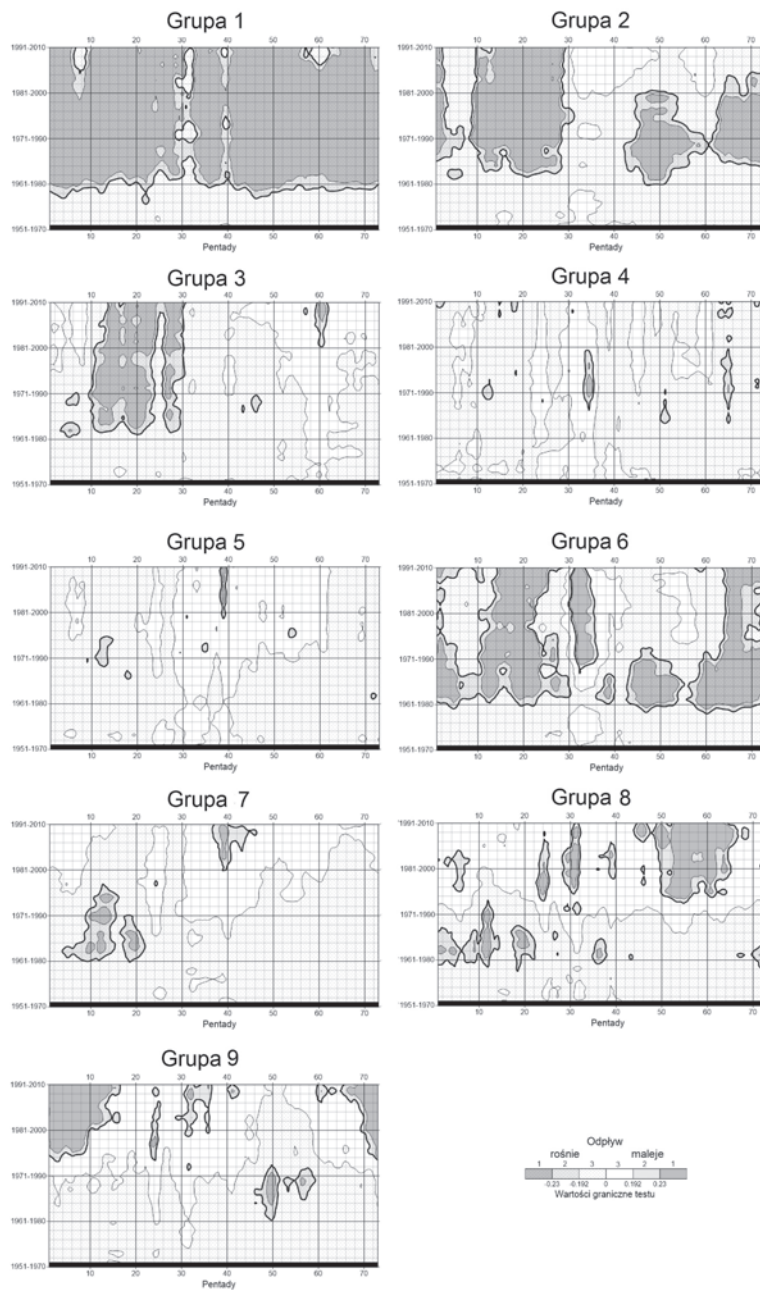


Rys. 2. Dendrogram grupowania profili hydrometrycznych według metody Warda



Rys. 3. Położenie wyróżnionych grup profili hydrometrycznych

Do grupy drugiej należą rzeki północno-wschodniej Polski, głównie w dorzeczu Narwi, ale także Czarna Hańcza, Łyna, Guber i Gołdapa oraz Warta w środkowym i dolnym biegu. Na rzekach tych od połowy lat 60. obserwuje się wzrost odpływu na początku roku hydrologicznego oraz w okresie zimowo-wiosennym (od połowy grudnia do połowy marca). Wzrost odpływu w latach 60. i 70. zaznacza się



Rys. 4. Przeciętne wartości maksymalnych różnic empirycznych dystrybuant pentadowych zbiorów przepływów w kolejnych okresach 20-letnich oraz test istotności podobieństwa rozkładów przepływów w wyróżnionych grupach rzek; 1 – rozkłady niepodobne, 2 – rozkłady prawdopodobnie podobne, 3 – rozkłady podobne

także latem, od połowy czerwca do połowy sierpnia, oraz jesienią, od września do końca roku hydrologicznego.

Grupę trzecią reprezentują głównie rzeki Przymorza (Rega, Parsęta, Słupia), rzeki Pojezierza Pomorskiego (Gwda i Brda), górna Biebrza, Skrwa, Warta w Sieradzu, a na południu kraju Wieprz w Zwierzyńcu i Nysa Kłodzka w Międzyzlesiu. Od połowy lat 60. obserwuje się w nich wyższe odpływy od połowy grudnia do połowy lutego oraz w pierwszej połowie marca. Natomiast od połowy lipca do połowy września odpływy są niższe niż w okresie kalibracji (1951-1970), przy czym istotne statystycznie różnice w odpływach pod koniec sierpnia obserwuje się jedynie od połowy lat 80.

Grupę czwartą i piątą reprezentują rzeki, których reżim odpływu ulegał najmniejszym zmianom. W grupie czwartej znalazły się rzeki karpackie od Dunajca po San i Tanew oraz Wyżyny Kieleckiej (Kamienna, Koprzywianka i Czarna). Większe zmiany reżimu odpływu tych rzek obserwuje się jedynie w latach 1971-1990, co przejawia się spadkiem odpływu wezbraniowego w połowie kwietnia.

Grupę piątą reprezentują karpackie dopływy Wisły po Rabę, rzeki w dorzeczu Nidy oraz Wisła po Zawichost. W dorzeczu Odry ten typ zmian reżimu odpływu obserwuje się na górnej Odrze po Racibórz-Miedonię oraz w rzekach w zlewni górnej Nysy Kłodzkiej (np. Ścinawka), a także Kamienicy w zlewni Bobru. W rzekach tych po roku 1970 notuje się spadki odpływu od kwietnia do sierpnia, przy czym istotne statystycznie zmiany odpływu wystąpiły jedynie w niektórych rzekach w połowie maja po roku 1980.

Do grupy szóstej należą rzeki w dorzeczu Wieprza od ujścia Łabuńki, Bug oraz środkowa i dolna Wisła. Od połowy lat 60. obserwuje się w nich wzrost odpływu na początku roku hydrologicznego, zimą od końca grudnia do połowy lutego oraz jesienią – od połowy września do końca roku hydrologicznego. W rzekach tych zaznaczają się też zmiany w wiosennym odpływie roztopowym, który od końca marca do połowy kwietnia istotnie statystycznie maleje.

Grupę siódmą reprezentują głównie rzeki Niziny Wielkopolskiej, z wyjątkiem Warty, oraz Odra i jej sudeckie dopływy w środkowym i dolnym biegu. W porównaniu z okresem kalibracji, lata 1971-1990 charakteryzują się znacznie wyższymi odpływami zimowymi od połowy grudnia do połowy stycznia. Natomiast spadek odpływu notuje się na nich w okresie roztopów pod koniec lutego oraz w okresie letnio-jesiennym, zwłaszcza na początku maja od lat 80.

W grupie ósmej znalazły się rzeki regionu śląskiego (Czarna i Biała Przemsza, Brynica, Mała Panew), ale także Pilica z Drzewiczką oraz górna Prosna i Warta. Zmiany reżimu odpływu tych rzek są bardzo charakterystyczne. Do lat 80. obserwuje się przez cały rok hydrologiczny wyższe odpływy, a po roku osiemdziesiątym niż-

sze w porównaniu z okresem kalibracji. O ile w latach 1966-1985 wzrost odpływu przypada głównie na półrocze zimowe, o tyle w drugiej połowie badanego okresu (po roku 1975) obserwuje się spadek odpływu wezbrań roztopowych od początku marca do kwietnia oraz pogłębienie niżówek letnio-jesiennych od początku lipca do połowy września.

Podobny kierunek zmian odpływu dotyczy rzek grupy dziewiątej, w której znalazły się pojezierne Wda i Wierzycza, górna Noteć, Łasica, dopływy Prosny (Ołobok i Niesób), Barycz oraz dopływy górnej Odry (Biała i Kłodnica w jej dolnym biegu). W pierwszej połowie badanego okresu, do lat 70., odpływy ze zlewni tych rzek są nieznacznie wyższe niż w okresie kalibracji, jednak jedynie na początku lipca obserwuje się istotny statystycznie wzrost odpływu. Od połowy lat 80. nastąpiła zmiana i znacznie niższe odpływy obserwowano wówczas w okresie jesienno-zimowym (od października do połowy stycznia). W niektórych zlewniach także odpływ wiosenny jest statystycznie istotnie niższy niż w latach 1951-1970.

5. PODSUMOWANIE

W pracy przedstawiono zmiany cech reżimu odpływu rzek w Polsce wykorzystując zmodyfikowaną, wcześniej zaproponowaną przez autora metodę ich detekcji (Wrzesiński 2013b, 2014). Przeprowadzona w niniejszym opracowaniu analiza pozwoliła na identyfikację terminu i charakteru zmian cech reżimu w odniesieniu do okresu kalibracji, za który przyjęto lata 1951-1970. Stabilność charakterystyk reżimu odpływu polskich rzek jest przestrzennie i czasowo zróżnicowana. Najsilniejsze i statystycznie istotne zmiany warunków odpływu zaobserwowano w przypadku rzek grupy 1, 8 i 9 – tj. rzek odwadniających zlewnie przekształcone w wyniku działalności człowieka – obejmujące obszary uprzemysłowione, zurbanizowane oraz objęte melioracjami. Przy czym charakter zmian jest odmienny: rzeki grupy 1 wykazują wzrost odpływu od lat 70., który w skrajnych przypadkach obserwowano przez cały rok (Kłodnica – Gliwice), natomiast rzeki grupy 8 i 9 wykazywały spadek odpływu od lat 70. (Czarna i Biała Przemsza, Brynica), co przejawiało się obniżeniem wezbrań wiosennych i pogłębieniem niżówek letnio-jesiennych, lub jak w przypadku dolnego biegu Kłodnicy obniżeniem odpływu w okresie jesienno-zimowym. Zmiany antropogeniczne odpływu są wielokierunkowe, silne i wyraźne, przez co łatwe do zidentyfikowania. Warto dodać, że w przypadku rzek o reżimie zaburzonym, uzasadnione wydaje się przyjęcie za okres kalibracji charakterystyk odpływu z lat przed ingerencji człowieka.

W przypadku pozostałych grup rzek uzyskany podział jest bardziej regionalnie jednorodny. Na zmiany cech reżimu odpływu tych rzek wpływają przede wszystkim czynniki naturalne, tj. warunki fizjograficzne – głównie klimatyczne. Potwierdzają to wcześniej zaobserwowane prawidłowości w transformacji cech reżimu odpływu w okresie zimowo-wiosennym (Wrzeński 2014) – w wielu zlewniach zaobserwowano wyraźny spadek odpływu zimowego i opóźniony wzrost roztopowego odpływu wiosennego w latach 50. i 60. Z kolei w latach 70. i 80. w rzekach tych nastąpił zanik niżówek zimowych w związku z wyraźnym wzrostem odpływu zimowego. W przypadku wielu rzek doprowadziło to do zmiany terminu pojawiania się wezbrań z typowego wiosennego na zimowo-wiosenny. Zaobserwowane prawidłowości są uwarunkowane zmianami w cyrkulacji atmosferycznej, zwłaszcza Oscylacji Północnoatlantyckiej (Marsz 1999; Styszyńska 2001, 2002; Pociask-Karteczka i in. 2002-2003; Styszyńska, Tamulewicz 2004; Wrzeński 2009, 2010a, 2013b, 2014). Ustalenie charakteru transformacji reżimu odpływu wywołanej zmianami i zmiennością klimatu wymaga dalszych analiz bazujących na synchronicznym i jednorodnym statystycznie materiale hydrometrycznym rzek o quasi-naturalnych warunkach odpływu.

CHANGES IN THE FLOW REGIME IN RIVERS IN POLAND

Summary

This study sought to detect changes in the flow regime in rivers in Poland. It embraced daily flows from the years 1951-2010 recorded at 159 water level gauging stations located on 94 rivers. The variability of their flow characteristics over the multi-year study period and a seasonal variability, as well as a regional characteristics were analyzed. An analysis of similarities in empirical distribution functions of pentad sets of discharges in successive 20-year sub-periods against the average values from the years 1951-1970 was done to identify changes in the features of the streamflow regime. The Ward's hierarchical clustering method was applied for river discharge classification. This allowed the identification of rivers differing in the level of transformation of their hydrological regimes, both in the seasonal pattern and in the multi-year period.

BIBLIOGRAFIA

- Bartnik A., Jokiel P., 1997, *Zmiany odpływu na obszarze Polski w latach 1971-1990 w świetle analiz jednorodności szeregów przepływu rzek*, Wiadomości Instytutu Meteorologii i Gospodarki Wodnej, XLI (4), 67-85

- Byczkowski A., Mandes B., 1996, *Badanie zmienności chronologicznych ciągów średnich i minimalnych przepływów rzek w północno-wschodniej Polsce*, Wiadomości Instytutu Meteorologii i Gospodarki Wodnej, XL (1), 133-146
- Fal B., 1993, *Zmienność odpływu z obszaru Polski w bieżącym stuleciu*, Wiadomości Instytutu Meteorologii i Gospodarki Wodnej, XXXVII (3), 3-19
- Fal B., Bogdanowicz E., 2002, *Zasoby wód powierzchniowych Polski*, Wiadomości Instytutu Meteorologii i Gospodarki Wodnej, XLVI (2), 3-38
- Gutry-Korycka M., Rotnicka J., 1998, *The hydrological regime of rivers in the light of scenarios of global climatic change*, Geographia Polonica, Papers on Global Change, 71, 61-78
- Jokiel P., Bartnik A., 2001, *Zmiany w sezonowym rozkładzie odpływu w Polsce środkowej w wieloleciu 1951-1998*, Wiadomości Instytutu Meteorologii i Gospodarki Wodnej, XLV (2), 3-16
- Kasina M., Pociask-Karteczka J., Nieckarz Z., 2007, *Tendencje występowania wysokich przepływów w dorzeczu Dunajca w II połowie XX wieku*, Folia Geographica. Series Geographica Physica, XXXV-XXXVI, 5-36
- Marsz A., 1999, *Oscylacja Północnoatlantycka a reżim termiczny zim na obszarze północno-zachodniej Polski i polskim wybrzeżu Bałtyku*, Przegląd Geograficzny, 71 (3), 225-245
- Pociask-Karteczka J., Limanówka D., Nieckarz Z., 2002-2003, *Wpływ oscylacji północnoatlantyckiej na przepływy rzek karpackich (1951-2000)*, Folia Geographica. Series Geographica Physica, 33-34, 89-104
- Rotnicka J., 1988, *Taksonomiczne podstawy klasyfikacji reżimu rzecznego (na przykładzie zlewni Odry i rzek Przymorza)*, Wydawnictwo UAM, Seria Geografia, 40, 130 s.
- Soja R., 2002, *Hydrologiczne aspekty antropopresji w Polskich Karpatach*, Prace Geograficzne IGI PAN, 186, 130 s.
- Styszyńska A., 2001, *Oscylacja Północnego Atlantyku a opady na obszarze Polski*, Prace i Studia Geograficzne, 29, 232-241
- Styszyńska A., 2002, *Związki między przepływem Warty w Poznaniu a zimowymi wskaźnikami NAO w okresie 1865-2000*, [w:] *Oscylacja Północnego Atlantyku i jej rola w kształtowaniu zmienności warunków klimatycznych i hydrologicznych Polski*, A. Marsz, A. Styszyńska (red.), Akademia Morska w Gdyni, Gdynia, 173-180
- Styszyńska A., Tamulewicz J., 2004, *Warta river discharges in Poznań and atmospheric circulation in the North Atlantic region*, Quaestiones Geographicae, 23, 63-81
- Wrzesiński D., 2005, *Changes of the hydrological regime of rivers of northern and central Europe in various circulation periods of the North Atlantic Oscillation*, Quaestiones Geographicae, 24, 97-109
- Wrzesiński D., 2009, *Tendencje zmian przepływu rzek Polski w drugiej połowie XX wieku*, *Badania Fizjograficzne nad Polską Zachodnią*, 60, 147-160

- Wrzesiński D., 2010a, *Odpływ rzek w Polsce w różnych fazach Oscylacji Północnoatlantycznej*, Badania Fizjograficzne, Seria A (61), 129-144
- Wrzesiński D., 2010b, *Przestrzenne zróżnicowanie stabilności reżimu odpływu rzek europejskich*, Studia i Prace z Geografii i Geologii, 3, 220 s.
- Wrzesiński D., 2013a, *Entropia odpływu rzek w Polsce*, Studia i Prace z Geografii i Geologii, 33, 204 s.
- Wrzesiński D., 2013b, *Transformacje reżimu odpływu rzek w Polsce*, [w:] Współczesne problemy badań geograficznych, R.K. Borówka, A. Cedro, I. Kavetsky (red.), PPH ZAPOL Dmochowski, Sobczyk Sp. J., Szczecin, 59-69
- Wrzesiński D.m 2014, *Detekcja zmian reżimu odpływu rzek w Polsce*, [w:] Woda w mieście, T. Ciupa, R. Suligowski (red.), Monografie Komisji Hydrologicznej PTG, 2, 319-330

Adam BARTNIK, Przemysław TOMALSKI

Uniwersytet Łódzki
Wydział Nauk Geograficznych

PARAMETRYCZNA OCENA ŁÓDZKICH RZEK POD WZGLĘDEM HYDROMORFOLOGICZNYM

1. WSTĘP

Głównymi elementami jakości hydromorfologicznej rzek są: ciągłość, reżim hydrologiczny, określony wielkością i dynamiką przepływu oraz stanem powiązań z wodami podziemnymi, a także warunki morfologiczne określone zmiennością szerokości i głębokości, strukturą i składem podłoża rzek oraz strukturą stref nadbrzeżnych (Adynkiewicz-Piragas 2006). Aby w pełni sprostać wymogom Ramowej Dyrektywy Wodnej w zakresie oceny jakości wód powierzchniowych, wprowadza się różne metody oceny hydromorfologicznej. Wody płynące oceniane pod względem hydromorfologicznym jako posiadające stan ekologiczny poniżej umiarkowanego są klasyfikowane jako wody złej jakości.

Do oceny hydromorfologicznej rzek wypracowano dotychczas, w różnych krajach europejskich, kilka systemów (Boon i in. 2002). Za najbardziej rozwinięte uważa się niemiecki system Länderarbeitsgemeinschaft Wasser – LAWA-vor-Ort (Schneider i in. 2003), francuski Systeme d’Evaluation de la Qualité du Milieu Physique (SEQ-MP 1996) oraz brytyjski River Habitat Survey (RHS 1997). W 2009 roku opracowana została polska metoda Monitoringu Hydromorfologii Rzek (MHR).

Zgodnie z założeniami RDW waloryzacja elementów hydromorfologicznych powinna być wykonywana jedynie dla tych części wód, które są sklasyfikowane na podstawie oceny elementów biologicznych i fizyko-chemicznych jako wody

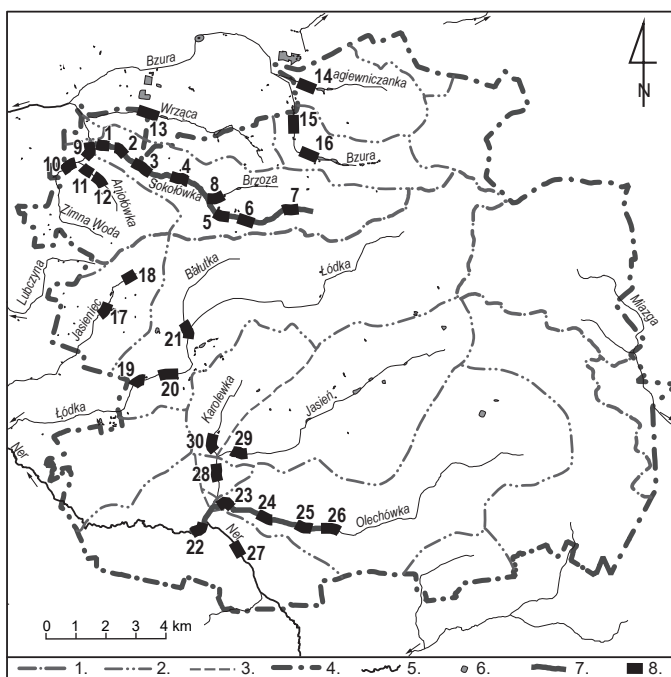
o bardzo dobrym stanie ekologicznym. W przypadku wód o stanie dobrym i umiarkowanym, wartości wskaźników hydromorfologicznych nie są w ogóle definiowane. Mimo to, w niniejszym opracowaniu przedstawiono wyniki zastosowania jednej z popularnych metod do wstępnej oceny stanu hydromorfologicznego silnie przekształconych rzek z obszaru położonego w granicach administracyjnych Łodzi. Celem badania, poza samą parametryczną identyfikacją stanu (potencjału) różnych rzek z obszaru miasta, było również wskazanie, w sposób możliwie obiektywny, zróżnicowania stanu hydromorfologicznego tych cieków, a także jego porządku przestrzennego. Ponadto, sprawdzono czy istnieje związek pomiędzy wielkością różnych indeksów oceny hydromorfologicznej a sposobem użytkowania terenu w strefie bezpośrednio przylegającej do cieków.

Wyniki tych i podobnych badań mogą być przydatne dla planistów i decydentów administracji miejskiej, wskazując te cieków, których morfologię należy w jak najszybszym czasie poprawić, co w rezultacie może przyczynić się do polepszenia wizerunku miast oraz jakości życia ich mieszkańców. Przydatne mogą się one też okazać przy tworzeniu ewentualnych projektów rewitalizacyjnych i renaturyzacyjnych. Należy także zwrócić szczególną uwagę na te odcinki dolin, które zachowały jeszcze stosunkowo dużo pierwotnych cech i objąć je ochroną, bądź przynajmniej szczególną uwagę (Szoszkievicz i in. 2009).

2. MATERIAŁ I METODY BADAWCZE

Do badań wytypowano 30 odcinków zlokalizowanych na 14 niewielkich łódzkich rzekach (rys. 1). Zostały one tak dobrane, aby scharakteryzować zarówno cieków poddawane silnej presji i odbierające przez lata ścieki z kanalizacji ogólnospławnej, jak również rzeki stosunkowo słabo przekształcone. Odcinki badawcze koncentrują się na obrzeżach miasta, głównie w jego zachodniej części. Wynika to z decentrycznego charakteru pierwotnej sieci rzecznej miasta, którego cieków odwadniały (i w większości nadal to czynią), niejako „wcinający” się w obszary niżowe Polski środkowej, „półwysep łódzki”. Obecnie centrum miasta jest gęsto zabudowane, a cieków przez nie przepływające zostały w latach 30. XX. wieku przekształcone w odbiorniki ścieków z systemu kanalizacji ogólnospławnej oraz rozdzielczej i poprowadzone kanałami pod powierzchnią terenu (Biezanowski 2005).

We wschodniej i północnej części miasta przebiega dział wodny I rzędu między dorzeczami Wisły i Odry. Intensywna eksploatacja wód podziemnych na potrzeby przemysłu włókienniczego, rozwijającego się dynamicznie w Łodzi od początku XIX wieku, spowodowała wytworzenie się leja depresyjnego w głębiej położonych



Rys. 1. Lokalizacja odcinków badawczych do oceny stanu hydromorfologicznego cieków;
 1 – dział wodny I-go rzędu; 2 – działy wodne II-go rzędu; 3 – wybrane działy wodne dalszych rzędów;
 4 – administracyjne granice miasta; 5 – rzeki; 6 – zbiorniki wodne; 7 – sekwencje odcinków,
 w których prowadzono analizy zmian wielkości parametrów *HMS* i *HQA* wraz z biegiem rzek;
 8 – odcinki badawcze (numeracja zgodna z tabl. 1)

kredowych i jurajskich poziomach wodonośnych (Jokiel, Maksymiuk 1999). pozostają one w kontakcie hydraulicznym z płytkimi wodami podziemnymi drenowanymi przez małe łódzkie ciek. Zmniejszenie zasobów płytkich zbiorników wodonośnych utrudniło drenaż liniowy i spowodowało wyschnięcie górnych odcinków cieków. W chwili obecnej w tej części miasta spotykamy głównie okresowo lub epizodycznie wypełniane koryta.

Łódzkie rzeki charakteryzują się jeszcze jedną specyficzną cechą. Zdecydowana większość dużych polskich miast znajduje się nad równie dużymi rzekami. W przypadku Łodzi istnieje tu wiele małych cieków, które biorą początek na obszarze miasta, a nie tylko przez nie przepływają. Z tego względu ich charakter jest od samego początku kształtowany przez miasto i zmienia się wraz ze zmianą charakteru okolicznych terenów.

W opracowaniu zastosowano angielską metodę *River Habitat Survey* (RHS) w celu określenia stanu hydromorfologicznego małych rzek odwadniających obszar Łodzi (Szoszkiewicz i in. 2009). Należy ona do najbardziej rozpowszechnionych

(Czerniawska-Kusza, Szoszkiewicz 2007) i stosowana jest w Wielkiej Brytanii na szeroką skalę od początku lat 90. XX w. Coraz powszechniej używa się jej również w innych krajach, m.in. w Niemczech, Szwecji, Danii, Czechach i Łotwie, a w zmodyfikowanej wersji także we Włoszech, Grecji i Portugalii (Hawley i in. 2002; Buffagni i in. 2004). W Polsce metoda ta stosowana jest od połowy lat 90. i do chwili obecnej przebadano już za jej pomocą kilkaset odcinków rzek na terenie całego kraju (Czerniawska-Kusza, Szoszkiewicz 2007). Wersja polska systemu RHS-PL została opracowana w roku 2007, opublikowana w formie podręcznika terenowego i kilkakrotnie zmieniana (Jusik i in. 2014). Podstawowe jej zalety to obiektywność uzyskiwanych wyników, łatwość dokonywania oceny (dokładna instrukcja, czas monitoringu – 1 godzina) oraz możliwość stosowania różnorodnych analiz statystycznych (w wyniku badań uzyskuje się ok. 400 różnorodnych parametrów określających parametry hydromorfologiczne badanego odcinka).

Dla obszarów miejskich być może właściwsza byłaby metoda *Urban River Survey* (URS), jednakże nie znalazła ona jeszcze pełnej implementacji do warunków polskich. Nie była też wcześniej stosowana przez autorów tego opracowania. Próbę taką podjęli ostatnio badacze z Głównego Instytutu Górnictwa w Katowicach (Hamerla i in. 2015) dla trzech pięciusetmetrowych odcinków badawczych zlokalizowanych w dolinie Kłodnicy w Rudzie Śląskiej, Ślepiotki na obszarze Katowic oraz Bytomki w grani-

Tablica 1

Graf klasyfikacyjny stanu hydromorfologicznego cieków na podstawie wartości wskaźników *HQA* i *HMS* (Szoszkiewicz i in. 2012)

		Kategorie wartości wskaźnika <i>HQA</i>				
		bardzo naturalny ≥ 57	naturalny 50-56	umiarkowanie naturalny 37-49	słabo naturalny 30-36	mało naturalny ≤ 30
Kategorie wartości wskaźnika <i>HMS</i>	naturalny (<i>HMS</i> = 0-2)	I	II	II	III	III
	słabo zmodyfikowany (<i>HMS</i> = 3-8)	II	II	III	III	IV
	umiarkowanie zmodyfikowany (<i>HMS</i> = 9-20)	III	III	III	IV	IV
	znacząco zmodyfikowany (<i>HMS</i> = 21-44)	III	IV	IV	IV	V
	silnie zmodyfikowany (<i>HMS</i> ≥ 45)	IV	IV	V	V	V

cach administracyjnych Bytomia. W toku badań zalecają oni stosowanie w warunkach miejskich metody URS jako »niosącej większą i lepszą jakościowo informację«.

Tablica 2

Indeksy siedliskowe oraz użytkowanie terenu w strefach buforowych badanych łódzkich cieków

Lp.	Rzeka	HMS	HQA	Obszary zurbanizowane [%]			Obszary semi-naturalne [%]		
				100 m	250 m	500 m	100 m	250 m	500 m
1	Sokołówka	15	39	3,7	14,1	10,7	96,3	85,9	89,3
2	Sokołówka	22	55	11,3	21,0	24,2	88,7	79,0	75,8
3	Sokołówka	36	33	2,6	11,2	23,1	97,4	88,8	76,9
4	Sokołówka	81	42	8,7	25,4	24,0	91,3	74,6	76,0
5	Sokołówka	66	43	60,7	64,7	60,3	39,3	35,3	39,7
6	Sokołówka	79	51	2,4	31,6	50,7	97,6	68,4	49,3
7	Sokołówka	100	30	40,9	62,4	60,8	59,1	37,6	39,2
8	Brzoza	131	21	18,4	33,6	37,2	81,6	66,4	62,8
9	Zimna Woda	56	36	4,1	9,3	9,4	95,9	90,7	90,6
10	Zimna Woda	53	24	11,5	15,9	14,7	88,5	84,1	85,3
11	Aniołówka	121	37	10,4	11,4	11,3	89,6	88,6	88,7
12	Aniołówka	98	53	5,6	17,4	16,0	94,4	82,6	84,0
13	Wrząca	19	49	0,0	3,3	10,6	100,0	96,7	89,4
14	Łagiewniczanka	17	40	2,2	13,5	19,9	97,8	86,5	80,1
15	Bzura	0	48	11,8	14,9	18,4	88,2	85,1	81,6
16	Bzura	5	45	2,2	4,2	7,7	97,8	95,8	92,3
17	Jasieniec	61	22	2,5	10,7	16,7	97,5	89,3	83,3
18	Jasieniec	84	30	7,0	20,3	25,5	93,0	79,7	74,5
19	Łódka	41	21	7,6	16,9	10,6	92,4	83,1	89,4
20	Łódka	82	30	13,5	18,3	14,0	86,5	81,7	86,0
21	Bałutka	106	31	1,3	18,8	33,2	98,7	81,2	66,8
22	Ner	33	36	0,0	10,1	25,3	100,0	89,9	74,7
23	Olechówka	101	17	33,9	44,0	52,3	66,1	56,0	47,7
24	Olechówka	107	24	39,7	46,3	51,8	60,3	53,7	48,2
25	Olechówka	106	27	18,4	48,2	56,1	81,6	51,8	43,9
26	Olechówka	107	22	32,7	43,5	47,9	67,3	56,5	52,1
27	Ner	49	7	18,7	38,7	43,7	81,3	61,3	56,3
28	Jasień	28	47	0,2	17,6	24,3	99,8	82,4	75,7
29	Jasień	134	27	29,2	36,1	46,6	70,8	63,9	53,4
30	Karolewka	149	26	30,8	32,8	44,1	69,2	67,2	55,9

źródło: opracowanie własne; numeracja zgodna z rys. 1

objaśnienia: HMS – wskaźnik przekształcenia siedliska, HQA – wskaźnik naturalności siedliska

Zastosowanie metody RHS umożliwiło obliczenie dwóch syntetycznych indeksów jakości cieków – wskaźnika naturalności siedliska (*Habitat Quality Assessment – HQA*) oraz wskaźnika przekształcenia siedliska (*Habitat Modification Score – HMS*; Raven i in. 1998). Pierwszy z nich określa jakość siedliska, jego zróżnicowanie i złożoność, dając w ten sposób informację o potencjalnej atrakcyjności biotycznej cieków. Drugi parametryzuje stopień przekształcenia analizowanego odcinka na skutek ingerencji człowieka. Zgodnie z zaleceniami twórców metody RHS, poszczególne klasy zmienności parametru *HMS* określają w sposób jakościowy naturalność rzeki (tabl. 1). Podobne kategorie daje się ustalić także w przypadku wskaźnika *HQA*, z tym jednak zastrzeżeniem, że konieczne są do tego tzw. stany referencyjne. Na potrzeby niniejszego opracowania posłużono się w tym celu wynikami monitoringu uzyskanymi dla ponad 600 odcinków RHS rzek środkowej Polski. Wszystkie zostały podzielone na 5 równych pod względem rozpiętości klas. Erba i in. (2006) przebadali relacje pomiędzy tymi indeksami a wskaźnikami biotycznymi. Te ostatnie okazały się być silnie skorelowane z wynikami *HQA* i słabo z *HMS*.

Zestawienie powyższych wskaźników pozwala na jednoznaczne określenie klasy stanu hydromorfologicznego badanego odcinka cieków. Stosuje się tu graf klasyfikacyjny zaproponowany do tego celu przez Environment Agency z Wielkiej Brytanii (Walker i in. 2002; tabl. 1), dostosowany oczywiście do warunków Polski niżowej przez zespół badaczy z Poznania (Szoszkiewicz i in. 2012).

Użytkowanie terenu zostało określone na podstawie map publikowanych przez Europejską Agencję Środowiska (EEA 2014). Dla każdego z 30 odcinków pomiarowych wyznaczono strefy buforowe o szerokości 100, 250 oraz 500 m. W każdej ze stref wyznaczono użytkowanie terenu dzieląc wydzielone klasy na dwie grupy – obszary semi-naturalne (las, wody, łąki, nieużytki i użytki rolnicze oraz infrastruktura sportowa i rekreacyjna) oraz zurbanizowane (wszystkie obszary zurbanizowane o różnym stopniu uszczelnienia powierzchni, infrastruktura komunikacyjna oraz tereny przemysłowe, magazynowe, handlowe i budowy). Uzyskane indeksy naturalności siedliska, modyfikacji siedliska oraz sposoby użytkowania w wyznaczonych strefach zestawione zostały w tabl. 2.

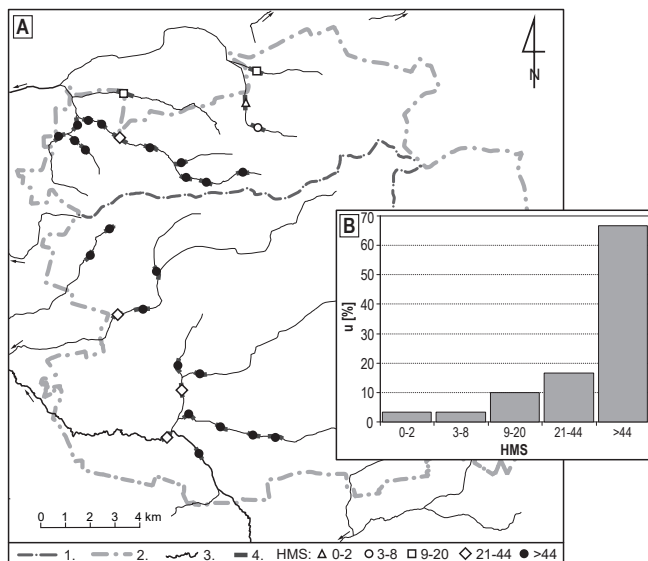
3. STAN HYDROMORFOLOGICZNY ŁÓDZKICH CIEKÓW

3.1. Wskaźnik przekształcenia siedliska

Obliczony dla 30 badanych odcinków kontrolnych łódzkich cieków wskaźnik modyfikacji siedliska wykazuje pewne prawidłowości przestrzenne (rys. 2A). Największym modyfikacjom podlegały cieki w zachodniej i południowej części miasta

– zostały uregulowane, w wielu przypadkach także umocnione i przygotowane do odbierania wód z kanalizacji burzowej, a także nadmiaru wody z kanalizacji ogólnospławnej. Zwrócić jednak należy uwagę na cieki z zachodniej części miasta. Do tej pory są to tereny użytkowane głównie rolniczo, a jednak notowana presja jest tam znaczna. Wynika ona głównie z uregulowania tych cieków na potrzeby melioracji pól i łąk.

Wskaźnik *HMS* cechuje się lewostronnie skośnym rozkładem empirycznym (rys. 2B). W zdecydowanej większości przypadków (80%) uzyskane wartości wskazują na znaczące bądź silne przekształcenie koryt cieków i ich bezpośredniego sąsiedztwa. Średnio dla analizowanej próbki rzek indeks *HMS* wynosi aż 69 punktów (średnia arytmetyczna), a połowa odcinków nie przekracza 72 punktów (mediana). Silne przekształcenia dotyczą zwłaszcza tych rzek, które zostały niegdyś przystosowane do odbierania wód z kanalizacji ogólnospławnej. Maksymalną wartość otrzymano dla Karolewki (tabl. 2, nr 30) tuż poniżej wylotu z krytego kanału. Koryto cieków jest tu silnie przegłębione, a dno i brzegi wybetonowane. Nieco powyżej tego odcinka funkcjonuje jeden z 11 przelewów burzowych, przez który odbywa się zrzut nieoczyszczonych ścieków z kanalizacji ogólnospławnej (Zarzycki 2003). Mimo silnej presji człowieka, zachował się w Łodzi jeszcze jeden odcinek rzeki posiadający (według oceny za pomocą wskaźnika *HMS*) charakter naturalny (w zasadzie niezmodyfikowany). Znajduje się on w północnej części miasta na Bzurze (nr 15), poniżej Lasu Łagiewnickiego,



Rys. 2. Wskaźnik przekształcenia siedliska (*HMS*) cieków z obszaru Łodzi;

A – rozmieszczenie przestrzenne; B – udział procentowy; 1 – dział wodny I-go rzędu;

2 – administracyjne granice miasta; 3 – rzeki; 4 – odcinki badawcze

gdzie znajdują się źródła rzeki. Ciek płynie tu na zapleczu obszarów luźnej zabudowy o charakterze podmiejskim i nigdy nie został na tym odcinku uregulowany.

Najmniejszymi przekształceniami, przy jednoczesnym zachowaniu różnorodności siedlisk, cechują się cieki północnej części badanego obszaru. Są to tereny położone pomiędzy Lasem Łagiewnickim w Łodzi i Lasem Okręglik w Zgierzu. Okolica jest dosyć atrakcyjna osadniczo dla mieszkańców miast aglomeracji łódzkiej i coraz intensywniej zabudowywana. Warto zatem zwrócić baczniejszą uwagę na ochronę cieków odwadniających ten teren (w szczególności odcinka Bzury płynącej przez obszar o charakterze podmiejskim). Nie chodzi tu tylko o jakość płynącej wody, ale raczej o różnorodność środowiskową pasa terenu biegnącego wzdłuż cieku. Stanowi on korytarz ekologiczny, którego jakość jest nadal wysoka i warta zachowania.

Obliczone współczynniki modyfikacji siedliska skonfrontowano ze sposobem użytkowania terenu w strefach przyległych do cieków (tak zwanych strefach „buforowych”) o trzech z góry zadanych szerokościach (100, 250 oraz 500 m). Wyniki zestawiono w tabl. 3. Dla każdej ze stref obliczono współczynniki korelacji liniowej Pearsona, a ich istotność sprawdzono parametrycznym testem t-Studenta (Tomalski, Tomaszewski 2015). Przeprowadzona procedura pozwoliła potwierdzić istnienie istotnego statystycznie związku między wskaźnikiem przekształcenia siedliska, a użytkowaniem terenu. Wraz ze wzrostem udziału powierzchni zurbanizowanych (a jednocześnie spadkiem udziału powierzchni semi-naturalnych) rośnie wartość indeksu HMS. Wynik taki był w zasadzie spodziewany, ale interesująca jest inna prawidłowość. Współczynnik determinacji – będący prostym wskaźnikiem dopasowania

Tablica 3

**Współmienność indeksów stanu morfologicznego cieków
i użytkowania terenu w strefie przykorytowej**

		Obszary zurbanizowane [%]			Obszary seminaturalne [%]		
		100 m	250 m	500 m	100 m	250 m	500 m
<i>HMS</i>	<i>R</i>	<u>0,49</u>	<u>0,53</u>	<u>0,55</u>	<u>-0,47</u>	<u>-0,55</u>	<u>-0,58</u>
	<i>R</i> ²	0,24	0,28	0,31	0,23	0,30	0,34
	<i>a</i>	0,174	0,204	0,223	-0,267	-0,294	-0,315
<i>HQA</i>	<i>R</i>	-0,35	-0,36	-0,34	0,35	0,41	0,42
	<i>R</i> ²	0,12	0,13	0,11	0,12	0,17	0,18
	<i>a</i>	-0,446	-0,494	-0,493	0,709	0,804	0,822

źródło: opracowanie własne

objaśnienia: *HMS* – wskaźnik przekształcenia siedliska, *HQA* – wskaźnik naturalności siedliska, *R* – współczynnik korelacji liniowej Pearsona, *R*² – współczynnik determinacji, *a* – współczynnik kierunkowy trendu liniowego; wytłuszczono i podkreślono współczynniki korelacji istotne na poziomie $\alpha = 0,01$

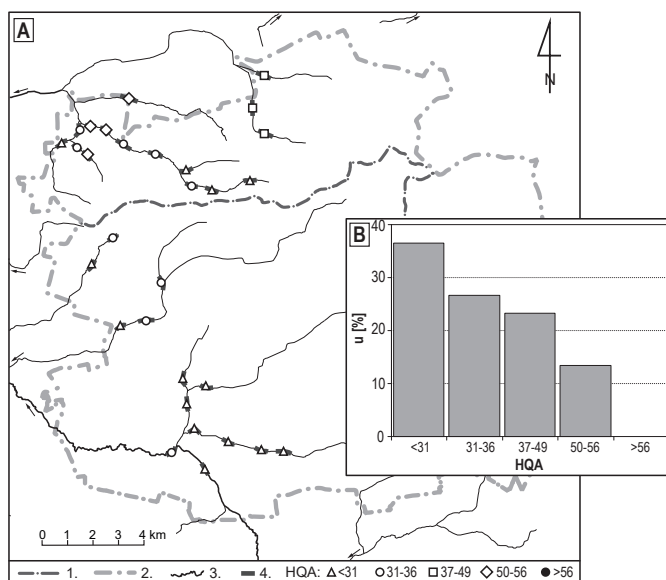
wania modelu regresyjnego wskazuje, że zależność ta jest tym silniejsza, im szerszą strefę buforową analizowano. Wynika to zapewne z tego, iż bezpośrednie sąsiedztwo rzek często stanowi swoisty „korytarz ekologiczny” w przestrzeni miejskiej, niekorespondujący z jej charakterem. Z drugiej strony musi być on jednak dostosowany funkcjonalnie do charakteru tej części zlewni jaką odwadnia, co znajduje odzwierciedlenie w wielkości wskaźnika *HMS* (obecność infrastruktury transportowej, stopień przekształcenia antropogenicznego samego koryta rzeczno). Ten ostatni z kolei wynika często z konieczności przystosowania rzeki do odbioru ścieków opadowych pochodzących z terenów magazynowych, usługowych czy osiedli mieszkaniowych.

3.2. Wskaźnik naturalności siedliska

Rozkład przestrzenny indeksów *HQA* badanych odcinków łódzkich cieków cechuje podobna prawidłowość, co w przypadku indeksu *HMS*. Cieki w północnej części miasta odznaczają się zdecydowanie atrakcyjniejszymi warunkami siedliskowymi (rys. 3A). Zwrócić należy uwagę na dolne odcinki Sokołówki i Aniołówki (nr 1, 2 i 12). Zachowały one relatywnie dużą atrakcyjność siedliskową mimo znacznych modyfikacji poczynionych przez człowieka (por. rys. 3B), co świadczy o ich dużym potencjale ekologicznym. Należy w związku z tym zwrócić na nie szczególną uwagę przy planowaniu przestrzennego zagospodarowania tej części miasta.

Zbiór obliczonych indeksów *HQA* cechuje się prawostronnie skośnym rozkładem empirycznym (rys. 3B). Wskazuje to na dominację cieków o ubogich bądź najuboższych siedliskach (ponad 60% badanych odcinków). Średnio dla analizowanej próbki rzek indeks *HQA* wynosi 33,6 punktu (średnia arytmetyczna), a dla połowy odcinków nie przekracza 32 punktów (mediana). Najmniej zróżnicowany i atrakcyjny siedliskowo jest Ner (nr 27) w południowo-zachodniej części miasta, przepływający przez stosunkowo gęsto zabudowane osiedle Ruda.

Siedlisk najbardziej zróżnicowanych w Łodzi nie udało się zlokalizować. Sytuacja ta jest wynikiem wieloletnich zmian wprowadzanych przez człowieka w dolinach cieków, szczególnie tych przepływających przez centrum miasta. Wszystkie inwestycje w korytach rzecznych bądź w ich bezpośrednim sąsiedztwie oddziałują w zasadzie jednokierunkowo i powodują zubażanie warunków siedliskowych. Mimo wszystko cztery odcinki rzek zaklasyfikowano jako cieki o zróżnicowanych siedliskach. Trzy z nich – Wrząca (nr 13), Aniołówka (nr 12), Sokołówka (nr 2) – zlokalizowane są na obrzeżach miasta, na terenach użytkowanych rolniczo i mających charakter niemalże wiejski. Jeden z nich znajduje się relatywnie blisko centrum (Soko-



Rys. 3. Wskaźnik naturalności siedliska (HQA) cieków z obszaru Łodzi;

A – rozmieszczenie przestrzenne; B – udział procentowy; 1 – dział wodny I-go rzędu;

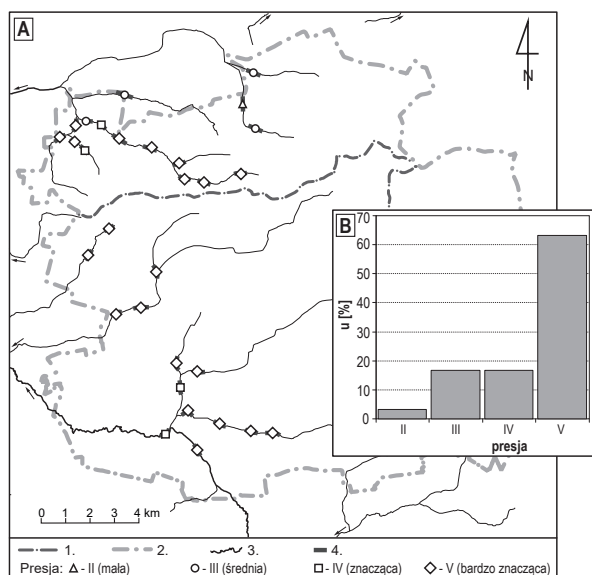
2 – administracyjne granice miasta; 3 – rzeki; 4 – odcinki badawcze

łówka, nr 6), ale wzdłuż cieków zlokalizowane są obszary zakrzewione i zadrzewione oraz tereny rekreacyjne. Atrakcyjność siedliskową tego odcinka zauważyli być może również deweloperzy, gdyż w bezpośrednim sąsiedztwie rozpoczęto realizację kilku nowych inwestycji mieszkaniowych.

Wskaźnik naturalności siedliska (HQA) cechuje się brakiem związków ze sposobem użytkowania terenu w otoczeniu odcinka pomiarowego (tabl. 2). Zależy on prawie wyłącznie od zróżnicowania warunków hydromorfologicznych panujących w korycie, do którego ingerencja człowieka wkracza najpóźniej. Z drugiej strony ciek dawno przekształcony przez człowieka – o ile wybudowane naniesienia antropogeniczne nie są w odpowiedni sposób konserwowane – są samorzutnie „renaturyzowane” przez wody płynące. progi korekcyjne i umocnienia brzegów są niszczone, w korycie pojawiają się łachy i odsypiska, następuje kolonizacja przez rośliny itp. Ma to mały związek z użytkowaniem terenu poza doliną rzeki, co potwierdza brak zależności istotnej statystycznie.

3.3. Stan hydromorfologiczny odcinków cieków

Obliczone indeksy modyfikacji i jakości siedlisk pozwalają na określenie stanu hydromorfologicznego cieków z obszaru Łodzi. w wykorzystano do tego celu graf



Rys. 4. Stan hydromorfologiczny cieków z obszaru Łodzi;

A – rozmieszczenie przestrzenne; B – udział procentowy; 1 – dział wodny I-go rzędu;

2 – administracyjne granice miasta; 3 – rzeki; 4 – odcinki badawcze

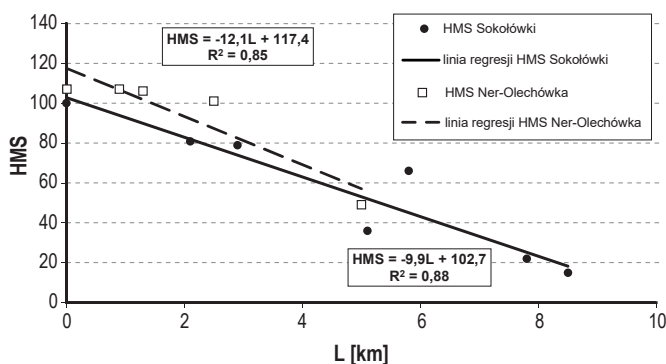
zaprezentowany w tabl. 1, a wyniki zestawiono na rys. 4. Obliczony dla 30 badanych odcinków pomiarowych stan hydromorfologiczny cechuje się lewostronnie skośnym rozkładem empirycznym. Oznacza to, że większość analizowanych odcinków poddana jest bardzo znaczącej presji (ponad 60% przypadków; rys. 4B). Rzeki o małej i średniej presji koncentrują się w północno-wschodniej części miasta w okolicach Lasu Łagiewnickiego oraz słabo zagospodarowanego, częściowo podmokłego pogranicza Łodzi i Zgierza. Na szczególną uwagę zasługują tu dwa odcinki badawcze zlokalizowane na Bzurze (nr 15 i 16). Pierwszy z nich jest najcenniejszy w badanej próbie, gdyż jako jedyny został zaklasyfikowany do II klasy, cechującej się małą presją. Drugi z odcinków łatwo można do tej klasy wprowadzić. Wartość indeksu HMS przyznana temu odcinkowi to tylko 5 punktów. Analiza szczegółowa arkusza hydromorfologicznej oceny cieków wykazała, że są to punkty przyznane za kładki dla pieszych i umocnienia lewego brzegu w okolicy niszy źródłiskowej w Lesie Łagiewnickim. Rezygnacja z tych antropogenicznych naniesień podniosłaby jeszcze ocenę stanu hydromorfologicznego tego odcinka Bzury, choć z pewnością utrudniłaby jego dostępność dla mieszkańców.

Sieć rzeczna okolic Łodzi cechuje się decentrycznym układem (Maksymiuk 1992). Cieki rozpoczynają się w mieście i wyprowadzają wody w kierunku zdecydowanie mniej zurbanizowanych obszarów. Ma to swoje odbicie w ocenie stanu hydromorfologicznego cieków, co stwierdzono powyżej, wskazując, że najlepsze oceny

uzyskują ciekę z obrzeży miasta. Postanowiono zatem sprawdzić czy wskaźniki *HMS* i *HQA* zmieniają się w sposób istotny statystycznie z biegiem rzek. Da to odpowiedź na pytanie, czy na poprawę oceny bardziej wpływa spadek indeksu *HMS* czy może wzrost indeksu *HQA*. W tym celu wybrano dwa ciągi odcinków takich cieków, na których przebadano ich przynajmniej pięć (rys. 1): położoną w północnej części miasta Sokołówkę (odcinki o nr od 1 do 7) oraz zlokalizowane w południowo-zachodniej Olchówkę (nr od 23 do 26) i jej recypienta – Ner (nr 22).

Obliczono odległości początków badanych odcinków (dla każdej analizowanej grupy cieków osobno) od najwyżej położonego odcinka pomiarowego. Takim punktem przypisano odpowiadające im wartości indeksów *HMS* i *HQA*, a następnie poddano analizie regresji. Wykazała ona, że nie istnieje istotny statystycznie związek między odległością od początku cieków a indeksem *HQA*. Inaczej mówiąc, jakość siedliskowa nie wzrasta istotnie wraz z oddalaniem się od centrum miasta, co częściowo tłumaczy brak związków tego parametru z użytkowaniem terenu, które na obrzeżach miasta jest zdecydowanie bardziej ekstensywne.

Zgola inaczej przedstawia się to dla indeksu *HMS* (rys. 5). W przypadku obu analizowanych odcinków, wartości wskaźnika przekształcenia siedlisk istotnie statystycznie (potwierdzone testem t-studenta) maleją z biegiem rzeki. Warto zwrócić również uwagę, że współczynnik determinacji w oby przypadkach jest bardzo wysoki. Spadek wielkości *HMS* w ponad 80% tłumaczy tu wzrost odległości od początku badanego odcinka, a więc centrum miasta. Na poprawę oceny stanu hydromorfologicznego cieków na obrzeżach miasta znaczący wpływ ma zatem istotny spadek modyfikacji siedlisk, a nie wzrost ich atrakcyjności. Tłumaczyć można to tym, że łódzka strefa aglomeracyjna tworzyła się późno i wiele terenów nawet w granicach miasta posiada jeszcze cechy podmiejskie, a nawet wiejskie (Jokiel 2002). Z reguły ciekę na takich obszarach nie są poddawane znaczącej presji, poza regulacją i budową przepustów drogowych.



Rys. 5. Zmiany wskaźnika przekształcenia siedliska (*HMS*) z biegiem cieków (*L*)

5. WNIOSKI

Zastosowana procedura oceny stanu hydromorfologicznego łódzkich cieków pozwoliła postawić kilka wniosków o charakterze dyskusyjnym.

1. Zdecydowana większość cieków z obszaru Łodzi cechuje się wysokim bądź bardzo wysokim stopniem modyfikacji siedlisk. Analiza przeprowadzona dla dwóch ciągów, sekwencyjnie następujących po sobie, odcinków cieków w północnej i południowo-zachodniej części miasta wskazuje jednak, że wraz z oddalaniem się od centrum indeksy *HMS* szybko i istotnie statystycznie maleją. Zatem cieki o najmniejszej modyfikacji siedlisk występują na obrzeżach miasta. Takiego wniosku moglibyśmy spodziewać się z oczywistych względów bez potrzeby prowadzenia tych badań, ale w tym przypadku dostajemy konkretne wartości, które ponadto opisuje model regresyjny.
2. W Łodzi dominują cieki cechujące się ubogimi bądź bardzo ubogimi siedliskami. Wydaje się, że atrakcyjniejsze odcinki znajdują się szczególnie w północnej, najmniej przekształconej części miasta. Badania wykazały jednak, że wraz z oddalaniem się od centrum miasta jakość siedlisk nie wzrasta w sposób istotny statystycznie.
3. Wskaźnik modyfikacji siedlisk wykazuje istotny statystycznie związek z użytkowaniem terenu w bezpośrednim otoczeniu cieków. Co interesujące siła tej zależności rośnie ze wzrostem szerokości rozpatrywanej strefy buforowej.

W prezentowanym opracowaniu niemal wszystkie analizowane cieki (poza Nerem) są rzekami autochtonicznymi, tzn. że ich reżim i charakter kształtuje się wyłącznie na obszarze miasta. W tym kontekście szczególnego znaczenia nabiera zjawisko zmian morfologii koryt takich cieków wraz ze słabnącym wpływem antropopresji. Zupełnie z inną sytuacją mamy do czynienia w przypadku rzek tranzytowych, które przepływają przez największe polskie miasta. Tam stopień przekształcenia doliny cieku będzie w dużej mierze zależny od relacji pomiędzy wielkością miasta i samej rzeki.

THE PARAMETRIC EVALUATION OF THE ŁÓDŹ RIVERS IN THE HYDROMORPHOLOGICAL RESPECT

Summary

The study used an English research method called *River Habitat Survey* (RHS) in order to determine the hydro-morphological state of small rivers draining the area of Łódź. In Poland this method has been used since the mid 1990s, and until now, several hundred stretches of rivers throughout Poland have been assessed by means of it. The application of the RHS

method enables to calculate two synthetic indices of the rivers quality: the *Habitat Quality Assessment* – *HQA* and the *Habitat Modification Score* – *HMS*. The first index assesses the habitat quality, i.e. its diversity and complexity, which provides information on the potential biotic attractiveness of the flow. The second index parameterises the degree of modification of the assessed stretch as a result of the anthropopressure. The compilation of the indices mentioned above provides a consistent determination of the class of the hydromorphological state of a stretch of the assessed stream.

For the study 30 stretches located on 14 out of 18 streams of Łódź area were selected. The sample has been chosen to characterize streams with strong anthropopressure, collecting water from combined sewerage as well as streams relatively poorly transformed.

The habitat modification score (*HMS*) calculated for 30 control stretches, in most cases (more than 80%) has indicated that the beds of the streams and their direct environment has been significantly or strongly modified. It mainly concerns these rivers which were adapted in the past to collect water from the combined sewage system. However, one may say that fortunately there is still one stream in the natural condition (almost unmodified) in Łódź.

In Łódź there is the dominance of the streams with poor or the poorest habitats in this area (almost 65% of the sites analysed). This situation results from long-term anthropopressure-related modifications in the streams, the ones passing through the city centre in particular. All the investments in the riverbeds or in their immediate vicinity have generated one-way impacts and impair the condition of the habitat.

Calculated *HQA* and *HMS* indexes have been correlated with popular indexes of land use in river valleys and its surrounding. The *HMS* index increases along with the increase of percentage share of the urban areas. The wider zone we analyse, the stronger the relation is. No such relations were detected between the land use and the *HQA* index.

BIBLIOGRAFIA

- Andykiewicz-Piragas M., 2006, *Hydromorfologiczna ocena cieków w krajach Unii Europejskiej jako element wspierający ocenę ekologicznego stanu rzek zgodnie z wymogami Ramowej Dyrektywy Wodnej*, Infrastruktura i Ekologia Terenów Wiejskich, 4 (3), 7-15
- Bieżanowski W., 2005, *Z dziejów kanalizacji i wodociągów łódzkich. Horror z happy endem*, Towarzystwo Opieki nad Zabytkami w Łodzi, Wydawnictwo ZORA, Łódź, 96 s.
- Boon P.J., Holmes N., Maitland P.S., Fozzard I.R., 2002, *Developing a new version of SERCON (System for Evaluating Rivers for Conservation)*, Aquatic Conservation: Marine and Freshwater Ecosystems, 12 (4), 439-455, DOI: 10.1002/aqc.540
- Buffagni A., Erba S., Armanini D., De Martini D., Somare S., 2004, *Aspetti idromorfologici e carattere Lentico-lotico dei fiumi mediterranei: River Habitat Survey e descrittore LRD*,

- [w:] *Classificazione ecologica e carattere lenticoloitico in fiumi mediterranei*, A. Buffagni, (red.), Quaderni Istituto Di Ricerca Sulle Acque, 122, 41-63
- Czerniawska-Kusza I., Szoszkiewicz K., 2007, *Biologiczna i hydromorfologiczna ocena wód płynących na przykładzie rzeki Mała Panew*, Katedra Ochrony Powierzchni Ziemi Uniwersytet Opolski, Opole, s. 69.
- EEA, 2014, *Urban Atlas*, European Environment Agency, dostępne online: <http://www.eea.europa.eu/data-and-maps/data/urban-atlas> (12.07.2016)
- Erba, S., Buffagni A., Holmes N., O'Hare M., Scarlett P., Stenico A., 2006, *Preliminary testing of River Habitat Survey features for the aims of the WFD hydromorphological assessment: an overview from the STAR Project*, *Hydrobiologia*, 566 (1), 281-296, DOI: 10.1007/s10750-006-0089-0
- Hamerla A.M., Trzaski L., Łabaj P., 2015, *Ocena warunków hydromorfologicznych cieków miejskich metodą Urban River Survey*, *Inżynieria Ekologiczna*, 41, 26-35, DOI: 10.12912/23920629/1826
- Hawley D., Raven P.J., Anstey K.L., Crisp S., Freeman D., Cullis J., 2002, *Riverside Explorer: an educational application of River Habitat Survey information*, *Aquatic Conservation: Marine and Freshwater Ecosystems*, 12 (4), 457-469, DOI: 10.1002/aqc.537
- Jokiel P. (red.), 2002, *Woda na zapleczu wielkiego miasta (Możliwości wykorzystania i problemy ochrony zasobów i obiektów wodnych w małej zlewni strefy podmiejskiej Łodzi)*, IMGW, Warszawa, 148 s.
- Jokiel P., Maksymiuk Z., 1999, *Woda w krajobrazie i gospodarce Łodzi i regionu*, *Acta Universitatis Nicolai Copernici. Nauki Matematyczno-Przyrodnicze. Geografia*, 29 (103), 235-245
- Jusik S., Bryl Ł., Przesmycki M., Kasprzak M., 2014, *Ewolucja metody oceny stanu hydromorfologicznego rzek RHS-PL w Polsce*, *Inżynieria i Ochrona Środowiska*, 17 (1), 41-62
- Jusik S., Bryl Ł., Przesmycki M., 2015, *Najczęstsze błędy w stosowaniu metody RHS*, [w:] *RHS w Polsce*, 8, Uniwersytet Przyrodniczy w Poznaniu, Katedra Ekologii i Ochrony Środowiska, 1-4
- Maksymiuk Z., 1992, *Zależność między gęstością sieci rzecznej a przepuszczalnością podłoża w środkowej Polsce*, *Acta Univ Lodziensia, Folia Geographica Physica*, 16, 7-17
- Raven P.J., Boon P.J., Dawson F.H., Ferguson A.J.D., 1998, *Towards an integrated approach to classifying and evaluating rivers in the UK*, *Aquatic Conservation: Marine and Freshwater Ecosystems*, 8 (4), 383-394, DOI: 10.1002/(SICI)1099-0755(199807/08)8:4<383::AID-AQC303>3.0.CO;2-L
- RHS, 1997, *River Habitat Survey in Britain and Ireland. Field Survey Guidance Manual*, Environment Agency, Warrington, Wielka Brytania, 136 s., dostępne online: https://www.gov.uk/government/uploads/system/uploads/attachment_data/file/311579/LIT_1758.pdf (12.07.2016)

- Schneider P., Neitzel P., Schaffrath M., Schlumprecht H., 2003, *Physicochemical assessment of the reference status in German surface waters: A contribution to the establishment of the EC Water Framework Directive 2000/60/EG in Germany*, Acta Hydrochimica et Hydrobiologica, 31 (1), 49-63, DOI: 10.1002/aheh.200390016
- SEQ-MP, 1996, *Outil d'évaluation de la qualité du milieu physique – synthèse*, Agence de l'Eau Rhin-Meuse, Metz, Francja
- Szoszkiewicz K., Zgoła T., Gielczewski M., Stelmaszczyk M., 2009, *Zastosowanie Metody River Habitat Survey do waloryzacji hydromorfologicznej i oceny skutków planowanych działań renaturyzacyjnych*, Nauka Przyroda Technologie, 3 (3), #103
- Szoszkiewicz K., Zgoła T., Jusik S., Hryc-Jusik B., Dawson F.H., Raven P., 2012, *Hydromorfologiczna ocena wód płynących. Podręcznik do badań terenowych według metody River Habitat Survey w warunkach Polski*, Bogucki Wydawnictwo Naukowe, Poznań-Warrington, 163 s.
- Tomalski P., Tomaszewski E., 2015, *Metody, formuły i wzory obliczeniowe zastosowane w pracy*, [w:] *Metody statystyczne w analizach hydrologicznych środkowej Polski*, P. Jokiel (red.), Wydawnictwo UŁ, Łódź, 215-271
- Walker J., Diamond M., Naura M., 2002, *The development of Physical Quality Objectives for rivers in England and Wales*, Aquatic Conservation: Marine and Freshwater Ecosystems, 12 (4), 381-390, DOI: 10.1002/aqc.538
- Zarzycki R. (red.), 2003, *Techniczne problemy zarządzania środowiskiem*, PAN, Komisja Ochrony Środowiska, Łódź

Adam BARTNIK

Uniwersytet Łódzki
Wydział Nauk Geograficznych

**WIELOLETNIE ZMIANY ODPLYWU MAŁEJ RZEKI
MIEJSKIEJ POD WPLYWEM ANTROPOPRESJI
(NA PRZYKŁADZIE SOKOŁÓWKI – ŁÓDŹ)**

1. WSTĘP

Szacuje się, że do roku 2030 ponad 60% populacji światowej będzie mieszkało na terenach zurbanizowanych (Paul, Meyer 2001). Mimo tego, że obszary miejskie zajmują obecnie jedynie około 2% powierzchni lądów, znacząco wpływają na środowisko przyrodnicze. Jednak udział powierzchni zurbanizowanych stale wzrasta. Szacuje się, że powierzchnia przez nie zajmowana w 2030 roku będzie trzykrotnie większa niż w 2000 roku. (Seto i in. 2012). To właśnie centra miast generują ponad 78% wszystkich gazów cieplarnianych (Grimm i in. 2000). Zmienione własności podłoża wielkich miast wywołują cały szereg zmian klimatycznych. Zmiany dotyczą m.in. temperatury, opadów atmosferycznych i zachmurzenia. Wysokie budynki modyfikują przepływ powietrza, a poziom jego zanieczyszczenia oraz dostawa sztucznego ciepła, są przyczyną kształtowania się na tych obszarach klimatu o indywidualnych cechach, odmiennego od właściwego dla terenów wiejskich. Bezpośrednią konsekwencją tych modyfikacji jest zmiana rozkładu opadów nad obszarami zurbanizowanymi. Również pozostałe elementy obiegu wody ulegają w cyklu miejskim mniej lub dalej idącym zmianom (Marsalek i in. 2006).

Stosunki wodne mogą zmieniać się co prawda na skutek procesów naturalnych, zwykle zmian klimatycznych, lecz są to zmiany bardzo powolne (Satterthwaite 2008). Zmiany wywołane antropopresją przebiegają natomiast w sposób bardzo dy-

namiczny, szczególnie na obszarach silnie zurbanizowanych (Bartnik 2013). Ocena skali zmian jest przy tym bardzo trudna, gdyż przebieg i skutki przemian antropogenicznych są wielotorowe i złożone. Ponadto, nakładają się na istniejące tło procesów naturalnych, których zmiany również mogą przebiegać wielokierunkowo (Haman 2008).

Mała rzeka płynąca w dużym mieście nie wpływa zazwyczaj na jego funkcjonowanie (Pancewicz 2004). Jednakże często na początku jego istnienia odgrywa w nim znaczną rolę (zaopatruje w wodę, dostarcza energii do napędu młynów, foluszy czy wyprowadza zanieczyszczenia). W miarę rozwoju i powiększania się obszaru zajętego przez miasto, znaczenie małego ciek stopniowo maleje. Zostaje on niejako wchłonięty przez „organizm miejski”, często włączony w infrastrukturę, zamiera pod względem biologicznym i kulturowym. Taka rzeka staje się „niewidzialna” dla mieszkańców.

Znamiennym skutkiem oddziaływania antropopresji na stosunki wodne, są zaburzenia i trwałe zmiany reżimu rzecznoego (Brown i in. 2009; Kundzewicz 2011). Są one związane zarówno z przekształceniem terenu zlewni, jej uszczelnieniem i kanalizacją, jak i przebudową koryt rzecznych i den dolinnych, budową zbiorników wodnych i przerzutami wody. Najbardziej spektakularnym efektem tych zmian jest znaczący wzrost zmienności przepływu wód w korytach odwadniających obszary zurbanizowane. Nizówki stają się głębsze i trwają dłużej, wezbrania przebiegają gwałtowniej i są większe. Zmianie ulega reżim związany z naturalnymi procesami rządzącymi obiegiem wody na danym obszarze, a hydrogram odpływu zaczyna przypominać grzebień o nierównych, powyrywanych zębach (Bartnik, Tomalski 2010).

Badania nad wpływem zmian użytkowania terenu na odpływ rzeczny prowadzone są na całym świecie od wielu lat. Jedną z pierwszych zlewni objętych takimi badaniami była japońska Tsurumi (Graaf, Hooimeijer 2008), położona w obrębie prefektury Kanagawa koło Jokohamy. Jeszcze w 1958 roku obszar jej zlewni był w 90% użytkowany rolniczo. W niespełna 40 lat później, odsetek ten zmniejszył się do 15%. Jednocześnie, wzrosła wysokość kulminacji wezbrań rzecznych oraz skrócił się czas reakcji zlewni na opad. Podobne badania prowadzą od dziesiątek lat Amerykanie. Przykładem mogą tu być Mercer Creek i Newaukum Creek (Konrad 2003), w których analizy związane z wpływem urbanizacji na stosunki wodne prowadzone są od początku lat 60-tych. Dowodzą one, iż wysokość kulminacji wezbrania o prawdopodobieństwie 1%, w obu zlewniach, różniących się znacząco stopniem urbanizacji, może wzrosnąć nawet 25-krotnie.

Analogiczne badania, prowadzone są od wielu lat w Europie, w tym w Polsce. Nasi hydrologowie włączyli się w te badania stosunkowo wcześniej, bo tuż po II wojnie światowej (Uchnast-Nowicka 1981). Obejmowały one w głównej mierze silnie zur-

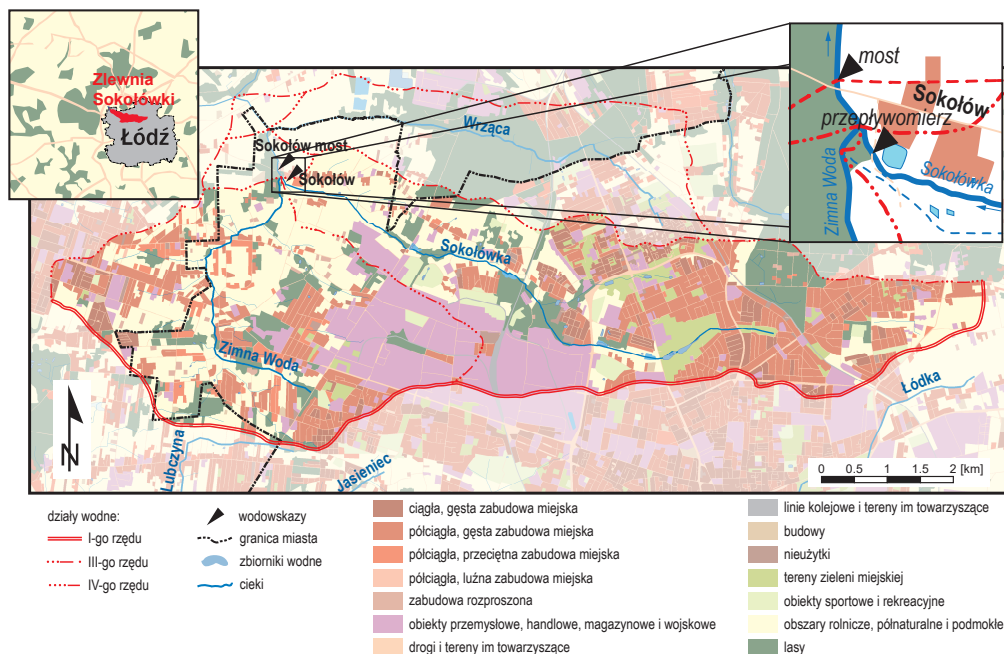
banizowane obszary okręgów przemysłowych: Górnośląskiego, Konińskiego i Bełchatowskiego, a także aglomeracji: łódzkiej, warszawskiej, krakowskiej, kieleckiej i bydgoskiej. Dotyczyły przede wszystkim powierzchniowej sieci hydrograficznej oraz zmian poziomów wód gruntowych na skutek oddziaływania procesów urbanizacyjnych (Jankowski 1986, 1987, 1991; Soczyńska 1974; Dynowska, Zbadyńska 1975; Choiński 1978; Czaja 1987, 1988; Choiński, Ziętkowiak 1991; Absalon, Kaniecki 1991, 1993; Wac 1992; Dynowska 1993; Biernat, Suligowski 2002; Ciupa 2009). W niektórych przypadkach badania te dotyczyły również obiegu wody na terenach miejskich w czasach historycznych i współcześnie (Kaniecki 1991, 1993, 1994, 1999, 2004; Jankowska 1995; Pociask-Karteczka 1996; Drwal i in. 1996).

2. CECHY OBSZARU BADAŃ

Sokołówka jest niewielką rzeką odwadniającą północną część Łodzi (powierzchnia zlewni – 19,3 km²) – rys. 1. Jeszcze do niedawna, jej nazwa była słabo znana nawet mieszkańcom jej bezpośredniej okolicy. W 2006 roku zrobiło się jednak o niej głośno w publikatorach. Stała się pierwszą z łódzkich rzek objętych projektem renaturyzacji. Działania w tym zakresie stały się możliwe dzięki uczestnictwie miasta w projekcie SWITCH (*Sustainable Water Management Improves Tomorrow's Cities' Health* – Zintegrowane zarządzanie wodą a zdrowie w mieście jutra) realizowanym pod auspicjami UNESCO (Wagner i in. 2010). Opracowany w latach 2000-2002 projekt generalny rzeki Sokołówki zakłada m.in. uporządkowanie gospodarki wodno-ściekowej w zlewni, budowę kaskady zbiorników, utworzenie sztucznych meandrów i utworzenie tzw. „Parku doliny rzeki Sokołówki” (Kobojek 2015).

Pojęcie ‘renaturyzacja’ działa tu jednak bardziej jako hasło reklamowe niż jako określenie celu do jakiego zmierza projekt. Wszyscy zdają sobie chyba sprawę, że całkowite przywrócenie stanu pierwotnego rzece, która funkcjonuje w granicach dużego miasta, będąc odbiornikiem ścieków burzowych, jest po prostu niemożliwe. Działania w ramach projektu mają być zatem raczej rodzajem „remontu” rzeki i jej doliny zmierzającym do przywrócenia rzece funkcji biologicznych, a jej dolinie – nadania funkcji rekreacyjnej.

Dolina Sokołówki zasiedlona była przez człowieka już w okresie rozwoju kultury łużyckiej i przeworskiej o czym świadczą liczne znaleziska archeologiczne (Koter i in. 2002). W różnych okresach, począwszy od średniowiecza funkcjonowało na niej kilka młynów (Bartnik, Bartnik 2016). Stawy, które po nich pozostały pełniły później bardzo różne funkcje (Bartnik, Tomalski 2012). Jeden z nich stał się stawem rybnym (tzw. staw Wasiaka), inny posłużył za załążek założenia parkowego



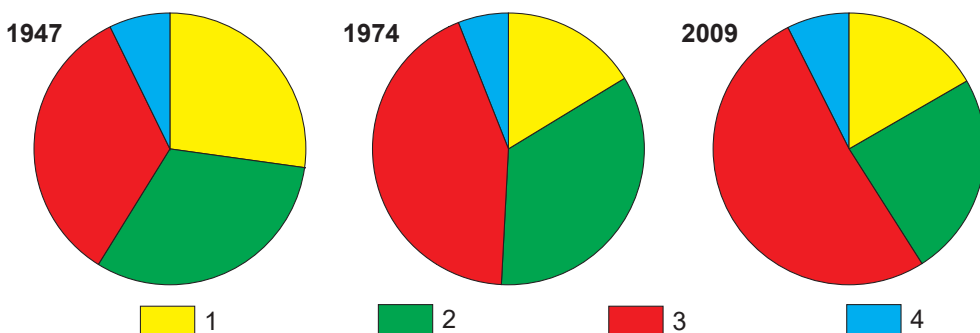
Rys. 1. Zlewnia Sokołówki po Sokołów wraz z lokalizacją przekrojów pomiarowych: współczesnego z pomiarami ciągłymi (przepływomierz) i dawnego, w którym prowadzono pomiary dorywczo (most); mapa podkładowa: Urban Atlas 2012, pozostałe elementy: opracowanie własne

(nieistniejący już pałac Heinzla a obecnie park im. A. Mickiewicza), koleiny był miejscem niedzielnych wycieczek mieszkańców Łodzi (staw Pabianka – obecnie w jego miejscu wybudowano nowy staw – Żabieniec, zaś nazwę Pabianka przejął wybudowany w latach 80. zbiornik położony kilkaset metrów w górę rzeki). Przeważająca część obszaru zlewni znajduje się w granicach administracyjnych miasta, do którego została włączona w ramach inkorporacji w roku 1945 (niewielki jej fragment pozostawał w nich od 1916 roku. Ostatnie powiększenie miasta o rolniczo zagospodarowane tereny zlewni Sokołówki miało miejsce w 1987 roku.

Postępująca ingerencja człowieka w środowisko w krótkim czasie doprowadziła do głębokiego przekształcenia pierwotnych cech obszaru zlewni Sokołówki. Koryta rzek zostały zamienione w betonowe żłoby i włączone do sieci kanalizacji deszczowej. Jej długość jest na tym obszarze ponad trzykrotnie większa niż długość naturalnej sieci rzecznej (a przynajmniej tego, co jest jej pozostałością). Górna część zlewni jest gęsto zabudowana osiedłami domów jednorodzinnych, zaś w środkowej części dominuje zabudowa przemysłowa (rys. 1). Utwory powierzchniowe, pierwotnie w większości o dobrej wodoprzepuszczalności, zostały przykryte warstwą antropogenicznego nadkładu (gruz, szlaka, asfalt, beton), o zmiennych warunkach

filtracyjnych. Obecnie, jedynie dolna część zlewni zachowała podmiejski charakter, ze znacznym udziałem użytków rolnych i obszarów seminaturalnych.

Stopniowe przekształcenie tego terenu następowało od początku osadnictwa pradziejowego. Pierwotnie związane były głównie z wylesieniem i budową młynów i dotyczyły głównie samej doliny rzecznej. Kiedy jednak obszar zlewni został włączony w granice miasta, przemiany zaczęły mieć charakter skokowy, związany z kolejnymi inwestycjami. Warto w tym miejscu zaznaczyć, że praktycznie cały obszar zlewni Sokołówki był jeszcze przed II WŚ użytkowany wyłącznie rolniczo (poza ciągami komunikacyjnymi i stawami). Okres najintensywniejszych przekształceń zagospodarowania terenu zlewni przypada na lata 60. i 70. W latach 80. powstało tu także rozległe osiedle mieszkaniowe (Radogoszcz Wschód), którego sieć kanalizacji burzowej została przyłączona do Sokołówki, przyczyniając się w dużej mierze do zmiany jej reżimu. Zmiany pokrycia terenu zlewni w trzech wybranych momentach czasowych po II wojnie światowej prezentuje rys. 2.



Rys. 2. Struktura pokrycia terenu zlewni Sokołówki w latach 1947, 1974 i 2009: 1 – użytki rolne; 2 – grunty leśne oraz zadrzewione i zakrzewione; 3 – obszary zabudowane; 4 – pozostałe (opracowanie własne na podstawie Liszewski 1977; Jakóbczyk-Gryszkiewicz 2002)

Katedra Hydrologii i Gospodarki Godnej (KHIGW) UŁ od 2006 r. prowadzi badania w zlewni Sokołówki, początkowo w ramach wspomnianego wyżej projektu SWITCH, później w ramach projektu badawczego NCN. Rzeka i jej dolina obserwowane są pod kątem zarówno hydrologicznym, jak i hydrochemicznym. Na cieku funkcjonują trzy posterunki stałego monitoringu natężenia przepływu oraz sieć kilkunastu innych punktów pomiarowych. Zebrany materiał wykorzystywany jest sukcesywnie do analizy współczesnego obiegu wody w zlewni Sokołówki oraz jego zmian na skutek różnokierunkowej antropopresji. Niniejsze opracowanie jest próbą odpowiedzi na pytanie: czy i jak bardzo zmienił się odpływ Sokołówki w ciągu ostatnich 50 lat?

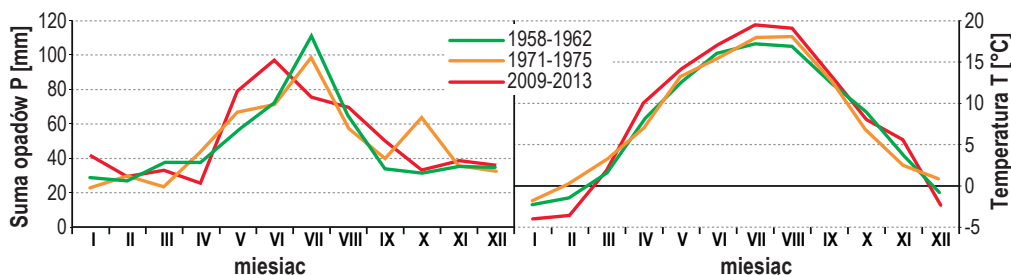
3. METODYKA BADAŃ

Materiał źródłowy prezentowanego opracowania stanowiły aktualne pomiary natężenia przepływu (seria 2009-2013), a także dwie serie historyczne (lata: 1957-1960 i 1971-1975). Współczesna seria pomiarowa powstała w sposób złożony. Od maja 2006 roku KHiGW prowadziło ciągłe pomiary natężenia przepływu Sokołówki w miejscu oznaczonym na rys. 1 nazwą Sokołów (przepływomierz). Zainstalowany tam został przepływomierz dopplerowski Teledyne ISCO 2150 wykorzystujący do pomiaru zależność między napełnieniem koryta a prędkością wody w nim płynącym (<http://www.isco.com/products/products3.asp?PL=2021010>). Pomiary rejestrowane były w reżimie 15-minutowym. Jednocześnie w przekroju most (rys. 1) prowadzono obserwacje stanów wody i młynkowe pomiary natężenia przepływu metodą patrolową (co tydzień). Aby umożliwić porównywalność wyników, spośród pomiarów przepływomierza wybrano tylko te z godziny 6 czasu uniwersalnego, zaś dla przekroju most sporządzono krzywą natężenia przepływu. W kolejnym kroku zestawiono ze sobą korespondujące terminy pomiarów z obu posterunków i określono ich związek korelacyjny. Określone zależności miały w okresie od marca 2012 do grudnia 2013 roku charakter prostoliniowy (wsp. determinacji $R^2 = 0,98$), zaś przed marcem 2012 roku był krzywoliniowy ($R^2 = 0,92$). Na podstawie uzyskanych zależności i pomiarów natężenia przepływu za pomocą przepływomierza, utworzono szereg dobowych (z godz. 6 UTC) pomiarów natężenia przepływu Sokołówki w przekroju most.

Serie z przełomu lat 50. i 60. oraz z lat 70. stanowiły bądź wartości natężenia przepływu zamieszczone w Rocznikach Hydrologicznych IMGW (PiHM) – najstarsza seria, bądź wielkości obliczone na podstawie utworzonej w tym celu krzywej natężenia przepływu (konsumcyjnej) i obserwowanych wówczas codziennie (o godz. 6 UTC) stanów wody.

Od końca lat 50. do połowy 70. funkcjonował na Sokołowce wodowskaz, za pomocą którego prowadzono obserwacje w ramach sieci IMGW. Pomiarów zaniechano w związku z przebudową przepustu, przy którym umieszczone było urządzenie. Zmierzone wówczas stany wody (a okresowo także pomiary natężenia przepływu) są obecnie dobrym materiałem porównawczym dla oceny zmian reżimu rzecznego. Należy jednak w tym miejscu zastrzec, istnienie pewnych ograniczeń analiz statystycznych związanych z niejednorodnością ciągów: współczesnego i pochodzących z dawnych obserwacji.

Pięciolecia, wybrane do analiz porównawczych zmian odpływu, różniły się pod względem klimatycznym (rys. 3). Szczególnie dotyczy to ostatniego z nich. Amplituda średnich miesięcznych temperatur była wówczas wyraźnie większa, zaś



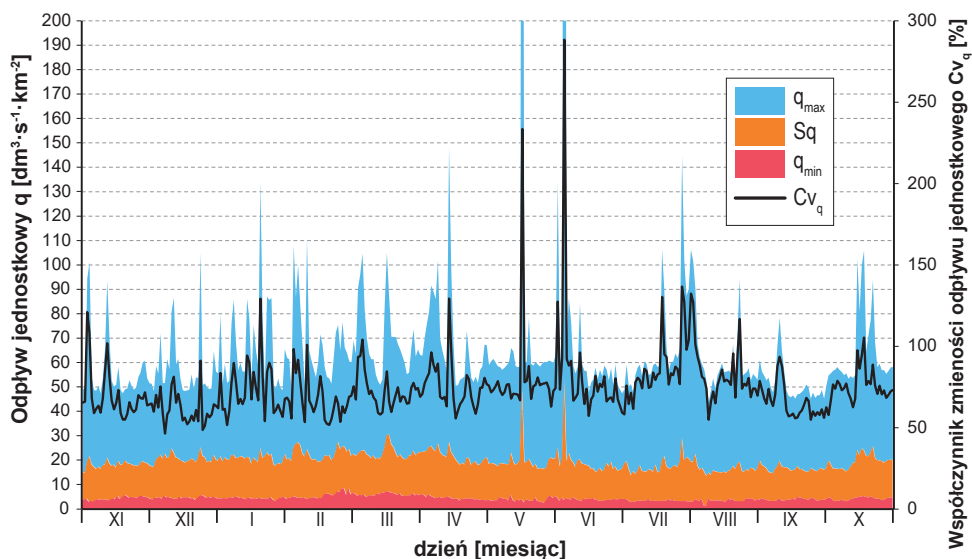
Rys. 3. Średnie miesięczne sumy opadów i temperatury powietrza na stacji Łódź – Lublinek w badanych pięcioleciach (źródło danych: archiwum KHIGW UŁ; opracowanie własne)

maksimum opadowe przesunięte na czerwiec. Sama amplituda opadów, choć mniejsza niż w okresie 1958-62, była zbliżona do zarejestrowanej w pierwszej połowie lat 70. Wyższe temperatury w okresie letnim wpłynęły z pewnością na zwiększone parowanie, zaś wyraźnie mniejsze opady w czasie najcieplejszych miesięcy, mogły przyczyniać się do pogłębiania się niżówek i zaniku w tym okresie niektórych małych cieków. Średnie roczne (w układzie hydrologicznym) sumy opadów atmosferycznych w poszczególnych pięcioleciach wynosiły (dane ze stacji Łódź-Lublinek): 1958-62 – 570, 98 mm; 1971-75 – 596,72 mm; 2009-13 – 617,87 mm.

Uzyskane serie przekształcono, obliczając podstawowe charakterystyki hydrologiczne dla poszczególnych pięcioleci w układzie: wieloletnim, miesięcznym i dla jednoimiennych dni. Zestawienia te posłużyły do dalszych obliczeń i sporządzenia prezentowanych poniżej ilustracji. Metodyka większości z nich nie jest niczym nowym i nie wymaga z pewnością komentarza. w przypadku innych uwagi metodyczne bądź odnośniki do literatury metodycznej będą pojawiały się sukcesywnie wraz z ich prezentacją.

4. WYNIKI I ICH DYSKUSJA

Badane piętnastolecie cechuje się dużą zmiennością odpływu ze zlewni sokołowski (rys. 4). Prezentowany wykres sporządzono dla charakterystyk wyznaczonych dla każdego z jednoimiennych dni wszystkich pięcioleci. Inaczej rzecz ujmując, każda odcięta to kolejny dzień roku, której przypisano serię 15 przepływów (wyrażonych jednostkowo), mających miejsce w badanym okresie. Spośród nich wybrano maksimum (q_{max}), minimum (q_{min}), obliczono średnią (Sq) i współczynnik zmienności (Cv_q). Uzyskany obraz pozwala scharakteryzować zmienność odpływu w całym omawianym okresie.



Rys. 4. Przeciętne hydrogramy odpływów jednostkowych średnich i ekstremalnych Sokołówki w Sokołowie (lata 1958-62, 1971-75 i 2009-2013); $q_{\max}$ – minimalny odpływ jednostkowy; S_q – średni odpływ jednostkowy; $q_{\min}$ – maksymalny odpływ jednostkowy; C_{v_q} – współczynnik zmienności odpływu jednostkowego; (źródło danych: badania własne i Roczniki Hydrologiczne IMGW (PIHM) z lat 1958-75; opracowanie własne)

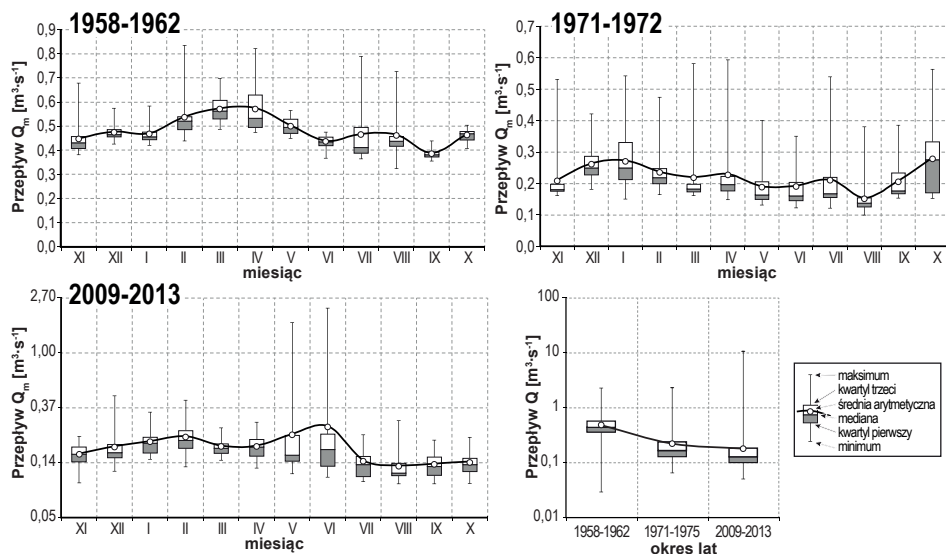
Prezentowany wykres dowodzi przede wszystkim dużej zmienności odpływu z terenu zlewni Sokołówki przez cały rok, co jest charakterystyczne dla zlewni miejskich. Okresy względnego „spokoju” mają miejsce jesienią, wczesną zimą i, co ciekawe, na przełomie czerwca i lipca. Maksimum C_{v_q} przypada na 5 czerwca głównie za sprawą wezbrania z 2013 roku, kiedy zanotowano odpływ jednostkowy wynoszący prawie $560 \text{ dm}^3 \text{ s}^{-1} \text{ km}^{-2}$ oraz tego, iż 2 lata wcześniej zarejestrowano tego dnia minimum odpływu. Przeciętnie najmniejszy odpływ jednostkowy notowano na początku sierpnia ($1,5 \text{ dm}^3 \text{ s}^{-1} \text{ km}^{-2}$). Mediana odpływu z terenu zlewni Sokołówki przez cały rok jest dziesięciokrotnie większa ($15 \text{ dm}^3 \text{ s}^{-1} \text{ km}^{-2}$), podobnie jak średnia ($15,4 \text{ dm}^3 \text{ s}^{-1} \text{ km}^{-2}$). Wskazuje to na istnienie niewielkiej, prawostronnej skośności rozkładu odpływu jednostkowego w ciągu roku.

Natężenie przepływu Sokołówki w Sokołowie cechuje zarówno zmienność sezonowa (rys. 5A, B, C), jak i zmiany wieloletnie (rys. 5D). Lata 1958-62 charakteryzowały się względnie największym odpływem zarówno średnim ($0,481 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$), jak i skrajnymi (max. – $0,605$, min. – $0,401 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$) spośród wszystkich badanych lat – rys. 5A. W tym okresie współczynnik zmienności przepływów dobowych był najmniejszy – średnio $0,17$, maksymalnie $0,41$, w miesiącach letnich (VII-VIII). W przebiegu średniego miesięcznego natężenia przepływu zwraca uwagę istnienie dwóch mak-

simów – na wiosnę i latem, co cechuje reżim śnieżno-deszczowy. W ówczesnym czasie, mimo względnie dużego udziału terenów rolniczych w powierzchni zlewni, w górnej części istniała już gęsta zabudowa rezydencjonalna.

W pięcioleciu 1971-75 obserwowano już znacznie mniejsze natężenie przepływu (rys. 5B). Średnia spadła o ponad połowę – $0,221 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$, zaś współczynnik zmienności wzrósł niemal do 0,4. Hydrogram przepływu przybrał wówczas już tak charakterystyczny dla zlewni zurbanizowanych „zębaty” kształt. W końcu lat 60. i 70. tereny środkowej części zlewni sokołowskiej podlegały bardzo silnemu przekształceniu. Powstało duże osiedle mieszkaniowe „Teofilów” oraz rozległe tereny przemysłowe, z których ścieki burzowe zaczęto odprowadzać bezpośrednio do koryta rzeki. To właśnie wówczas Sokołówka została włączona w sieć kanalizacji burzowej Łodzi. Rozpoczęto też przebudowę koryta rzeki polegającą na jego wyprostowaniu i izolacji od podłoża. z wieńczeniem tego procesu, była budowa w roku 1980 technologicznego zbiornika przepływowego „Pabianka”, którego zadaniem było spłaszczanie formujących się w górnej części zlewni fal wezbraniowych i ich opóźnianie w stosunku do tych, powstających na os. „Teofilów”.

Okres współczesny cechuje się jeszcze mniejszym przepływem średnim ($0,18 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$) i znacznie większym współczynnikiem jego zmienności przekracza-



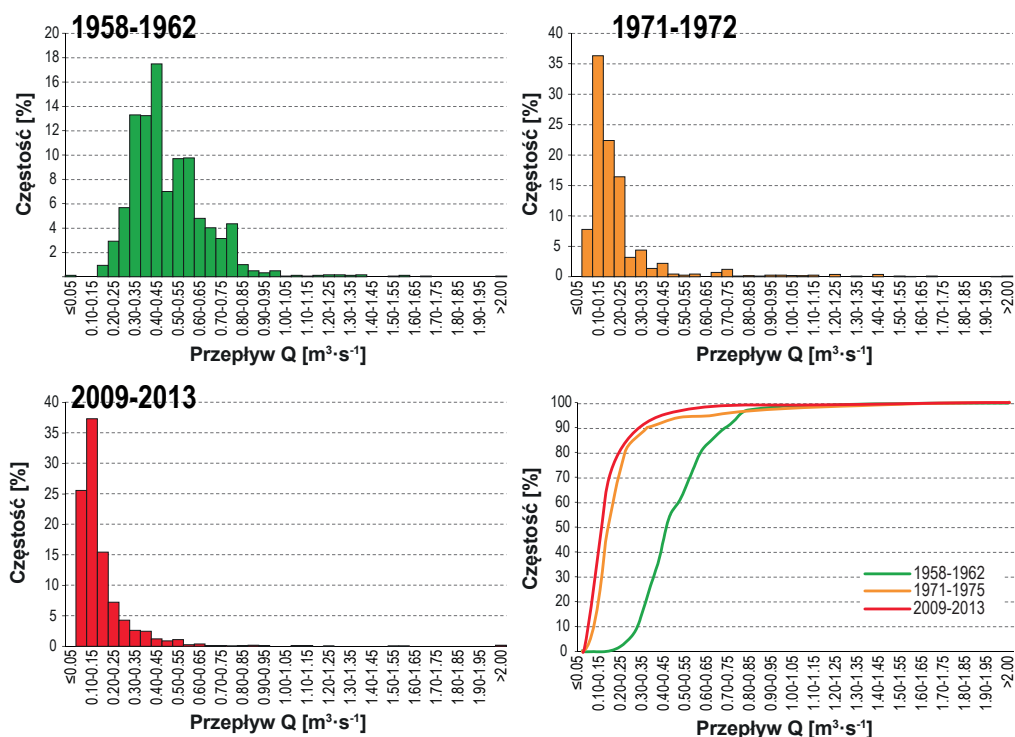
Rys. 5. Sezonowa zmienność miesięcznych charakterystyk natężenia przepływu Sokołówki w pięcioleciach: A) 1958-62, B) 1971-75, C) 2009-2013 (oś pionowa – skala logarytmiczna przy podstawie e);

D) struktura szeregów natężenia przepływu w poszczególnych okresach (oś pionowa – skala logarytmiczna przy podstawie 10) – źródło danych: badania własne i Roczniki Hydrologiczne

IMGW (PIHM) z lat 1958-75; opracowanie własne

jącym 0,8 – rys. 5C. Przepływy maksymalne związane są z silnymi deszczami w V i VI, gdy sumy parowania nie są jeszcze tak duże jak w kolejnych miesiącach. przepływ średni jest wówczas stosunkowo najwyższy, ale to za sprawą absolutnych w skali wielolecia maksimów przepływu ($2,24 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$), mediana jest zaś mniejsza niż niemal we wszystkich miesiącach półrocza zimowego. Mimo tego, okres roztopowy zaznacza się stosunkowo słabo. Z pewnością przyczyniły się do tego stosunkowo mało śnieżne zimy badanego pięciolecia, lecz pewne znaczenie ma z pewnością istnienie wielu okresów roztopowych w sezonie zimowym, związanych ze relatywnie szybkim nagrzewaniem się powierzchni zabudowanych. Woda roztopowa odprowadzana jest z nich stopniowo, niewielkimi partiami.

Zmianę struktury przepływu w kolejnych pięcioleciach ilustrują histogramy – rys. 6. Zwraca uwagę fakt stopniowego wzrostu asymetrii rozkładów. Część A, prezentująca najstarszy z badanych okresów, szczególnie różni się od pozostałych. W tym okresie najczęściej pojawiały się przepływy z zakresu od 0,30 do $0,45 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$. Większe spłaszczenie tego rozkładu znajduje też swoje potwierdzenie w wielkości współczynnika autokorelacji przepływów ($k = 1$), sięgającego 0,9.



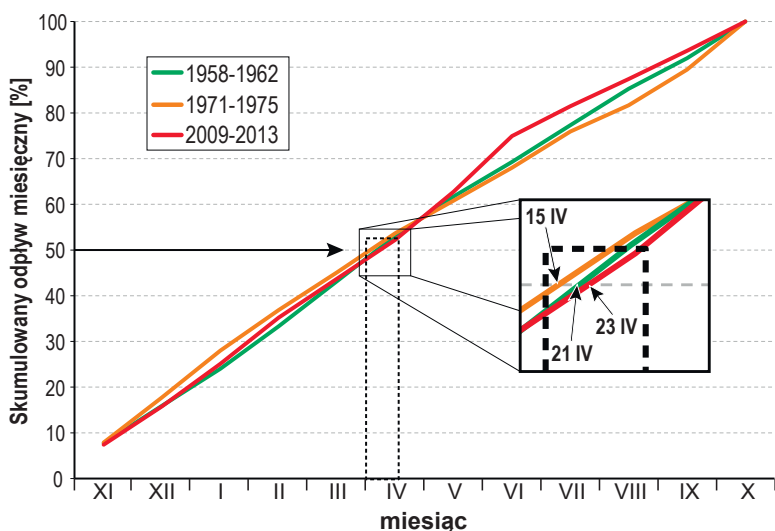
Rys. 6. Histogramy (A, B, C) i krzywe kumulowane (D) przepływów Sokołówki w Sokołowie zarejestrowanych w poszczególnych 5-leciach; A) 1958-62, B) 1971-75; C) 2009-13 (opracowanie własne)

Świadczy on o silnej bezwładności przepływu, związanej zapewne z istnieniem związku hydraulicznego z wodami podziemnymi w tym czasie i pewną rolą, jaką w stabilizacji odpływu odgrywały zbiorniki przepływowe i nie w pełni uregulowane koryto rzeki.

Empiryczne rozkłady częstości natężenia przepływu Sokołówki w pozostałych pięcioleciach są do siebie bardzo zbliżone (rys. 6B, C). Potwierdza to współkształtny przebieg empirycznych dystrybuant rozkładu (rys. 6D). Fakt ten może świadczyć o tym, że najsilniejsze zmiany reżimu odpływu miały miejsce w zlewni Sokołówki w latach 70., zaś późniejsze przemiany tego terenu (m.in. budowa osiedla Radogoszcz, w części centralnej) nie odegrały już tak dużej roli. Kanalizacja rzeki wpłynęła na szybsze odprowadzanie wody z silnie zurbanizowanej części zlewni, ale równocześnie spowodowała odcięcie wód rzecznych od aluwii oraz przyczyniła się do nasilenia się tzw. „problemu końca rury”. W zachodniej części obszaru, w pobliżu granic miasta, poniżej urządzeń regulujących przepływ wody, często bowiem dochodzi do wylewów wód wezbraniowych na tereny dna doliny. Zwłaszcza często ma to miejsce w sezonie letnim i wiosennym. W tym drugim przypadku rzeka niesie duże ilości zanieczyszczeń zmywanych w czasie roztopów ze skanalizowanych obszarów zlewni, zwłaszcza dróg, chodników i dachów domów. Są to w szczególności środki zimowego utrzymania dróg. Przyczyniają się one do zanieczyszczenia rolniczo wykorzystywanych terenów dna doliny (szczególnie, gdy ma to miejsce przed sezonem wegetacyjnym) i do konfliktu pomiędzy władzami miasta a lokalną społecznością.

Podobieństwo rozkładu częstości natężenia przepływu Sokołówki w latach 70. i współcześnie wskazuje też na to, że mimo budowy kolejnych zbiorników przepływowych na rzece (także tych związanych z projektem SWITCH) antropogeniczny reżim rzeki nie zmienił się w sposób zasadniczy. Świadczy też o większym znaczeniu przekształceń terenu zlewni (zabudowa, uszczelnienie, kanalizacja deszczowa), niż działań w obrębie samej doliny rzeki i jej koryta. Rozwiązaniem tego problemu być może okażą się tzw. sztuczne wetlandy (Hammer 1989), do których kierowana woda z kanalizacji deszczowej będzie zasilala rzekę poprzez jej aluwia dolinne. Z uwagi na złożoność powiązań w takim układzie, konieczne jest przetestowanie proponowanych rozwiązań dla każdego rozpatrywanego przypadku.

Ciekawym wskaźnikiem, który w prosty sposób parametryzuje jedną z cech reżimu rzecznoego jest *Termin Połowy Odpływu (TPO)*. Metodę jego obliczenia znajdzie Czytelnik w pracy A. Bartnika i P. Jokiela (2005), a przykłady jego zastosowań w innych opracowaniach autorów z ośrodka łódzkiego (Jokiel, Tomalski 2014; Jokiel 2016). Obliczone średnie *TPO* dla poszczególnych pięcioleci nie różnią się jednak w zasadniczy sposób (rys. 7). Wszystkie one mają miejsce w przybliżeniu



Rys. 7. Średnie 5-letnie względne krzywe sumowe miesięcznych odpływów Sokołówki w Sokołowie (źródło danych: badania własne i Roczniki Hydrologiczne IMGIW (PIHM) z lat 1958-75; opracowanie własne)

w połowie kwietnia. Nie różnią się też one od wyników uzyskanych przez P. Jokiela (2016) dla wybranych zlewni środkowej Polski (średni wieloletni TPO = od 133 do 168).

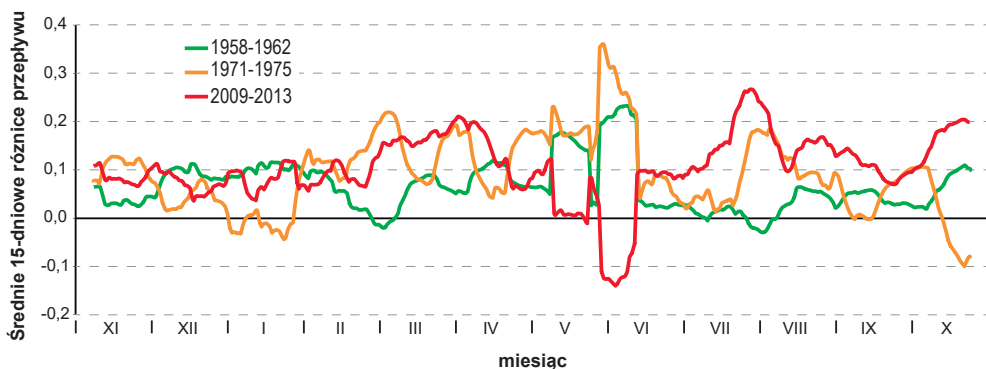
Najwcześniej połowa odpływu Sokołówki ma miejsce w przypadku serii pochodzącej z lat 70, najpóźniej – współczesnej. Jednakże, jeżeli przeanalizujemy TPO z kolejnych lat okaże się, że w ostatnim okresie zakres zmienności TPO sięgał 3,5 miesiąca (105 dni). Dla porównania w latach 1958-62 – 52 dni a 1971-75 – 46 dni. W tym czasie policzony w analogiczny sposób (dla roku hydrologicznego) termin połowy sumy opadów ($TPSO$), występował w ostatnim pięcioleciu średnio najwcześniej (6 VI) i wykazywał się najmniejszą zmiennością terminu (34 dni), podczas gdy $TPSO$ w latach 1958-62 przypadało na 10 VI i cechowało się niemal dwukrotnie większą rozpiętością w poszczególnych latach (64 dni). Zatem to nie w rozkładzie sum opadów należy upatrywać przyczyn tego zróżnicowania (por. rys. 3).

Jeżeli natomiast przeanalizować przebieg sum odpływów w poszczególnych latach okazałoby się, że największy ich skok miał miejsce 5 czerwca 2013 roku, kiedy to zarejestrowano absolutnie maksymalny przepływ Sokołówki w wieloleciu – $10,74 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$. To właśnie za sprawą tego wezbrania średni TPO ostatniego pięciolecia przypadł tak późno. Gdyby pominąć rok 2013, średni TPO takiego czteroletnia wskazywałoby na 6 IV, relatywnie najwcześniej. W tej sytuacji łatwo byłoby już zauważyć przesuwanie się TPO na coraz to wcześniejszy termin. Być może przyczyniło się do tego obserwowane w ostatnich latach ocieplenie. w ostatnim pięcioleciu

średnia roczna temperatura powietrza mierzona na stacji Łódź-Lublinek była najwyższa spośród badanych ($8,3^{\circ}\text{C}$) – rys. 3. Ponadto, aż trzy lata w okresie 2009-13 było najcieplejszych w całym badanym piętnastolecu.

Dobłą ilustracją względnych różnic średniego natężenia przepływu Sokołówki w Sokołowie w poszczególnych okresach jest rys. 8. Prezentuje on średnie ruchome 15-dniowe różnice pomiędzy odchyleniami standardowymi przepływów dobowych w jednoimiennych dniach poszczególnych pięcioleci i w piętnastolecu. Interpretacja wykresu może wydawać się trudna, jednakże taka nie jest. Wystarczy zwracać uwagę na te jego miejsca, w których jedna z linii wyraźnie odbiega od pozostałych. Wskazują one na sytuacje, w których w „odstającym” okresie występowały przepływy znacznie różniące się od pozostałych, nie tylko pod względem wielkości, ale również i zmienności.

Zwraca uwagę omawiany wyżej okres związany z wczesnoczerwcowym wezbraniem w 2013 roku, silnie wpływającym na całe ostatnie pięciolecie. Poza nim w latach 2009-13 zdecydowanie inaczej przebiega względna zmienność przepływu niż w innych na przełomie lipca i sierpnia (choć okres lat 70. jest podobny) i w drugiej połowie października (tu z kolei inny przebieg miały przepływy w latach 1971-75). Natężenie przepływu notowane w pięcioleciu 1971-75 znacząco różniło się od pozostałych w styczniu i październiku, zaś w okresie 1958-62 – na przełomie lutego i marca. O ile różnice obserwowane w sezonie zimowym są prawdopodobnie spowodowane zmianami klimatycznymi, o tyle te z przełomu lipca i sierpnia mogą być związane ze stopniowo coraz silniejszym przekształceniem terenu zlewni. przyrost powierzchni zurbanizowanej i objętej zasięgiem kanalizacji deszczowej powoduje stopniowo coraz większy udział szybkich faz odpływu oraz wzrost strat związanych z parowaniem, w sezonie letnim (duży niedosyt wilgotności, rozgrzane powierzch-

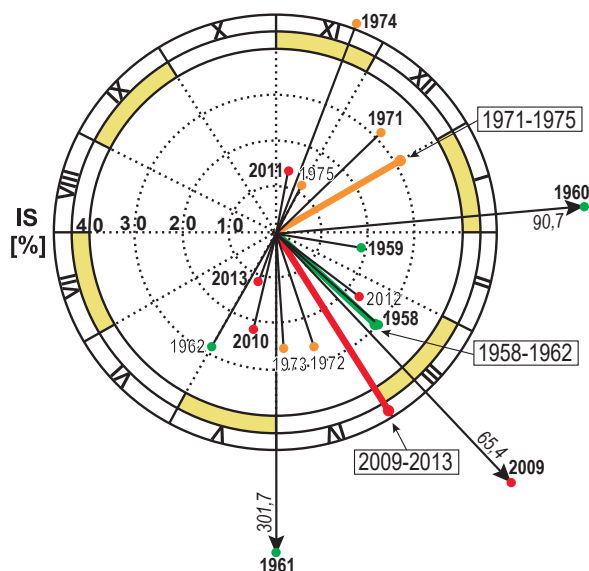


Rys. 8. Średnie 15-dniowe różnice odchylenia standardowego przepływów w jednoimiennych dniach poszczególnych pięcioleci w stosunku do średniego wieloletniego odchylenia standardowego przepływu w tych dniach; (opracowanie własne)

nie dachów i powierzchni ulic, silna ewaporacja ze zbiorników retencyjnych). Odcięcie koryt rzecznych od stref drenażu na skutek ich uszczelnienia oraz zbieranie wody z powierzchni uszczelnionych przez kanalizację i jej szybkie odprowadzanie skutkują tym, iż mimo stosunkowo wysokich opadów w sezonie letnim, wezbrania rzeczne są coraz krótsze a pomiędzy nimi koryta prowadzą bardzo mało wody, niezrządka całkiem wysychając. Przepływowe zbiorniki retencyjne przechwytyują część wody wezbraniowej uzupełniając straty związane z parowaniem i redukując w ten sposób niewielkie letnie wezbrania opadowe niemal do zera.

Zmiany reżimu rzecznego często wyrażają się poprzez zmiany wielkości wezbrań i niżówek oraz sezonów ich pojawiania się. Jednymi z miar pozwalających sparametryzować te wielkości są tzw. wskaźniki Markhama (Markham 1970; Tomalski, Tomaszewski 2015) – *indeks sezonowości (IS)* i *wskaźnik pory koncentracji (WPK)*. Rysunek 9 prezentuje diagram *WPK* i *IS* obliczonych dla poszczególnych lat i całych badanych pięcioleci.

Średnio najwcześniej pora koncentracji przepływu Sokołówki w Sokołowie występowała w latach 70. (na przełomie roku kalendarzowego). Stosunkowo najpóźniej – w ostatnim pięcioleciu (na przełomie marca i kwietnia) i cechowała się relatywnie największą sezonowością ($IS = 47\%$). W poszczególnych latach pora koncentracji przypadała na terminy od niemal początku października (2011 roku) do końca maja (1962 roku). I znowu lata 2009-13 charakteryzują się największą rozpiętością tego parametru ($WPK =$ od 12 Xi do 25 V).



Rys. 9. Diagram pory koncentracji (*WPK*) i indeksu sezonowości (*IS*) przepływów Sokołówki w Sokołowie w poszczególnych pięcioleciach; (opracowanie własne)

Za stosunkowo wczesną porę koncentracji odpływu w latach 70. odpowiedzialny jest głównie rok 1974. Był to rok najbardziej mokry w wieloleciu 1951-2000 (Ziarnicka-Wojtaszek 2006). Szczególnie wysokie opady w skali całej Polski, przypadły na październik i grudzień tego roku (wieloletnie maksima miesięczne).

Wypadkowy indeks sezonowości był największy w pięcioleciu 2009-13 mimo, iż poszczególne lata cechowała najbardziej zróżnicowana pora koncentracji odpływu. Zdecydował o tym rok 2009, którego zima przypominała pod względem meteorologicznym tzw. „normalne zimy”. Suma opadów w marcu przekroczyła 55 mm (dane ze stacji meteorologicznej Łódź-Lublinek), co w połączeniu z opadami śniegu w styczniu i lutym tego roku (w sumie ok. 70 mm), poskutkowało pod koniec marca stosunkowo dużym wezbraniem opadowo-roztopowym. Warto też zwrócić uwagę na fakt, że największą sezonowością w skali całego wielolecia cechowały się lata 1960 i 1961. To konstrukcja miary spowodowała to, że wypadkowy wektor sezonowości dla tego wielolecia nie był największy.

Pora koncentracji odpływu i jej siła w poszczególnych latach wszystkich pięcioleci jest bardzo zróżnicowana. Opisywane wcześniej zmiany ilości i reżimu odpływającej wody pod wpływem antropopresji nie decydują zatem (przynajmniej w okresie pięcioletnim) o zmianie siły czy pory koncentracji odpływu rzecznego. Zależność taka może być bowiem różnokierunkowa a największe znaczenie, przynajmniej w przypadku tak małej rzeki jak Sokołówka, mają warunki higryczne danego roku.

5. PODSUMOWANIE

Wprawdzie zaprezentowane tu prawidłowości nie są jednoznaczne jednak jasno dowodzą zróżnicowania odpływu Sokołówki w poszczególnych okresach. Pięciolecia różnią się nie tylko stopniem przekształcenia terenu zlewni, ale i warunkami klimatycznymi. Określenie udziału czynników w obserwowanych zmianach przepływu wymagałoby dłuższych serii obserwacyjnych, porównywanych pod względem jednej z cech. Z oczywistych względów pozyskanie takowych nie jest możliwe. Konieczne są dalsze obserwacje prowadzone przy wykorzystaniu nowoczesnego sprzętu w aktualnych warunkach klimatycznych i z dogłębną analizą zachodzących zmian na bieżąco.

Szybko postępująca zabudowa Łodzi, a szczególnie jej północnej dzielnicy Bałuty, już spowodowała drastyczną zmianę warunków odpływu rzecznego w strefie wododziałowej. Podobne zjawiska zachodzą we wszystkich zurbanizowanych zlewniach rzecznych, w których naturalne ciekі zamieniane są na zbiorcze kolektory wód

opadowych. Z uwagi na specyfikę użytkowania przestrzeni miejskiej, w tym duży udział powierzchni szczelnych, nie sposób uniknąć zmian w formowaniu się odpływu. W przyszłości, należy jednak zacząć stosować takie rozwiązania techniczne, które będą rekompensowały ograniczenie infiltracji, spowolnienie odpływu i wzrost retencji. Odpływ z dużych powierzchni nieprzepuszczalnych (hipermarkety, zakłady przemysłowe, parkingi, osiedla) zamiast bezpośrednio do kanalizacji burzowej, powinien być skierowany do niecek chłonnych, zaś tam gdzie to będzie możliwe należy rozszczelnić powierzchnie stosując bądź materiały półprzepuszczalne, bądź zwykłe płyty ażurowe. Także dzięki odpowiedniemu zagospodarowaniu dolin rzecznych, jako terenów zielonych i korytarzy ekologicznych w mieście, można wpływać na kształt i prędkość przemieszczania się fali wezbraniowej. Budowa w mieście stawów i polderów, przyczyni się do zmniejszenia wysokości fali poprzez zwiększenie retencyjności doliny rzecznej, zaś rozszczelnienie koryt i powierzchni miejskich wpłynie korzystnie na podniesienie przepływów niskich. To tylko niektóre przykłady działań na rzecz zrównoważonego rozwoju, których podjęcie będzie konieczne w miastach XXI wieku.

THE MULTIANNUL CHANGES OF DISCHARGES OF A SMALL URBAN RIVER UNDER INFLUENCE OF THE ANTROPOPRESSION (SOKOŁÓWKA, CITY OF ŁÓDŹ, POLAND CASE STUDY)

Summary

The paper presents changes of Sokołówka discharges – a small river flowing in the north part of the city of Łódź (Poland) – fig. 1. Contemporary measurements (2009-2013) compared with the historical conducted in two five-year-periods: 1958-1962 and 1971-1975. In a particular periods there was a significant transformation of the catchment area related to the development of housing estates, rebuilding of riverbeds and construction of water reservoirs (fig. 2). Selected five-year-periods differed in climate conditions (fig. 3). The whole period characterized by high variability of runoff from the Sokołówka catchment (fig. 4). The observed seasonal and long-term changes in the individual periods presents fig. 5. Draws attention to the gradual decrease of the mean Sokołówka discharge and increase of its variation. The changes of the discharges structure in the subsequent five-year-periods illustrate the histograms – fig. 6. Is easy to notice the gradual increase in the asymmetry of distributions. The calculated average terms of mid-outflow (TPO) for each five-year-period do not differ significantly (fig. 7). All of them occur approximately in the middle of April. If the year 2013 omits, the average TPO in four-year-periods would indicate 6 of June – relatively the earliest, which would indicate moving of the TPO to earlier date. Fig. 8 presents the moving 15-day averages

of differences between the standard deviations of daily discharges in the univariate days of each five-year-period and the standard deviations of daily discharges in the all fifteen-year-period. Draws attention to the above discussed period related to the early-June 2013 flood, strongly affecting to the entire last five-year-period. Fig. 9 presents the diagram of the time of concentrations index (*WPK*) and the seasonality index (*IS*) calculated for each year and for the whole five-year-periods. On average, earliest time of concentration of Sokołówka in Sokołów discharge occurred in the 70s (at the turn of the calendar year). Relatively the most recently – in the last five-year-period (at the turn of March and April) and was characterized by relatively highest seasonality ($IS = 47\%$). The five-year-periods differ not only in grade of catchment area transformation but the climatic conditions also. Determination of participation of the factors in the observed changes of discharge would require a longer observation series being compared by at least one of the characteristics.

BIBLIOGRAFIA

- Absalon D., Wac M., 1992, *Antropogeniczne przeobrażenia stosunków wodnych w zlewni Mlecznej*, Geographia. Studia et Dissertationes, 11, 9-23
- Bartnik A., 2013, *Hydrological Effects of Urbanisation – the Experience from the Sokołówka Catchment (Łódź)*, European Spatial Research and Policy, 20 (2), 113-131, DOI: 2478/esrp-2013-0014
- Bartnik A., Bartnik D., 2016, *Rozmieszczenie młynów wodnych na obszarze Łodzi jako przykład wykorzystania historycznych źródeł kartograficznych*, Z dziejów kartografii, tom 20, Zespół Historii Kartografii przy Instytucie Historii Nauki PAN, Warszawa (w druku)
- Bartnik A., Jokiel P., 2005, *Niektóre problemy zmian i zmienności rocznego hydrogramu przepływu rzeki na podstawie Pilicy w Przedborzu*, Wiadomości IMGW, 2, 5-27
- Bartnik A., Tomalski P., 2010, *Krótkoterminowe zmiany natężenia przepływu w małej rzece miejskiej na przykładzie Sokołówki (Łódź)*, [w:] Woda w badaniach geograficznych, T. Ciupa, R. Suligowski (red.), Instytut Geografii, Uniwersytet Jana Kochanowskiego, Kielce, 127-136
- Bartnik A., Tomalski P., 2012, *The influence of small reservoirs of different functions on seasonal oscillations of the selected physico-chemical parameters of the urban river waters (the Sokołówka catchment, Lodz case)*, [w:] Anthropogenic and natural transformations of lakes. Vol. 6, A. Grześkowiak, B. Nowak, B. Grzonka (red.), IMGW-PIB, Poznań, 19-33
- Biernat T., Suligowski R., 2002, *Ocena zmian odpływu ze zlewni rzeki Kamiennej po profil w Kunowie*, [w:] Obieg wody w zmieniającym się środowisku, T. Ciupa, E. Kupczyk, R. Suligowski (red.), Prace Instytutu Geografii AŚ w Kielcach, 7, 235-245

- Brown R.R., Keath N., Wong T.F., 2009, *Urban water management in cities: historical, current and future regimes*, Water Science & Technology, 59 (5), 847-855, DOI: 10.2166/wst.2009.029
- Ciupa T., 2009, *Wpływ zagospodarowania terenu na odpływ i transport fluwialny w małych zlewniach na przykładzie Sufragańca i Silnicy (Kielce)*, Wydawnictwo UJK, Kielce, 251 s.
- Choiński A., 1978, *Analiza zmian układu sieci wód powierzchniowych i podziemnych w południowej części Konińskiego Zagłębia Węglowego*, Badania Fizjograficzne nad Polską Zachodnią. Seria A: Geografia Fizyczna, 31, 33-55
- Choiński A., Ziętkowiak Z., 1991, *Przeobrażenia stosunków wodnych i aktualny stan czystości wód rejonu Turku*, [w:] *Przemiany środowiska geograficznego obszaru Konin-Turek: wyniki realizacji Programu RR.II.14 w okresie 1986-1990*, W. Stankowski (red.), Wyd. Naukowe UAM, Poznań, 195-203
- Czaja S., 1987, *Wpływ działalności gospodarczej na strukturę i wielkość odpływu ze zlewni Brynicy*, Gospodarka Wodna, 6, 132-134
- Czaja S., 1988, *Zmiany stosunków wodnych w zlewni Brynicy w wyniku gospodarczej działalności człowieka*, Geographia. Studia et Dissertationes, 11 (814), 60-93
- Drwał J., Fac J., Borowiak M., Głogowska M., 1996, *Zmiany stosunków wodnych w granicach fortyfikacji miasta Gdańska w okresie od początku XVII wieku do końca XIX wieku*, [w:] *Dziejowe przemiany stosunków wodnych na obszarach zurbanizowanych*, A.T. Jankowski, A. Kaniecki (red.), IGF UAM, WNoZ UŚ, Poznań-Sosnowiec, 31-41
- Dynowska I. (red.), 1993, *Przemiany stosunków wodnych w Polsce w wyniku procesów naturalnych i antropogenicznych*, UJ, Kraków, 462 s.
- Dynowska I., Zbadyńska E., 1975, *Wpływ działalności człowieka na zmianę pierwszego horyzontu wód gruntowych*, Zeszyty Naukowe UJ, Prace Geograficzne, XLVI (1)
- Haman K., 2008, *Naturalne i antropogeniczne przyczyny zmian klimatu*, Nauka, 1, 119-127
- Graaf R. de, Hooimeijer F., 2008, *Urban Water in Japan*, CRC Press, 242 s.
- Grimm N.B., Grove M.J., Pickett S.T.A., Redman C.L., 2000, *Integrated approaches to long term studies of urban ecological systems*, Bioscience, 50 (7), 571-584
- Hammer D.A. (red.), 1989, *Constructed Wetlands for Wastewater Treatment: Municipal, Industrial and Agricultural*, Lewis Publishers, Chelsea, Michigan, 856 s.
- Jankowska M., 1995, *Ewolucja informacji o wodach powierzchniowych Poznania w świetle średnioskalowych źródeł kartograficznych z XVIII i XIX wieku*, [w:] *Wody powierzchniowe Poznania: problemy wodne obszarów miejskich*, Tom 1, A. Kaniecki, J. Rotnicka (red.), Sorus, Poznań
- Jankowski A., 1986, *Antropogeniczne zmiany stosunków wodnych na obszarze uprzemysłowionym i zurbanizowanym (na przykładzie Rybnickiego Okręgu Węglowego)*, Prace Naukowe UŚI, 868

- Jankowski A., 1987, *Wpływ urbanizacji i uprzemysłowienia na zmianę stosunków wodnych w regionie śląskim w świetle dotychczasowych badań*, Geographia. Studia et Dissertationes, 10 (813), 62-97
- Jankowski A., 1991, *Główne kierunki antropogenicznych przekształceń obiegu wody na obszarze Górnośląskim*, [w:] *Przeobrażenia stosunków wodnych na obszarach silnej antropopresji – materiały konferencyjne*, Sosnowiec, 5-13
- Jakóbczyk-Gryszkiewicz J., 2002, *Atlas Miasta Łodzi Plansza XXV: Użytkowanie ziemi w granicach administracyjnych Łodzi*, Zarząd Miasta Łodzi, Łódź
- Jokiel P., 2016, *Sezonowa struktura odpływu rzecznego w środkowej Polsce i jej zmiany w wieloleciu w świetle krzywych sumowych i terminów połowy odpływu*, Przegląd Geograficzny, 88 (1), 75-86
- Jokiel P., Tomalski P., 2014, *Termin połowy odpływu - próba zastosowanie tej charakterystyki i jej pochodnych do oceny zmian i zmienności sezonowej struktury odpływu rzecznego*, [w:] *Woda w mieście. Monografie Komisji Hydrologicznej PTG, Tom 2*, T. Ciupa, R. Suligowski (red.), IG, UJK, Kielce, 81-90
- Kaniecki A., 1991, *Zmiany stosunków wodnych w rejonie Konina związane z działalnością kopalnictwa odkrywkowego*, [w:] *Przemiany środowiska geograficznego obszaru Konin-Turek: wyniki realizacji Programu RR.II.14 w okresie 1986-1990*, W. Stankowski (red.), Wydawnictwo Naukowe UAM, Poznań, 137-151
- Kaniecki A., 1993, *Poznań. Dzieje miasta wodą pisane, Cz. I. Przemiany rzeźby i sieci wodnej*, Poznań, Wydawnictwo Aquarius, 240 s.
- Kaniecki A., 1994, *Przekształcenie stosunków wodnych obszaru Poznania w czasach historycznych*, *Badania Fizjograficzne nad Polską Zachodnią. Seria A. Geografia Fizyczna*, XLV
- Kaniecki A., 1999, *Młyny wodne w dawnym Poznaniu i ich wpływ na przeobrażenie stosunków wodnych*, *Acta Universitatis Nicolai Copernici. Nauki Matematyczno-Przyrodnicze. Geografia*, 29, 337-346
- Kaniecki A., 2004, *Poznań. Dzieje miasta wodą pisane*, Wydawnictwo PTPN, Poznań, 724 s.
- Kobojek E., 2015, *Antropogeniczne przekształcenia i możliwości renaturyzacji małych rzek oraz dolin w miastach*, [w:] *Badania miejskie i regionalne: Potencjały rozwojowe oraz kierunki przemian w miastach i regionach*, Klasik A. (red.), UE, Katowice, 145-161
- Konrad C.P., 2003, *Effects of Urban Development on Floods*, U.S. Geological Survey, Fact Sheet 076-03, dostępne online: <http://pubs.usgs.gov/fs/fs07603/> (15.07.2016)
- Koter M., Zawilski P., Grabarczyk T., 2002, *Atlas Miasta Łodzi. Plansza III: Łódź w czasach wczesnodziejowych oraz tzw. okresie rolniczym (od pradziejów do początków XIX w.)*, Zarząd Miasta Łodzi, Łódź
- Kundzewicz Z.W., 2011, *Zmiany klimatu, ich przyczyny i skutki – obserwacje i projekcje*, *Landform Analysis*, 15, 39-49

- Liszewski S., 1977, *Tereny miejskie a struktura przestrzenna Łodzi*, Acta Universitatis Lodziensis, Łódź, 181 s.
- Markham C.G., 1970, *Seasonality of precipitation in the United States*, Annals of the Association of American Geographers, 60 (3), 593-597
- Marsalek J., Jiménez-Cisneros B.E., Malmquist P.-A., Karamouz M., Goldenfum J., Chocat B., 2006, *Urban water cycle processes and interactions*, IHP-VI, Technical Documents in Hydrology, 78, 87 s.
- Pancewicz A., 2004, *Rzeka w krajobrazie miasta*, Wydawnictwo Politechniki Śląskiej, Gliwice, 196 s.
- Paul M.J., Meyer J.M., 2001, *Streams in the urban landscape*, Annual Review of Ecology and Systematics, 32, 333-365, DOI: 10.1146/annurev.ecolsys.32.081501.114040
- Pociask-Karteczka J., 1996, *Woda w dziejach miasta (Zarys hydrografii Krakowa)*, [w:] *Dziejowe przemiany stosunków wodnych na obszarach zurbanizowanych*, A.T. Jankowski, A. Kaniecki (red.), IGF UAM, WNoZ UŚ, Poznań-Sosnowiec, 131-151
- Satterthwaite D., 2008, *Climate change and urbanization: effects and implications for urban governance. United Nations expert group meeting on population distribution, urbanization, internal migration and development*, UN/POP/EGM-URB/2008/16, New York, 29 s., dostępne online: http://www.un.org/esa/population/meetings/EGM_PopDist/P16_Satterthwaite.pdf (15.07.2016)
- Seto K.C., Güneralpa B., Hutyra L.R., 2012, *Global forecasts of urban expansion to 2030 and direct impacts on biodiversity and carbon pools*, Proceedings of the National Academy of Sciences of the United States of America, 109 (40), 16083-16088, DOI: 10.1073/pnas.1211658109
- Soczyńska U., 1974, *Hydrologiczne skutki urbanizacji*, Wiadomości Meteorologii i Gospodarki Wodnej, 22 (4), 11-22
- Tomalski P., Tomaszewski E., 2015, *Metody, formuły i wzory obliczeniowe zastosowane w pracy*, [w:] *Metody statystyczne w analizach hydrologicznych środkowej Polski*, P. Jokiel (red.), Wydawnictwo UŁ, Łódź, 215-271
- Uchnast-Nowicka B., 1981, *Wpływ urbanizacji na stosunki wodne na przykładzie zlewni Brzeźnicy*, Notatki Płockie, 26 (3), 46-48
- Urban Atlas, 2012, European Environment Agency, dostępne online: <http://www.eea.europa.eu/data-and-maps/data/urban-atlas/> (15.07.2016)
- Wagner I., Wells C.S., Butterworth J., Dziegielewska-Geitz M., 2010, *Reflection on the achievements and lessons from the SWITCH urban water management initiative in Lodz, Poland*, prezentacja na 5th SWITCH Scientific Conference, dostępne online: http://www.switchurbanwater.eu/outputs/pdfs/W6-0_CLOD_PRS_Reflections_on_achievements_and_lessons_from_SWITCH_UWM_initiative.pdf (15.07.2016)

Ziarnicka-Wojtaszek A., 2006, *Zmienność opadów atmosferycznych na obszarze Polski w latach 1971-2000*, [w:] Klimatyczne aspekty środowiska geograficznego, J. Trepńska, Z. Olecki (red.), IGiGP UJ, Kraków, 139-148

Kamil JAWGIEL

Uniwersytet im. Adama Mickiewicza w Poznaniu
Wydział Nauk Geograficznych i Geologicznych

ZASTOSOWANIE SYSTEMU OBSERWACJI VGI W BADANIACH POWODZI BŁYSKAWICZNYCH MIEJSKICH NA PRZYKŁADZIE POZNANIA

1. WSTĘP

Jednym z efektów wpływu człowieka na hydrosferę jest zwiększenie intensywności i częstotliwości zjawisk nazywanych powodziami błyskawicznymi bądź szybkimi (ang. *flash flood*, FF). Występują one w zlewniach charakteryzujących się ograniczonymi zdolnościami infiltracyjnymi, czyli tam gdzie spływ powierzchniowy jest przyśpieszony i intensywniejszy. Przejawia się to wzrostem koncentracji fali wezbraniowej oraz przepływu kulminacyjnego. Powodzie błyskawiczne charakteryzują się krótkim czasem trwania i lokalnym zasięgiem, a ich bezpośrednią przyczyną są nawalne opady deszczu (co najmniej 20 mm). Występują zasadniczo na małych ciekach, do których wylania wymagana jest stosunkowo niewielka ilość wody (Pociask-Karteczka, Żychowski 2014; Jawgiel 2015b).

Prędkość spływu uzależniona jest zasadniczo od dwóch najważniejszych czynników – nachylenia stoków i pokrycia terenu. Jeżeli czynnikiem dominującym są duże deniwelacje terenu i spadki – mamy do czynienia z powodziami błyskawicznymi górskimi. Jeżeli czynnikiem tym jest pokrycie terenu uniemożliwiające infiltrację wody, czyli ulic, chodników, zabudowy mieszkaniowej, mówi się o powodziach błyskawicznych miejskich. Wszystkie te elementy nie są zdolne do infiltracji wody w głąb podłoża, przez co odpływa ona siecią kanalizacji miejskich lub trafia bezpo-

średnio do rzek. W przypadku koincydencji obu tych czynników zagrożenie wystąpienia powodzi błyskawicznej znacznie wzrasta (Bryndal 2011).

Należy podkreślić, że cieki w miastach są w znacznym stopniu przekształcone i uregulowane, co sprzyja powstawaniu powodzi błyskawicznych. Niejednokrotnie są one bezpośrednio włączone w sieć kanalizacji miejskiej, czego efektem jest jeszcze szybsze dostarczanie wody opadowej do cieku. Jest to zauważalne nawet w stosunkowo małych miastach, o czym świadczy np. powódź błyskawiczna w Makowie Podhalańskim (Dąbkowski i in. 2009; Bryndal 2014; Pociask-Karteczka, Żychowski 2014).

Zjawiska krótkotrwałe, takie jak powódzie typu FF, są szczególne trudne w rejestracji, a zebranie dokładnych danych o miejscach i charakterze ich występowania umożliwia dokładne określenie ich prawidłowości na określonym obszarze, a w dalszej perspektywie – zapobiegania im. Odpowiednim rozwiązaniem do poznania przyczyn tych zjawisk jest ciągły charakter obserwacji. W tym przypadku konieczna jest instalacja sprzętu pomiarowego, który często jest kosztowny oraz w środowisku miejskim narażony na kradzież lub dewastacje. W takiej sytuacji konieczne jest zastosowanie alternatywy, umożliwiającej kompleksową i ciągłą obserwację całego obszaru badań.

Wolontariat geograficzny (VGI ang. *Volunteered Geographic Information*) jest traktowany jako jedna z gałęzi neogeografii. Jest to narzędzie lub metoda zbierania, gromadzenia i rozpowszechniania danych geograficznych (Goodchild 2007). Metoda ta jest realizowana przez grupę obserwatorów bez użycia sprzętu pomiarowego, ma na celu zbadanie zjawiska o szerokim zasięgu przestrzennym. Jest krytykowana ze względu na nieprofesjonalne podejście badaczy, subiektywność ich oceny i możliwość popełniania świadomych i nieświadomych błędów. Do jej zalet należą niskie koszty funkcjonowania oraz szeroki zakres przestrzenny obserwacji (Zielstra, Zipf 2010).

Coraz częściej wolontariat geograficzny wykorzystuje przeszkolone osoby o specjalistycznym wykształceniu, posiadające wiedzę o obserwowanych zjawiskach – PGI *Professional Geographic Information* (Parker i in. 2013). PGI służy głównie do wsparcia innego systemu pomiarowego, bazującego na sprzęcie badawczym. Istotne jest odpowiednie przeszkolenie i poinformowanie obserwatorów o niedoskonałościach systemu, by wiedzieli oni, na jakie informacje zwrócić szczególną uwagę oraz opracowanie ankiety obserwacyjnej w taki sposób, by sugerowała ona właściwy tok postępowania obserwacyjnego. Informacje pozyskiwane przez wolontariuszy bardzo często są znormalizowane i odnoszą się do określonych wartości pomiarowych, możliwych do określenia makroskopowo. Dzięki temu coraz częściej akceptowane są w badaniach naukowych (Parker i in. 2013; Jawgiel 2015b).

Celem pracy jest przedstawienie potencjalnego zastosowania obserwacji wolontariackich VGI w badaniach prawidłowości występowania powodzi typu FF. Obserwacje te mają na celu wskazanie pozostałych miejsc gromadzenia się wody opadowej w Poznaniu przy określonych warunkach środowiskowych. Zjawiska powodziowe nie występują liniowo na całej długości cieków, dlatego istotne jest wskazanie pozostałych miejsc kulminacji fali powodziowej i wylewania cieków.

2. OBSZAR BADAŃ

Poznań jest miastem rozwijającym się, w którym intensywnie postępująca urbanizacja prowadzi do zmniejszenia powierzchni aktywnych biologicznie. Zjawisko to można zaobserwować zarówno w centrum, jak i na obrzeżach miasta. Obszary nieprzepuszczalne rzadko zastępowane są parkami, skwerami czy innymi elementami zielonej infrastruktury, a małe cieki, jak na przykład Bogdanka, są regulowane. Prowadzi to do przyspieszenia spływu powierzchniowego i w konsekwencji wzebrań lub podtopień.

Poznań wg podziału fizycznogeograficznego Kondrackiego (2011) leży w makroregionie Pojezierze Wielkopolskie, w mezoregionie Pojezierze Poznańskie. Charakteryzuje się zróżnicowaniem użytkowania terenu i dużymi, jak na warunki niżowe, deniwelacjami terenu. Uwarunkowane jest to położeniem na różnych poziomach terasowych Warty oraz rzeźbą młodoglacjalną, czyli obecnością wzgórz moreny czołowej, jak np. Góra Moraska, równin sandrowych, dolinek, zagłębień bezodpływowych i wysoczyzn (Choiński i in. 1995; Graf 2012; Kaniecki 2013).

Pomimo że Poznań leży na Nizinie Wielkopolskiej, na której opady dobowe i roczne są niskie, to jako miasto o dużych rozmiarach wpisuje się również w teorię miejskiej wyspy ciepła. Zgodnie z nią stolica Wielkopolski narażona jest na występowanie opadów deszczu o charakterze nawalnym. W czasie ich trwania system kanalizacji miejskiej nierzadko staje się niewydajny, studzienki nie są w stanie odbierać wody opadowej, co powoduje lokalne podtopienia. Kombinacja uszczelnienia powierzchni, urozmaiconej rzeźby terenu oraz możliwości wystąpienia opadów nawalnych skutkuje występowaniem powodzi typu FF na tym obszarze (Kaniecki 2013, Jawgiel 2015a).

W obszar Poznania wpisuje się osiem małych rzek znajdujących swoje ujście w Warcie. Większość z nich jest w znacznym stopniu zurbanizowana i uregulowana oraz odznacza się parametrami charakterystycznymi dla zlewni podatnych na występowanie powodzi typu FF. Parametry te zostały opisane przez Bryndalą (2011) dla środowiska górskiego, jednakże z powodzeniem odpowiadają również zlewniom zurbanizowanym.

Na rzekach tych również w przeszłości dochodziło do wezbrań i podtopień wynikających z intensywnych opadów deszczu (rys. 1). Miejsca o szczególnym zagrożeniu wystąpieniem powodzi błyskawicznej i miejskiej nazywane są *hot-spotami* i były to (Jawgiel 2015a):

- Bogdanka w okolicach Parku Wodniczki i Parku Sołackiego – rzeka ta wylewa najczęściej i nierzadko do wylania wystarczy niewielki opad 2-5 mm, pośrednią przyczyną jest włączenie cieku do podziemnej kanalizacji miejskiej, do której prowadzi wąski jaz – zapychany od czasu do czasu;
- Strumień Junikowski uchodzi do Warty na jej 249 km, w jej zakolu, ten układ przestrzenny powoduje podpiętrzenie się wody w ujściowym odcinku strumienia, gdyż nie jest ona w stanie „przebić się do Warty”, prowadzi to do zalania okolicznych pól i nieużytków;
- Cybina w okolicy Jeziora Swarzędzkiego – jest to największa z analizowanych zlewni, obszar ten otoczony jest licznymi wzgórzami morenowymi, które znacząco przyspieszają spływ powierzchniowy. Intensywne wezbrania zauważalne są tutaj w okresie letnim, kilka godzin po wystąpieniu opadu;
- Cybina w ujściowym odcinku zalewa tereny rekreacyjne przy Warcie w następstwie długotrwałych opadów oraz spuszczenia wody z retencyjnego Jeziora Malta;
- Różany Strumień u podnóża Góry Moraskiej – jest to obszar o dużych spadkach terenu, intensywnie zurbanizowany, mimo że ciek w tym fragmencie płynie okresowo, to podczas intensywnych opadów wylewa na pobliskie posesje w Suchym Lesie;



Rys. 1. Strefy zagrożenia powodzią błyskawiczną w Poznaniu wyznaczone na podstawie zdarzeń historycznych (źródło: opracowanie własne na podstawie OpenStreetMap)

- Oprócz nich w mieście istnieje kilka stref, w których kanalizacja deszczowa nie funkcjonuje efektywnie. W miejscach tych gromadzi się nadmiar wody powodujący również zagrożenie. Niewydolne studzienki znajdują się głównie w lewobrzeżnej części miasta. Zlokalizowane są głównie w zagłębieniach bezodpływowych (wyznaczonych na podstawie LiDAR) i tunelach.

Niektóre ciekі (Bogdanka i Różany Strumień) mają też tendencje do intensywnych wezbrań nawet w przypadku, gdy nie wystąpi opad. Niewątpliwy jest tutaj antropogeniczny wpływ polegający na niekontrolowanych zrzutach wody do tych rzek (informacja ustna: dr Mikołaj Majewski – pracownik inżynieryjno-techniczny – Stacja ZMŚP Różany Strumień). Rejestracja i identyfikacja tych zdarzeń jest wyjątkowo trudna.

3. ZASTOSOWANIE OBSERWACJI VGI I PGI

Monitoring powodzi błyskawicznych w Poznaniu zorganizowany jest na sieci diverów – urządzeń służących do ciągłego pomiaru poziomu wody o rozdzielczości pomiarowej 0,1 cm oraz 5-minutowym czasie próbkowania. Urządzenia te umieszczane są na poznańskich ciekach zagrożonych powodziami błyskawicznymi, w wyselekcjonowanych miejscach (*hot-spotach*), do których w przeszłości najczęściej dochodziło do intensywnych wezbrań w wyniku intensywnych opadów. Działanie to ma na celu zarejestrowanie zmian poziomu wody wynikających z intensywnych opadów. Pomiaru te uzupełnione są raportami z interwencji Państwowej Straży Pożarnej w zakresie działań przeciwpowodziowych, z uwzględnieniem wypompowywania wody w miejscach nieopróbkowanych. Umożliwia to rejestrację stanów wody w sposób ciągły oraz w pozostałych miejscach, gdzie gromadzi się woda opadowa w mieście. Do takich miejsc należą zarówno inne fragmenty zagrożonych cieków, jak i punkty, w których studzienki kanalizacyjne są niewystarczająco wydolne.

W celu zebrania danych obserwacyjnych z całego miasta został utworzony specjalny internetowy geoserwis (www.hydrolog-flashflood.home.amu.edu.pl), pozwalający na dodawanie zgłoszeń przez obserwatorów na temat miejsc gromadzenia się wody opadowej. Oparty jest on na architekturze klient-serwer, funkcjonującej za pomocą skryptu PHP oraz formularzy HTML. Z serwisu korzystają dwie grupy użytkowników o zróżnicowanym dostępie do określonych funkcji, uzależnionych od zdolności percepcyjnych. Pierwsza grupa (amatorska, VGI) złożona jest z osób, które dobrowolnie chcą wspomóc projekt, dodając informacje wyłącznie na temat czasu i miejsca zdarzenia za pomocą prostego i intuicyjnego formularza (rys. 2). Do drugiej grupy (profesjonalnej, PGI) należy 38 uwierzytelnionych osób, pracowni-

Obszary potencjalnie najbardziej narażone wg zdarzeń historycznych, nie sugerują się nimi – mają one wyłącznie charakter informacyjny

Dodaj zgłoszenie

e-mail:
hasło:

1. Współrzędne zdarzenia:
52.4221042127019
16.893539428710938

2. Data zdarzenia: 1 sty 2016

3. Godzina zdarzenia: 00 00

4. Typ opadu:
☒ Deszcz nawalny
☐ Deszcz rozlewny
☐ Deszcz przelotny
 Inny, jaki?

5. Stopień uwilgotnienia gleby:
☐ 1. Gleba sucha - zwaarta
☒ 2. Gleba wilgotna - plastyczna
☐ 3. Gleba mokra - płynna

6. Pośrednia przyczyna zdarzenia:
☐ Niewydolna studzienka
☒ Wylanie rzeki
☐ Awaria urządzenia hydrotechnicznego

Rys. 2. Zrzut ekranowy geoserwisu – wybór lokalizacji i czasu zdarzenia oraz kilku podstawowych informacji (źródło: opracowanie własne)

ków lub studentów UAM, posiadających wykształcenie geograficzne, o dużej świadomości konsekwencji, jakie niosą ze sobą zachodzące zjawiska, które przeszły specjalne przeszkolenie, lub osoby zamieszkujące tereny w bezpośrednim sąsiedztwie hot-spotów. Geoankieta przeznaczona dla tej grupy jest rozszerzona o pytania dotyczące zjawiska, które oceniane są makroskopowo (gołym okiem). Należą do nich: dokładne miejsce i godzina zdarzenia, rodzaj opadu, stopień uwilgotnienia gleby, pośrednia przyczyna zdarzenia, wysokość i czas utrzymywania się wody, pokrycie zalanego terenu (rys. 2). Pytania rozbudowane są o podpowiedzi, które ułatwiają interpretację stanu środowiska, ale nie sugerują odpowiedzi. Przystąpienie do tej grupy wymaga rejestracji oraz imiennej identyfikacji, która odbywa się za pomocą specjalnego kodu nadawanego przez administratora. W ramach motywacji do zamieszczania danych wysokiej jakości, osoby te mają możliwość ich wolnego wykorzystania do własnych celów.

Zarejestrowani obserwatorzy informowani są o możliwości wystąpienia opadu nawalnego. Informacje te wysyłane są drogą mailową lub SMS-em w przypadku możliwości wystąpienia opadu dobowego przekraczającego 5 mm. Wykorzystywane są prognozy pogody przygotowywane przez IMGW Poznań oraz Stację ZMŚP Różany Strumień.

Obie grupy koncentrują się na obserwacji małych rzek Poznania w łatwo dostępnych miejscach, w których wcześniej dochodziło do wylewania rzek, a główną informacją, na jaką zwracają uwagę autorzy projektu jest czas i miejsce tych zdarzeń. Szczególnym miejscem jest wspomniana wcześniej rzeka Bogdanka, nad którą

przebiega most tramwajowy PST – najważniejszy szlak komunikacyjny na Kampus Uniwersytecki Morasko, przez który codziennie podróżuje znaczna część uwierzytelnionych obserwatorów. Zebrane informacje zawsze porównywane są z wysokością opadu wg stacji IMGW-Ławica rejestrującej opad co 6 h.

Obserwacje w ramach projektu prowadzone są przez obie grupy od początku maja 2016 roku. W chwili pisania artykułu od tego czasu opad dobowy tylko dwukrotnie przekroczył wartość 5 mm, dlatego ilość zebranych danych jest zbyt mała, by móc ocenić ich skuteczność. Szczegółowe informacje na temat zgromadzonych przez obserwatorów danych zostaną przedstawione w formie ustnej na konferencji.

4. PODSUMOWANIE

Obserwacje wolontariackie VGI znajdują zastosowanie w coraz szerszym wachlarzu badań geograficznych, także w hydrologii. Znane są przykłady efektywnego ich wykorzystania, np. w obserwacji zjawisk lodowych na rzekach – Ice Watch (Grześ, Pawłowski 2005), powodziowym zarządzaniu kryzysowym (Kuo-Chih i in. 2016) lub gospodarce wodnej (Altobelli i in. 2012). W obserwacji powodzi błyskawicznych i miejskich także widzi się duży potencjał wykorzystania VGI, szczególnie biorąc pod uwagę liczbę potencjalnych obserwatorów w środowisku miejskim.

Powodzie błyskawiczne miejskie są zjawiskami bardzo dynamicznymi, dlatego wyjątkowo często następczą trudności badaczom. W środowisku miejskim, w którym spływ powierzchniowy jest zmodyfikowany, a system kanalizacyjny skomplikowany, ich miejsce jest trudne do przewidzenia. Dlatego konieczne jest poszerzenie zakresu przestrzennego zbieranych informacji poza obszar hot-spotów. Wykorzystanie obserwacji VGI staje się o tyle ważniejsze, że mogą dotyczyć tych rzek lub ich odcinków, które nie są objęte standardowymi metodami obserwacyjnymi. Dodatkową ich zaletą są niskie koszty pozyskiwania danych tego typu (Pociask-Karteczka, Żychowski 2014; Jawgiel 2015a). W celu efektywnego wykorzystania potencjału VGI w obserwacjach powodzi typu FF wskazane jest rozważenie poniższych wniosków:

1. Najważniejszym działaniem, które należy podjąć, rozwijając własny system VGI, jest odpowiednie uświadomienie lokalnego społeczeństwa o znaczeniu obserwowanego zjawiska oraz przeprowadzenie szkolenia umożliwiającego jego samodzielną interpretację przez obserwatorów;
2. Dobrą praktyką jest ustandaryzowanie danych obserwacyjnych względem danych pomiarowych, np. poprzez takie opracowanie kwestionariusza obserwacyjnego, aby składał się on wyłącznie z pytań zamkniętych, których odpowiedzi można odnieść do danych pomiarowych;

3. Wyznaczenie stref, w których potencjalnie może najczęściej dochodzić do wybranych zjawisk, ułatwia obserwacje i ich interpretację przez obserwatorów;
4. Stały kontakt z obserwatorami umożliwia niemal ciągłą obserwację zjawiska. Ważne jest, aby przed jego wystąpieniem byli oni poinformowani o potencjalnym zagrożeniu i przygotowani do obserwacji środowiska;
5. Oczywiście jest, że obserwacje dokonywane makroskopowo nie są w stanie zastąpić pomiarów z wykorzystaniem sprzętu nowoczesnej technologii, a dane nie będą tak szczegółowe i wiarygodne. Dlatego istotne jest odpowiednie podejście do pozyskiwanych danych, umożliwiające określenie ich poziomu istotności oraz odpowiedniego przedziału ufności za pomocą testów statystycznych;
6. Podział obserwatorów na kilka grup o różnych zdolnościach percepcyjnych umożliwi nadanie wagi poszczególnym obserwatorom i określenie ich poziomu wiarygodności;
7. Zgodnie z ideą wolontariatu geograficznego obserwatorzy powinni mieć wolny dostęp do pozyskiwanych przez siebie danych, co może pozytywnie wpłynąć na ich ilość i jakość.

APPLICATION OF VOLUNTEERED GEOGRAPHIC INFORMATION OF FLASH AND URBAN FLOODS ON THE CITY OF POZNAŃ CASE STUDY

Summary

Flash and urban floods are characterized by a short time and local range. Their direct causes are heavy rains, especially in combination with large slopes and land use in urban areas. Poznan is a city where intensive urbanization leads to a reduction of the biologically active surfaces. This phenomenon can be observed both in the center and on the outskirts of the city. Impervious areas are rarely replaced by parks, squares and other green infrastructure elements, which leads to the acceleration of surface runoff and consequently flash flooding. Collecting accurate data about the places and the nature of the occurrence of such phenomena will allow you to in the long term understanding the regularities and prevention such phenomenas. Flash floods are particularly difficult to observation and measurement on the because of short duration. Information on this subject can give observation of the entire area of the city and the continuous nature of the observation.

Volunteered Geographic Information (VGI) is a method of observation performed by a group of observers without the use of measuring equipment. This method has been criticized because of the unprofessional approach of researchers, the subjectivity of the evaluation and the possibility of making conscious and unconscious errors. Its advantages are low operating

costs and a wide range of spatial observation. It is used primarily to support a different measurement system, based on professional research equipment.

In the Poznań Flash Flood Project (www.hydrolog-flashflood.home.amu.edu.pl) measurement system takes into network of divers – water level loggers, devices has 0,1cm resolution and 5 minutes time response, which are located on small rivers in Poznan at risk of flooding. These measurements are supplemented by reports from two groups of volunteers: amateur and semi-professional. The group of semi-professional consists of observers who are education geographical, aware of the phenomenon and such dangers. They got special training and are informed of the possibility of the phenomenon. A group of amateur using an online PHP script which only include information about the time and location of the phenomenon. This combination of methods of observation and measurement gives results of large range data.

Flash and urban floods are very dynamic phenomena, so very often pose difficulties researchers. Therefore, it is necessary to broaden the scope of spatial information collected outside the hot spots. Using VGI becomes that much more important that they can relate to inefficient municipal sewers, rivers or sections that are not covered by the standard methods of observation, especially in an urban environment where there is a lot of observers.

It is obvious that the observations made macroscopically cannot replace measurements using modern equipment and the data will not be as detailed and credible. That is why it is important the right calculating of materiality level and confidence interval.

BIBLIOGRAFIA

- Altobelli F., Lupia F., Nino P., Vanino S., Vuolo F., de Michele C., 2012, *Public Participatory Geographic Information Systems (PPGIS) as tool for improving water resources management in agriculture*, Aiam2012, Rome, 115-116, dostępne online: http://agrometeorologia.it/documenti/Aiam2012/50_Altobelli.pdf (05.08.2016)
- Bryndal T., 2011, *Identyfikacja małych zlewni podatnych na formowanie gwałtownych wzebrzeń na przykładzie Pogórza Dynowskiego Strzyżowskiego i Przemyskiego*, Przegląd Geograficzny, 1, 27-49
- Bryndal T., 2014, *Znaczenie map zagrożenia oraz ryzyka powodziowego w ograniczeniu skutków powodzi błyskawicznych w miastach*, Monografie Komisji Hydrologicznej PTG, 2, 29-37
- Choiński A., Gogołek A., Kaniecki A., Marciniak M., Ziętkowiak Z., 1995, *Charakterystyka zlewni Różanego Potoku*, [w:] Wody powierzchniowe Poznania. Problemy wodne obszarów miejskich, A. Kaniecki, J. Rotnicka (red.), UAM, Poznań, 304-313
- Goodchild M.F., 2007, *Citizens as sensors: the world of volunteered geography*, GeoJournal, 69 (4), 211-221, DOI: 10.1007/s10708-007-9111-y

- Graf R., 2012, *Struktura i funkcjonowanie lokalnych systemów krążenia wód podziemnych na obszarze Wysoczyzny Poznańskiej*, Studia i Prace z Geografii i Geologii, 26, Bogucki Wydawnictwo Naukowe, Poznań, 403 s.
- Dąbkowski S., Górski J., Bodulski J., 2009, *Problemy ochrony przed powodzią opadową z deszczów nawalnych na przykładzie Kunowa*, Gospodarka Wodna, 10, 389-396
- Grześ M., Pawłowski B., 2005, *Monitoring zatorów na dolnej Wiśle*, [w:] Zintegrowany monitoring środowiska przyrodniczego – funkcjonowanie geoeosystemów Polski w warunkach zmian klimatu i różnokierunkowej antropopresji, A. Kostrzewski., R. Kolander (red.), Biblioteka Monitoringu Środowiska, Poznań, 465-474
- Jawgiel K., 2015a, *Małe powodzie na rzekach lewobrzeżnej Warty w Poznaniu*, Przegląd Wielkopolski, 3 (109), 54-57
- Jawgiel K., 2015b, *Ocena jakości Informacji Geograficznej (Volunteered Geographic Information – VGI) na przykładzie monitoringu imisji odoru w Tarragonie i systemu ornitologicznego SABAP2*, Prace Geograficzne, 140, 9-24
- Kaniecki A., 2013, *Wpływ antropopresji na przemiany środowiskowe w dolinie Warty w Poznaniu*, Landform Analysis, 24, 23-34, DOI: 10.12657/landfana.024.003
- Kondracki J., 2011, *Geografia regionalna Polski*, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa, 468 s.
- Kuo-Chih H., Mohsen K., Abbas R., 2016, *Methods for assessing the credibility of volunteered geographic information in flood response: A case study in Brisbane, Australia*, Applied Geography, 68, 37-47, DOI: 10.1016/j.apgeog.2016.01.005
- Parker J., May A., Mitchell V., 2013, *The role of VGI and PGI in supporting outdoor activities*, Applied Ergonomics, 44 (6), 886-894, DOI:10.1016/j.apergo.2012.04.013
- Pociask-Karteczka J., Żychowski J., 2014, *Powodzie błyskawiczne (Flash Floods) – przyczyny i przebieg*, Monografie Komisji Hydrologicznej PTG, 2, 213-226
- Zielstra D., Zipf A., 2010, *A comparative study of proprietary geodata and volunteered geographic information for Germany. Conference Paper*, The 13th AGILE International Conference on Geographic Information Science, Guimarães, Portugal, dostępne online: https://agile-online.org/Conference_Paper/CDs/agile_2010/ShortPapers_PDF/142_DOC.pdf (05.08.2016)

Paweł FRAN CZAK, Karolina LISTWAN-FRAN CZAK

Uniwersytet Jagielloński
Instytut Geografii i Gospodarki Przestrzennej

WYSTĘPOWANIE POWODZI BŁYSKAWICZNYCH W MIASTACH POŁOŻONYCH NA PRZEDPOLU GÓR NA PRZYKŁADZIE BOGATYNI (SUDETY)

1. WSTĘP

Powodzie są klęskami żywiołowymi, które powodują największe straty materialne, gdyż mogą występować na rozległym obszarze (Trotter i in. 1998; Bartnik, Jokiel 2012). Zdarza się jednak, że obejmują swym zasięgiem jedynie małe zlewnie, przyczyniając się do wystąpienia bardzo dużych strat materialnych o zasięgu lokalnym (Llasat i in. 2003; Bryndal 2014a, b).

Powodzie błyskawiczne występują w różnych częściach świata, powodując w ciągu zaledwie kilkudziesięciu minut zalanie całych dolin. Podczas tego typu zdarzeń wysokość fali powodziowej może w małych zlewniach dochodzić do kilku metrów. Tego typu zdarzenie miało m.in. miejsce w dolinie rzeki Big Thompson w Górach Skalistych (USA), gdzie wystąpiła fala powodziowa o wysokości 9 m (Maddox i in. 1978).

Powodzie błyskawiczne charakteryzują się krótkim czasem trwania i lokalnym zasięgiem (Pociask-Karteczka, Żychowski 2014). Jednak w zależności od obszaru występowania i cech zlewni, ich przyczyna i przebieg są różne. Jest to zjawisko trwające zazwyczaj krócej niż 6 godzin i charakteryzujące się szybkim kształtowaniem fali powodziowej, spowodowane głównie wystąpieniem gwałtownych opadów deszczu bądź przerwaniem zapory (Fiedler 2007). Powstać mogą także w wyniku przerwania naturalnej tamy, zejścia osuwiska na dno doliny lub powstania zatoru lodowego (Shrestha i in. 2008), szybkiego przemieszczenia się lodowca i spłynię-

cia wód jeziora lodowcowego (Clague i in. 1997), gwałtownego topnienia lodu lodowcowego w wyniku erupcji wulkanicznej (Tomasson 2002) bądź przyspieszonej ablacji zachodzącej w wyniku gwałtownych opadów (Jania 1997).

W umiarkowanej strefie klimatycznej przyczyną wystąpienia powodzi błyskawicznych są gwałtowne opady, które obejmują zazwyczaj obszar nieprzekraczający 40 km² (Bryndal 2014a). Zdarza się jednak, że powódzie występujące w małych zlewniach górskich nie zostały wywołane jedynie krótkotrwałym intensywnym opadem deszczu (Parczewski 1960), lecz formowały się w wyniku nałożenia się na długotrwałe opady rozlewne gwałtownych opadów nawalnych.

Pócz samej przyczyny uformowania się fali powodziowej bardzo duże znaczenie odgrywa także lokalizacja zabudowań mieszkalnych i gospodarczych, którym zagraża przemieszczająca się fala powodziowa. Na obszarach górskich bardzo silnie zagrożone wystąpieniem powodzi błyskawicznych są miasta położone na przedpolu gór. Występujące na obszarach górskich intensywne opady deszczu powodują przy szybkim spływie powierzchniowym formowanie wysokich fal powodziowych, które po opuszczeniu wąskich górskich dolin rozlewają się wśród zabudowań mieszczących się na nisko położonych terasach. Tak położone miasta często były zalewane przez powódzie. Jedno z najtragiczniejszych tego typu zdarzeń miało miejsce w 1999 roku w Wenezueli. Spływająca z Cordillery de la Costa (Andy) gwałtowna fala wezbraniowa zalała nadmorskie miasta i wioski, położone na stożku Caraballeda, powodując ogromne zniszczenia i śmierć kilkudziesięciu tysięcy ludzi (Larsen i in. 2001; Pociask-Karteczka, Żychowski 2014). Do tego typu zdarzeń, lecz na znacznie mniejszą skalę, dochodziło także w Polsce, jak chociażby w 2001 roku w Makowie Podhalańskim, w 2005 w Andrychowie, w 2014 w Głucholazach czy w 2010 w Bogatyni (Bryndal 2014b; Franczak, Listwan-Franczak 2015).

W sierpniu 2010 roku powódź błyskawiczna wystąpiła w Bogatyni położonej w zlewni Miedzianki, na przedpolu Gór Izerskich. Powódź wyrządziła ogromne straty materialne, jednak nie było to pierwsze tego typu zdarzenie w historii miasta. Takie katastrofalne powódzie zdarzały się w Bogatyni kilkakrotnie. Celem opracowania było ustalenie przyczyn meteorologicznych wystąpienia powodzi wraz z odтворzeniem jej przebiegu oraz określenie częstości występowania tego typu zdarzeń.

2. MATERIAŁY I METODY

2.1. Sytuacja meteorologiczna

Sytuację meteorologiczną, jaka miała miejsce w zlewni górnej Nysy Łużyckiej w okresie bezpośrednio poprzedzającym wystąpienie opadów, które spowodowa-

ły uformowanie fali powodziowej w sierpniu 2010 roku, określono na podstawie map synoptycznych sytuacji meteorologicznej w Europie na poziomie morza w skali 1:7500000, map topografii barycznej, danych radarowych oraz obrazów satelitarnych (METEOSAT). Przebieg opadów odtworzono na podstawie sum opadów odnotowanych na posterunku w Bogatyni (zlewnia Miedzianki, dane z IMGW-PIB) oraz z posterunków mieszczących się w bezpośrednim sąsiedztwie tej zlewni: Visnowa, Hejnice, Olivetská hora i Mlýnice (w Republice Czeskiej). Dane te zgromadzone przez Český Hydrometeorologický Ústav (CHMU) pozyskano z polsko-niemiecko-czeskiego raportu dotyczącego powodzi w dniach 7-10 sierpnia 2010 roku w zlewni Nysy Łużyckiej (*Raport* 2015).

2.2. Sytuacja hydrologiczna

W zlewni Miedzianki monitoring stanu wody i przepływu prowadzony jest przez IMGW-PIB w profilu wodowskazowym w Turoszowie. Podczas sierpniowej powodzi w profilu wodowskazowym zamykającym zlewnię nie wystąpiła jednak najwyższa kulminacja fali powodziowej, ponieważ powyżej niego przerwany został wał przeciwpowodziowy. Kulminacja fali powodziowej uległa znacznemu spłaszczeniu i obniżeniu w rezultacie przedostania się wód powodziowych do odkrywki kopalni KWB Turów.

Maksymalny przepływ Miedzianki w miejscu przerwania wału odtworzono po opadnięciu wód powodziowych, na podstawie śladów wielkiej wody. Po powodzi w profilu wodowskazowym w Turoszowie Oddział Wrocławski IMGW-PIB określił wartość przepływu maksymalnego w przypadku, gdyby nie doszło do przerwania wału. Ponadto w 2015 roku w dwóch profilach pomiarowych, gdzie przepływ wody nie został zaburzony przez znajdujące się w jego nurcie przeszkody (budowle hydrotechniczne; budynki), wyznaczono profile poprzeczne, w których na podstawie śladów wielkiej wody obliczono maksymalny przepływ. Przekroje pomiarowe wykonano geodezyjnie, natomiast prędkość przepływu wody obliczono wg wzoru przepływu grawitacyjnego Meringa (Lambor 1971).

$$Q_{max} = P \cdot v \quad (1)$$

gdzie: P – pole powierzchni przekroju poprzecznego koryta [m^2]; v – średnia prędkość przepływu [$m\ s^{-1}$].

Obliczone przepływy porównano do przepływów charakterystycznych, wyliczonych zgodnie z zaleceniami IMGW-PIB za pomocą formuły opadowej (Biernat

i in. 1991). Przepływy maksymalne porównano do danych historycznych pozyskanych z IMGW-PIB dla okresu 1980-1992 i 2009-2013 (brak pomiarów w latach 1993-2008), dla posterunku wodowskazowego w Turoszowie. W tym okresie nie wystąpiły jednak w badanej zlewni duże wezbrania. Dla fali powodziowej z sierpnia 2010 roku na podstawie danych godzinowych obliczono także miary odpływu (Tomalski, Tomaszewski 2015).

2.3. Częstość występowania powodzi

Rekonstrukcję występowania powodzi w zlewni Miedzianki i ocenę ich częstości przeprowadzono na podstawie materiałów archiwalnych zamieszczonych w kronice Bogatyni i wsiach tej parafii: Jasnej Góry, Markocic, Heřmanic, sporządzonej z lat 1591-1826, spisanej przez J.T.D. Röslera, a przełożonej na język polski przez U. Kawalec (2007), oraz wg materiałów zebranych przez Z. Szklarka i R. Sawickiego (2011). Na podstawie tych danych określono także zróżnicowanie wieloletnie i sezonowe występowania powodzi w Bogatyni.

3. POWÓDŹ W 2010 ROKU

3.1. Sytuacja meteorologiczna

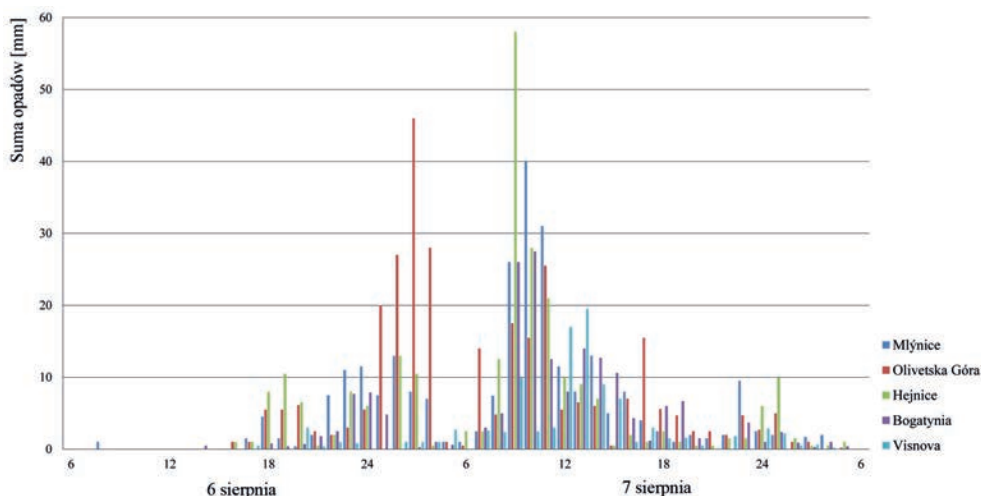
Sytuacja meteorologiczna, jaka panowała nad Polską od pierwszych dni sierpnia 2010 roku kształtowana była przez przemieszczający się znad Morza Śródziemnego ku północnemu-wschodowi układ niskiego ciśnienia. Układ ten przemieszczał się w kierunku Polski tzw. torem Vb, którym najczęściej docierają masy powietrza wywołujące powodzie w zlewniach górnej Wisły i Odry.

Przemieszczający się front atmosferyczny w dniu 6 sierpnia dotarł nad pogranicze Polski, Czech i Niemiec, gdzie natrafił na barierę orograficzną Gór Izerskich i Gór Łużyckich. Spowodowało to spiętrzenie chmur i wystąpienie intensywnych opadów deszczu. Na badanym obszarze najwcześniej opady rozpoczęły się w Czechach, gdzie pojawiły się 6 sierpnia w godzinach porannych. Przemieszczanie frontu uległo jednak spowolnieniu i do godzin wieczornych intensywne opady nie obejmowały zlewni Miedzianki. Opady wystąpiły jedynie w niewielkim fragmencie górnej części zlewni, który znalazł się na obrzeżach intensywnych opadów występujących w Czechach. Zlewnia Miedzianki znalazła się w centrum opadów 7 sierpnia, gdy front przemieścił się ku północy; utrzymywały się nad nią przez ponad 12 godz. Dopiero w godzinach wieczornych front zaczął przemieszczać się ku wschodowi,

opuszczając Sudety i Przedgórze Sudeckie. Z kolei w górnej części zlewni Nysy Łużyckiej w Czechach intensywne opady utrzymywały się przez ok. 30-36 godz. (rys. 1, *Raport* 2010).

Opady, które wystąpiły 6 sierpnia w zlewni Miedzianki spadły na silnie uwilgotnioną zlewnię. W lipcu na posterunku opadowym w Bogatyni odnotowano opad o wysokości 108,5 mm, natomiast od 1 do 5 sierpnia kolejna seria opadów wyniosła 48 mm. W Bogatyni przed wystąpieniem fali opadów spadło więc ok. 150 mm opadu, jednak w górnej, górskiej części zlewni sumy opadów były jeszcze większe. Dodatkowo 6 sierpnia intensywne opady, które wystąpiły na południe od zlewni Miedzianki, objęły swym zasięgiem także górną część zlewni.

W dniu 6 sierpnia w Bogatyni do godz. 24:00 odnotowano 32 mm opadu, lecz w drugiej połowie nocy z 6 na 7 sierpnia natężenie opadów wzrosło. Między godz. 2:00 i 3:00 na stacji Olivetska Góra (na południe od badanej zlewni) odnotowano 46,8 mm opadu. W czasie pierwszej fali opadowej (do 5:00) na stacji w Bogatyni spadło 29 mm deszczu (rys. 1). Jednak po dwugodzinnej przerwie w opadach rozpoczęła się druga fala opadów od 7:00, podczas której natężenie opadów w zlewni Miedzianki przybrało na sile. W górnej części zlewni Miedzianki intensywne opady rozpoczęły się od 8:00. W ciągu 180 min w trakcie najintensywniejszego opadu występującego od 8:00 do 11:00, przy dyrekcji KWB Turów (w dolnej części zlewni) odnotowano 43 mm opadu (Salata i in. 2012), natomiast na stacji w Bogatyni – 66 mm. W górnej części zlewni na pograniczu Polski i Czech opady były jednak znaczne większe. Na położonych w sąsiedztwie działu wodnego stacjach Hejnice



Rys. 1. Godzinne sumy opadów atmosferycznych w dniach 6-7 sierpnia 2010 roku;
opracowanie własne na podstawie danych z IMGW-PIB i *Raportu* (2010)

i Młynice odnotowano w tym czasie odpowiednio 106 i 97 mm opadu. Godzinny opad od 8:00 do 9:00 na stacji Hejnice wyniósł 57,6 mm, podczas gdy w Bogatyni w tym samym czasie spadło: 26,2 mm. Najwyższy godzinny opad 27,6 mm, wystąpił w Bogatyni od 9:00 do 10:00. W Bogatyni 7 sierpnia odnotowano 160,2 mm opadu, natomiast na sąsiadujących z górną częścią zlewni Miedzianki stacjach Hejnice i Młynice odpowiednio 191 i 212 mm (rys. 1). Podczas doby meteorologicznej 7 sierpnia od 6:00 do 6:00 następnego dnia maksymalny opad odnotowano na stacji Hejnice – 179 mm, podczas gdy w tym samym czasie w Bogatyni wyniósł on 143,6 mm.

Dwudniowa (6-7.08) suma opadów atmosferycznych na stacjach Hejnice i Młynice wyniosła odpowiednio 252,4 i 250,2 mm. Z kolei w tym samym czasie w Bogatyni spadło 192,2 mm. Najwyższe opady w zlewni Nysy Łużyckiej odnotowano wówczas na stacji Olivetska Góra – 310,3 mm (rys. 1).

3.2. Przebieg fali powodziowej

Intensywne opady deszczu, jakie wystąpiły w Górach Łużyckich i Izerskich spowodowały uformowanie się wysokich fal powodziowych w zlewni górnej Nysy Łużyckiej. Przybór wód na Miedziance rozpoczął się o 23:00 w wyniku wystąpienia pierwszej fali opadów. Jej przepływ do 7:00 wzrósł do ok. $15,0 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$. Jednak główna fala powodziowa zaczęła się formować po rozpoczęciu drugiej fazy opadów. Wówczas tempo przyboru wód znacznie wzrosło. W ciągu 5,5 godz. poziom wód Miedzianki wzrósł w Turoszowie (na posterunku hydrologicznym) o 3,30 m, jednak powyżej przerwania wału elewacja fali powodziowej wyniosła ok. 5 m. Do przerwania wału doszło ok. 13:30, w czasie najintensywniejszej fazy wznoszenia fali powodziowej. Wówczas odnotowano maksymalny przepływ na posterunku w Turoszowie – $83 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$. Powyżej przerwanego wału maksymalny przepływ Miedzianki wyniósł ok. $190 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ i był nieznacznie niższy od przepływu o prawdopodobieństwie przewyższenia 0,1%.

Kulminacja fali powodziowej na posterunku wodowskazowym w Turoszowie została w wyniku przerwania wału zredukowana o ponad połowę. Dopływ wód do wyrobiska odkrywkowego kopalni KWB Turów trwał przez 25,5 godz., od 13:30 7 sierpnia do godziny 15:00 8 sierpnia. W tym czasie na dwóch poziomach eksploacyjnych utworzyły się rozlewiska o objętości $5,6 \text{ nm}^3$ wody. Jednak z Miedzianki do odkrywki dostało się ok. 3 nm^3 wody, a pozostała część pochodziła ze zlewni zasilającej odkrywkę i wód podziemnych (Sondaj i in. 2011; Salata i in. 2012).

Fala powodziowa uformowała się na Miedziance w Turoszowie w ciągu 15 godz. od rozpoczęcia pierwszej fazy opadów w zlewni. Natomiast występujące późnej opadanie fali wezbraniowej trwało przez 54 godz. Objętość fali wezbraniowej w Turoszowie wyniosła ok. $7,6 \text{ nm}^3$, z czego ok. 16% stanowiła faza wznoszenia fali, a 84% jej faza opadania. Łączna objętość fali wezbraniowej Miedzianki wyniosła ok. $10,5 \text{ nm}^3$.

Także maksymalny odpływ jednostkowy podczas powodzi osiągnął w zlewni Miedzianki podczas sierpniowej powodzi bardzo duże wartości. W profilu wodowskazowym w Turoszowie wyniósł $1,1 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1} \text{ km}^{-2}$, natomiast powyżej przerwania wału przeciwpowodziowego – $3,05 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1} \text{ km}^{-2}$. Najwyższy maksymalny odpływ jednostkowy obliczono dla górnej części zlewni ($A = 28,8 \text{ km}^2$) w Markocicach, dla której wyniósł $4,30 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1} \text{ km}^{-2}$. Poniżej ujścia do Miedzianki potoku Ślad ($A = 58,9 \text{ km}^2$) maksymalny odpływ jednostkowy osiągnął $3,15 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1} \text{ km}^{-2}$.

4. POWODZIE W ZLEWNI MIEDZIANKI

4.1. Historia występowania powodzi

Ze względu na swoje położenie w dnie wąskiej doliny, nad Miedzianką wypływającą z Gór Izerskich, w Bogatyni wielokrotnie występowały powodzie, które wyrządzały ogromne straty materialne. Pierwsze wzmianki kronikarskie o powodziach występujących na tym terenie pochodzą już z 1312 roku, jednak brakuje szczegółowych informacji, czy wówczas duże straty odnotowała także Bogatynia. Natomiast pierwsza zarejestrowana w kronikach powódź, w zlewni Miedzianki, miała miejsce 8 czerwca 1462 roku (Szkłarek, Sawicki 2011).

Znacznie więcej informacji dotyczących występowania powodzi w Bogatyni pochodzi z połowy XVI w., gdy rozpoczynają się pierwsze zapiski w kronice tego miasta. Do dziś odnotowano w niej 40 zdarzeń powodziowych. Pierwsze pojawiające się w kronice zapiski są mało konkretne, ponieważ informują jedynie o pojawieniu się powodzi, a w przypadku wystąpienia dużych strat, że była to wielka powódź (Rösler 2007). W tym okresie taka katastrofalna powódź objęła Bogatynię i inne miejscowości w zlewni Miedzianki 29 lipca 1609 roku. Natomiast pozostałe (w XVI i XVII w.) powodzie miały miejsce w latach: 1562, 1570, 1592, 1595, 1598, 1604, 1622, 1653, 1668 i 1694 (Rösler 2007).

Od początku XVIII w. liczba informacji o występujących w Bogatyni powodziach znacznie wzrosła, ponieważ nie informowano już wyłącznie o fakcie odnotowaniu powodzi, lecz w przypadku wystąpienia największych z nich zamieszczano szczegółowe informacje o przebiegu i powstałych stratach materialnych. Już pierw-

sza z nich, w lipcu 1703 roku, wyrządziła tak ogromne straty nie tylko w Bogatyni, lecz w całym dorzeczu Odry, że nazwana została „śląskim potopem” (Szkłarek, Sawicki 2011). W zlewni Miedzianki jej wezbrane wody zerwały wszystkie mosty i kładki. Uszkodzeniu uległo także wiele zabudowań mieszkalnych i gospodarczych w Bogatyni, a kilkanaście z nich „zawaliło się”. Miedzianka natomiast na kilku odcinkach uformowała nowe koryto (Bartholomeus 1703; Rösler 2007).

Kolejne powodzie wystąpiły w Bogatyni 13 maja 1723 roku, 22 czerwca 1759 roku oraz w lipcu 1766 roku i wrześniu 1767 roku. W 1783 roku rozpoczęła się natomiast cała seria powodzi, których do 1789 odnotowano aż pięć – w latach: 1783, 1784, 1785, 1788, 1789. Większość z nich była wywołana przez intensywne długotrwałe letnie opady bądź gwałtowne opady nawałne, natomiast w pojedynczych przypadkach fale powodziowe kształtowały się w wyniku wystąpienia gwałtownych roztopów występujących po bardzo śnieżnych zimach (Rösler 2007).

Także XIX w. rozpoczął się od serii powodzi. 16 lipca 1803 roku w nocy wystąpiły gwałtowne opady deszczu, które spowodowały powódź błyskawiczną, która wyrządziła w dolinie Miedzianki wiele szkód. Jednak nie była to jedyna tego lata powódź, ponieważ gwałtowne wezbrania zdarzały się jeszcze kilkakrotnie. Natomiast w maju 1804 roku w Bogatyni pojawiła się kolejna katastrofalna powódź. 2 maja w górnej części zlewni nad Heřmanicami i Děřřichovem wystąpiły gwałtowne opady, powodując bardzo szybkie wezbranie na dopływach Miedzianki. Wezbrane wody porwały dużą liczbę składowanych nad brzegiem belek drewnianych i porastających brzegi drzew, które niesione przez nurt wyrządzały duże zniszczenia w mieście. Spiętrzona na moście w centrum Bogatyni woda spowodowała jego uszkodzenie, a następnie rozlała się wśród okolicznych zabudowań. Zniszczeniu uległo wiele zabudowań, lecz żadne z nich nie zawaliło się. Nie była to jednak jedyna powódź w tym roku, ponieważ w połowie lipca druga wystąpiła w całej Saksonii. 27 czerwca 1808 roku gwałtowne deszcze występujące w górach wywołały powódź, która zamknęła tę serię zdarzeń (Rösler 2007).

Kolejna powódź w zlewni Miedzianki wystąpiła dopiero w 1852 roku i rozpoczęła kolejną serię w latach 1854 i 1858. Następną powódź odnotowana została w Bogatyni w 1880 roku, a ta z roku 1897 uznawana jest za katastrofalną. Pod koniec lipca wystąpiły w całej Saksonii intensywne opady deszczu, które w zlewni Miedzianki spowodowały uformowanie się fali o kulminacji 29 lipca. Jej wezbrane wody wyrządziły wiele szkód w dolinie, powodując zniszczenie kilkunastu budynków (Szkłarek, Sawicki 2011).

W 1903 roku w dorzeczu Odry wystąpiła kolejna katastrofalna powódź. Silnie wezbrała także Nysa Łużycka, Miedzianka nie wyrządziła wówczas znacznych szkód. Natomiast w lipcu 1916 roku w zlewni Miedzianki miała miejsce następna

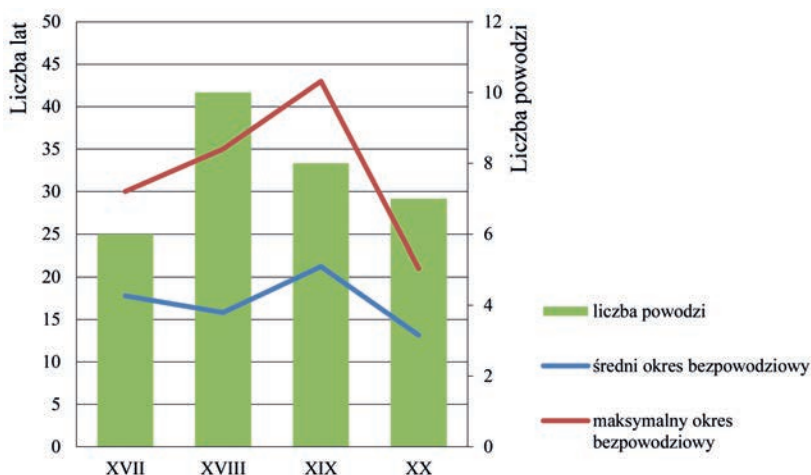
gwałtowna powódź. Przybór wód wezbraniowych był tak wysoki, że wdarły się do odkrywki kopalni w Zatoniu, Nadrzecznie i Turossowie. Przed wybuchem II wojny światowej w zlewni Miedzianki wystąpiły jeszcze dwie powodzie. Pierwsza, w 1932 roku, nie wyrządziła dużych strat materialnych, natomiast druga, która wystąpiła w sierpniu 1938 roku, spowodowała poważne szkody w kopalniach odkrywkowych. Do odkrywek przelały się wody powodziowe zarówno z Miedzianki, jak i Nysy Łużyckiej (Szkłarek, Sawicki 2011).

Po zakończeniu II wojny światowej do końca XX w. w zlewni Miedzianki odnotowano pięć powodzi, które nie spowodowały dużych strat. Miały one miejsce w latach: 1956, 1958, 1976, 1981 i 1997. W 2002 roku wystąpiła kolejna powódź, która nie wyrządziła w Bogatyni dużych strat (Szkłarek, Sawicki 2011).

4.2. Częstość występowania powodzi

Jak wynika z przedstawionego powyżej przeglądu powodzi historycznych w Bogatyni, ich częstość występowania w poszczególnych stuleciach była różna. Od połowy XVI w. kronikach Bogatyni odnotowano 40 zdarzeń powodziowych, różniących się wielkością i wyrządzonymi stratami. W tym czasie najmniej zdarzeń powodziowych odnotowano w XVII w. – 6, a najwięcej w XVIII w. – 10 (rys. 2).

W ciągu minionych 470 lat powodzie występowały z różną częstością. Odnotowano okresy z równomiernym ich występowaniem co kilkanaście lat, natomiast zdarzało się także, że przez pół wieku nie zarejestrowano żadnej powodzi, po czym



Rys. 2. Liczba powodzi oraz długość średniego i maksymalnego okresu, podczas którego nie odnotowano powodzi w Bogatyni od XVII do XX w. (źródło: opracowanie własne)

następowała cała ich seria. W ciągu zaledwie kilku lat (często rok po roku) występowało od 2 do 3 podobnych zdarzeń. Największą ich liczbę odnotowano w ciągu 18 lat na przełomie XVI i XVII w. oraz 7 lat w latach 80. XVIII w., gdy w zlewni Miedzianki wystąpiło po 5 powodzi. Od połowy XIX w. powodzie pojawiały się pojedynczo bądź parami w okresie od 3 do 5 lat.

W badanym okresie obserwuje się również zmiany długości przerw między poszczególnymi powodziami, ulegają one skróceniu. W XVII w. wynosiły one 17,8 lat, w XVIII w. – 15,8 lat, a w XX w. zaledwie 13,1 lat. Wyjątek stanowił jednak XIX w., gdy średnia przerwa między poszczególnymi powodziami (bądź ich zgrupowaniami) wzrosła do 21,2 lat. Wyraźnemu skróceniu uległy także najdłuższe przerwy występujące między poszczególnymi powodziami (lub grupami powodzi) – z 43 lat w I połowie XIX w. do 21 lat w XX w. (rys. 2). Katastrofalne powodzie odnotowywano natomiast co 93-101 lat. Odbiega od tego jedynie powódź, która wystąpiła 26 lipca 1916 r., po zaledwie 19 latach od poprzedniej wielkiej powodzi. Pozostałe katastrofalne powodzie miały miejsce: 29 lipca 1609 roku, 31 lipca 1703 roku, 2 maja 1804 roku, 29 lipca 1897 roku i 7 sierpnia 2010 roku (Rösler 2007, Szklarek, Sawicki 2011).

Powodzie, które występowały w Bogatyni formowały się w półroczu letnim, a większość z nich (w tym wszystkie największe, z wyjątkiem powodzi w 1804 roku) miały miejsce w lipcu bądź sierpniu. Kilka powodzi pojawiło się w Bogatyni także w maju, a w pozostałych miesiącach uformowały się jedynie pojedyncze i niewielkie powodzie.

5. PODSUMOWANIE

W Bogatyni wielokrotnie występowały powodzie, do których uformowania się w znacznym stopniu przyczyniała się lokalizacja miasta. Położone jest ono w dolnym odcinku Miedzianki, na przedpolu Gór Izerskich i Łużyckich, które stanowią pierwszą od zachodu większą barierę orograficzną, cechującą się występowaniem wysokich sum opadów w czasie przemieszczania z zachodu i południowego-zachodu frontów atmosferycznych. Dodatkowo układ sieci rzecznej w górnej części zlewni sprzyja szybkiemu formowaniu się fali kulminacyjnej, a przepływająca w dolnym odcinku przez wąską i silnie zabudowaną dolinę Miedzianka sprawia, że w mieście często występowały powodzie.

Fala powodziowa, jaka uformowała się w sierpniu 2010 roku w zlewni Miedzianki należała do najwyższych, jakie odnotowano w historii prowadzenia pomiarów w dorzeczu Odry. Maksymalny odpływ jednostkowy, jaki zaobserwowano, wy-

różniał się na tle nawet wartości zmierzonych podczas tzw. „powodzi tysiąclecia”, która wystąpiła w zlewni Odry w 1997 roku. W dolnej części zlewni w miejscu przerwania wału przeciwpowodziowego w Turoszowie maksymalny odpływ jednostkowy wynosił $3,05 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1} \text{ km}^{-2}$, natomiast w górnej części, w Markowicach – $4,30 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1} \text{ km}^{-2}$. Podczas „powodzi tysiąclecia” maksymalne odpływy jednostkowe w monitorowanych zlewniach wynosiły ok. $2,50 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1} \text{ km}^{-2}$, jedynie w małej zlewni Wilczki ($A = 35 \text{ km}^2$) wyniósł – $4,25 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1} \text{ km}^{-2}$ (Dubnicki 1999). Podczas powodzi w 1997 roku w Kotlinie Kłodzkiej, a także w innych równie małych zlewniach, wartości te były porównywalne bądź nawet większe. Mimo to w zlewni Miedzianki w 2010 roku odnotowano jeden z największych maksymalnych odpływów jednostkowych w Sudetach.

Katastrofalne historyczne powodzie, które występowały w Bogatyni, miały zazwyczaj podobny przebieg. Wywoływały je gwałtowne opady deszczu, które występowały w górnej górskiej części zlewni, formując bardzo szybko wysoką falę powodziową. Powodzie wywołane intensywnymi opadami deszczu najczęściej występowały w lipcu i sierpniu, stosunkowo liczne także w maju. Zmieniła się natomiast częstość występowania powodzi. Coraz rzadziej pojawiają się seriami, między którymi są długie przerwy. Obecnie występują pojedynczo, w krótszych odstępach czasu niż miało to miejsce w przeszłości.

THE OCCURRENCE OF FLASH FLOODS IN THE CITIES SITUATED IN THE FORELAND OF THE MOUNTAINS, FOR EXAMPLE OF BOGATYNIA (SUDETEN)

Summary

Flash floods occurred repeatedly in different places on Earth. We are a big threat in the cities situated in the foreland of the mountains. Flowing down from the mountains causes flood wave passing through the city of large material losses. High risk the occurrence of a flood prevails in Bogatynia located in the Sudeten.

In August 2010, in the Miedzianka catchment (89.2 km^2), located at Bogatynia town has occurred a flash flood. The maximum flow was $190 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ and the maximum outflow unit reached $4.3 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1} \text{ km}^{-2}$ (one of the highest ever recorded in the Sudety catchments). Result of this flooding in Bogatynia were huge material losses (sume 225 million zł).

In Bogatynia in the history of repeated floods, and several of them caused huge material losses. The largest of them occurred: 29 July 1609, 31 July 1703, 2 May 1804, 29 July 1897 and 7 August 2010.

BIBLIOGRAFIA

- Bartholomeus C., 1703, *Chronik einer Überschwemmung, geschriben im Jahr 1703*, Bogatynia
- Bartnik A., Jakiel P., 2012, *Geografia wezbrań i powodzi rzecznych*, Wydawnictwo Uniwersytetu Łódzkiego, Łódź, 264 s.
- Biernat B., Bogdanowicz E., Czarnecka H., Dobrzyńska I., Fal B., Karwowski S., Skrupska B., Stachy J., 1991, *Zasady obliczania maksymalnych rocznych przepływów rzek polskich o określonym prawdopodobieństwie pojawienia się*, IMGW, Warszawa, 66 s.
- Bryndal T., 2014a, *Identyfikacja małych zlewni podatnych na formowanie gwałtownych wezbrań w Karpatach Polskich*, Wydawnictwo Naukowe Uniwersytetu Pedagogicznego, Kraków, 228 s.
- Bryndal T., 2014b, *Znaczenie map zagrożenia oraz ryzyka powodziowego w ograniczeniu skutków powodzi błyskawicznych w miastach*, [w:] Woda w mieście, T. Ciupa, R. Suligowski (red.), IG UJK, Kielce, 29-37
- Clague J.J., Evans S.G., 1997, *The 1994 jökulhlaup at Farrow Creek, British Columbia, Canada*, *Geomorphology*, 19, 77-87, DOI:10.1016/S0169-555X(96)00052-9
- Dubnicki A., 1999, *Analiza maksymalnych stanów i przepływów wody*, [w:] Dorzecze Odry: monografia powodzi lipiec 1997, A. Dubnicki, H. Słota, J. Zieliński (red.), IMGW, Warszawa, 89-114
- Fiedler K. (red.), 2007, *Awarie i katastrofy zapór – zagrożenia, ich przyczyny i skutki oraz działania zapobiegające*, IMGW, Warszawa, 216 s.
- Franczak P., Listwan K., 2015, *Ryzyko powodziowe w małych zlewniach górskich a sposoby zagospodarowania obszarów zalewowych zapisane w aktach planistycznych. Studium przypadku: Maków Podhalański i Kasinka Mała*, [w:] Współczesne problemy i kierunki badawcze w geografii, J. Liro, M. Liro (red.), 3, IGiP UJ, Kraków, 100-118
- Jania J., 1997, *Glacjologia. Nauka o lodowcach*, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa, 358 s.
- Larsen M.C., Wieczorek G.F., Eaton L.S., Morgan B.A., Torres-Silva H., 2001, *Natural hazards on alluvial fans: The Venezuela debris flow and flashflood disaster*, USGS Fact Sheet, FS 103, dostępne online: <https://pubs.usgs.gov/fs/fs-0103-01/fs-0103-01.pdf> (05.08.2016)
- Lambor J., 1971, *Hydrologia inżynierska*, Wydawnictwo Arkady, Warszawa, 364 s.
- Llasat M.C., Rigo T., Barriendos M., 2003, *The "Montserrat-2000" flash-flood event: A comparison with the floods that have occurred in the northeastern Iberian peninsula since the 14th century*, *International Journal of Climatology*, 23, 453-469, DOI: 10.1002/joc.888
- Madoxx R.A., Hoxit L.R., Chappell C.E., Caracena E., 1978, *Comparison of meteorological aspects of the Big Thompson and Rapid City flash floods*, *Monthly Weather Review*, 106, 375-389, DOI: 10.1175/1520-0493(1978)106<0375:COMAOT>2.0.CO;2

- Parczewski W., 1960, *Warunki występowania nagłych wezbrań na małych ciekach*, Wiadomości Służby Hydrologicznej i Meteorologicznej, 8 (3), 1-159
- Pociask-Karteczka J., Żychowski J., 2014, *Powodzie błyskawiczne (flash floods) – przyczyny i przebieg*, [w:] Woda w mieście, T. Ciupa, R. Suligowski (red.), IG UJK, Kielce, 213-226
- Raport, 2010, *Wspólny polsko-niemiecko-czeski raport dotyczący zdarzenia powodziowego w dniu 07-10 sierpnia 2010 na rzece Nysie Łużyckiej jako element wstępnej oceny ryzyka powodziowego zgodnie z art. 4 dyrektywy powodziowej (2007/60/EG)*, dostępne online: http://www.umwelt.sachsen.de/umwelt/wasser/download/06-12-10_LN_pol.pdf (5.11.2015)
- Rösler J.T.D., 2007, Kawalec U. (tłum.), *Kronika Bogatyni i wsi tej parafii: Jasnej Góry, Markocic, Heřmanic*, Wydawnictwo AD REM, Jelenia Góra, 192 s.
- Salata R., Sondaj L., Wojciechowski M., 2012, *Ocena aktualnego stanu zabezpieczenia KWB Turów w aspekcie zdarzeń powodziowych zaistniałych w sierpniu 2010 r.*, Zeszyty Naukowe Instytutu Gospodarowania Surowcami Mineralnymi i Energią PAN, 82, 157-172
- Shrestha A.B., Shah S.H., Karim R., 2008, *Resource manual of flash flood risk management Module 1: Community-based management*, International Centre for Integrated Mountain Development, Internationale Centre for Integrated Mountain Development Kathmandu, dostępne online: http://www.preventionweb.net/files/9296_flashfloodriskmanagement1.pdf (05.08.2016)
- Sondaj L., Milkowski D., Wojciechowski M., 2011, *Zagadnienia ochrony i dostępu do zasobów węgla brunatnego w złożu Turów w aspekcie zdarzeń powodziowych zaistniałych w sierpniu 2010*, Górnictwo i Geoinżynieria, 35 (3), 331-342
- Szklarek Z., Sawicki R., 2011, *Bogatyński Dramat 2010*, Bogatynia
- Tomalski P., Tomaszewski E., 2015, *Metody, formuły i wzory obliczeniowe zastosowane w pracy*, [w:] Metody statystyczne w analizach hydrologicznych środkowej Polski, P. Jokiel (red.), Wydawnictwo Uniwersytetu Łódzkiego, Łódź, 215-271
- Tomasson H., 2002, *Catastrophic floods in Iceland*, [w:] The extremes of the extremes: extraordinary floods, A. Snorrason, H.P. Finnsdóttir (red.), IAHS Publications, 271, 121-126
- Trotter P.S., Johnson G.A., Ricks R., Smith D.R., Woods D., 1998, *Floods on the lower Mississippi: An historical economic overview*, dostępne online: <http://www.srh.noaa.gov/topics/attach/html/ssd98-9.htm> (21.12.2015)

Wojciech MAJEWSKI

Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej
Państwowy Instytut Badawczy

POWÓDŹ MIEJSKA W GDAŃSKU W LIPCU 2001 ROKU

1. WSTĘP

W lipcu 2001 roku nawałny opad deszczu w Gdańsku, a w szczególności w zlewni Kanalu Raduni (KR), spowodował błyskawiczną powódź miejską (ang. *urban flash flood*) obejmującą dużą część rzek i kanałów zwanych Gdańskim Węzłem Wodnym (GWW). Układ hydrauliczny GWW jest bardzo złożony ze względu na spływ wód od strony lądu, jak również wpływ stanów wody w Zatoce Gdańskiej. Zlewnia KR położona jest na wzgórzach morenowych ze spadkiem w kierunku kanału przebiegającego u jego podnóża. W ostatnich dwóch dekadach XX w. obszar ten został zagospodarowany jako dzielnica mieszkaniowa, co spowodowało uszczelnienie znacznych jego powierzchni.

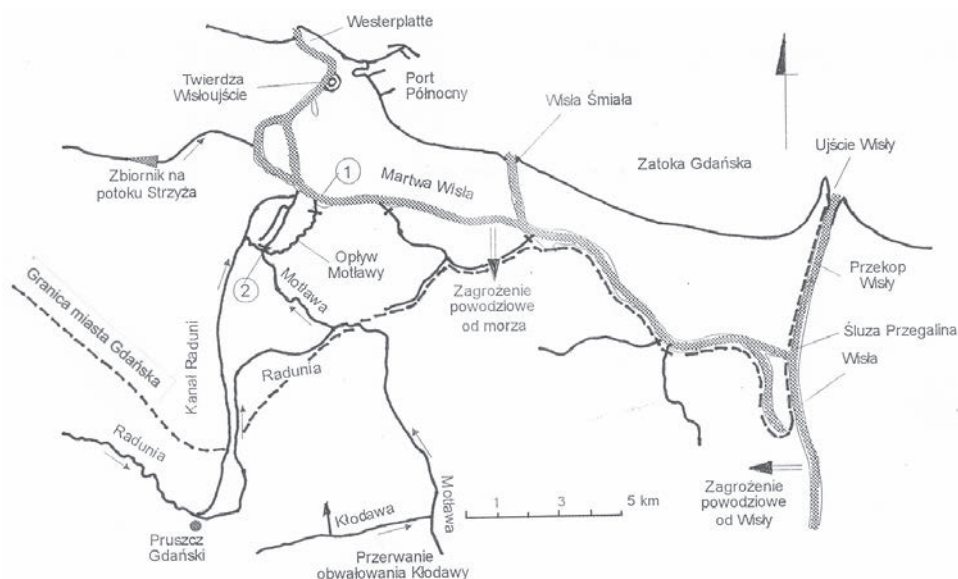
W 2001 roku w ciągu 4 godzin opad deszczu przekroczył miesięczną normę lipca. Spływ wody z obszaru zlewni do KR wywołał jego przepełnienie i przerwanie prawostronnego obwałowania. Efektem tego było zalanie dzielnic miasta położonych wzdłuż KR i duże zniszczenia infrastruktury miejskiej oraz dobytku ludzi. Wystąpiły jeszcze dwa istotne zdarzenia powodziowe w tym rejonie – na rzece Kłodawie oraz na potoku Strzyża.

Po powodzi RZGW Gdańsk podjął projekt, którego celem było przedstawienie nowych rozwiązań, które pozwoliłyby uniknąć powodzi w przypadku wystąpienia podobnego opadu. Projekt ten został zrealizowany przez Instytut Budownictwa Wodnego PAN w Gdańsku przy współpracy 4 innych instytucji.

W artykule przedstawiono opis GWW, KR i jego zlewni, reżim opadu, przebieg powodzi i wywołane zniszczenia, sformułowanie modelu matematycznego przepływu nieustalonego w GWW, propozycje rozwiązań inżynierskich oraz obliczenia hydrauliczne dla tych rozwiązań. Pokazano propozycje budowli hydrotechnicznych.

2. GDAŃSKI WĘZEL WODNY

Gdański Węzeł Wodny (GWW) stanowi skomplikowany układ rzek i kanałów oparty głównie na Martwej Wiśle (MW), oddzielonej od głównego koryta Wisły służą żeglugową w Przegalinie (Jasińska 2002). MW ma dwa połączenia z Zatoką Gdańską – przez Wisłę Śmiałą oraz kanał portowy znajdujący swe ujście przy Westerplatte. GWW pokazany jest na rys. 1. Obejmuje on część Żuław Gdańskich, a w części znajduje się na obszarze Gdańska. Głównymi rzekami GWW są Motława i Radunia oraz Kanał Raduni (KR). Radunia wypływa ze wzgórz morenowych i ma charakter rzeki górskiej. Jest dopływem Motławy. W Pruszczu Gdańskim z Raduni odpływa KR, który przebiega u podnóża wzgórz morenowych. Motława przepływa przez Gdańsk w postaci kilku ramion, a na wejściu tworzy Optyw Motławy (OM), który był w przeszłości systemem obronnym Gdańska. Obecnie OM o powierzchni około 20 ha stanowi pewnego rodzaju zbiornik retencyjny. Maksymalny dopuszczalny poziom wody w OM wynosi 1,30 m n.p.m. Na połączeniu OM z MW



Rys. 1. Gdański Węzeł Wodny

znajdują się wrota przeciwsztormowe Żuławska Brama. Drugie wrota przeciwsztormowe (Kamienna Grodza) znajdują się na wlocie Motławy na teren Gdańska. Szereg strumieni dopływających do MW z terenu Żuław zakończonych jest wrotami przeciwsztormowymi, które zamykają się automatycznie, gdy poziom wody w MW przekracza stan w cieku dopływającym. Ma to przeciwdziałać wdzieraniu się wód zasolonych na teren Żuław. W odniesieniu do powodzi 2001 roku wymienia się też potok Strzyża oraz rzekę Kłodawę (rys. 1).

2.1. Rzeka Motława

Motława ma długość 64 km i zlewnię 1488 km². Źródła rzeki znajdują się w Jeziorze Szpegawskim Południowym i stąd rzeka początkowo nosi nazwę Szpegawy. Następnie przepływa przez Jezioro Rokickie Duże i od tego miejsca nosi nazwę Motławy. Głównymi dopływami Motławy są Radunia i Kłodawa. Motława w obrębie miasta Gdańska dzieli się na dwie odnogi – Motławę Starą i Motławę Nową. Wzdłuż Starej Motławy znajdował się początkowo Port Gdański. Obecnie jest to Gdańskie Pobrzeże, stanowiące dużą atrakcję turystyczną. Dopływając do Gdańska Motława przepływa przez wrota przeciwsztormowe Kamienna Grodza. Na prawo rozpościera się Optyw Motławy, niegdyś stanowiący fosę obronną, a obecnie – akwen o charakterze turystyczno-rekreacyjnym i jednocześnie zbiornik retencyjny na wypadek zamknięcia wrót przeciwsztormowych. Odpływ do Martwej Wisły z Optywu Motławy jest przez Żuławską Bramę, również wyposażoną we wrota przeciwsztormowe. Przepływ Motławy o prawdopodobieństwie 1% przed dopływem do OM wynosi 67,8 m³s⁻¹, natomiast przepływ o prawdopodobieństwie 10% wynosi 47,8 m³s⁻¹.

2.2. Rzeka Radunia

Radunia i jej zlewnia znajdują się w północno-środkowej części Polski (Majewski 2005). Rzeka jest lewostronnym dopływem Motławy. Przepływa przez malownicze i urozmaicone topograficznie tereny, zwane Szwajcarią Kaszubską, na pewnych odcinkach ma charakter rzeki górskiej. Zlewnia Raduni znajduje się w całości w województwie pomorskim. Jej całkowita powierzchnia wynosi 832 km² (Atlas PHP 2005). Źródła Raduni znajdują się w zespole jezior Raduńskich, na południe od Jeziora Stężycznego. Długość rzeki wynosi 105 km, a różnica poziomów między źródłem a ujściem do Motławy – 165 m. W zlewni znajduje się 68 jezior (naturalnych zbiorników wodnych), o łącznej powierzchni 32,7 km², oraz 5 sztucz-

nych zbiorników elektrowni wodnych o łącznej powierzchni 1,96 km². Gospodarka wodna w zlewni Raduni podporządkowana jest głównie energetyce wodnej oraz rolnictwu i rybołówstwu. W miejscowości Pruszcz Gdański od Raduni odgałęzia się Kanał Raduni. Przepływ przy ujściu do Motławy o prawdopodobieństwie 1% wynosi 46,0 m³ s⁻¹.

2.3. Kanał Raduni

Kanał Raduni (KR) jest istotnym elementem GWW. Został on wykonany w średniowieczu, na potrzeby gospodarcze Gdańska, jako kanał odchodzący z rzeki Raduni w Pruszcze Gdańskim. Całkowita długość wynosi 13,1 km, a do syfonu pod torami kolejowymi 11,0 km. Kanał został wybudowany z niewielkim spadkiem i poprowadzony u podnóża wysoczyzny morenowej w kierunku centrum Gdańska. Przecina on szereg naturalnych cieków, spływających pierwotnie do obszaru deltowego Wisły, to jest do Wisły Gdańskiej. Obecnie cieki te znalazły swoje ujście w KR. Na znacznej długości KR biegnie wzdłuż zurbanizowanych obszarów miejskich – Św. Wojciech, Lipce, Orunia, a poziom wody w kanale znajduje się kilka metrów powyżej obszarów prawobrzeżnych.

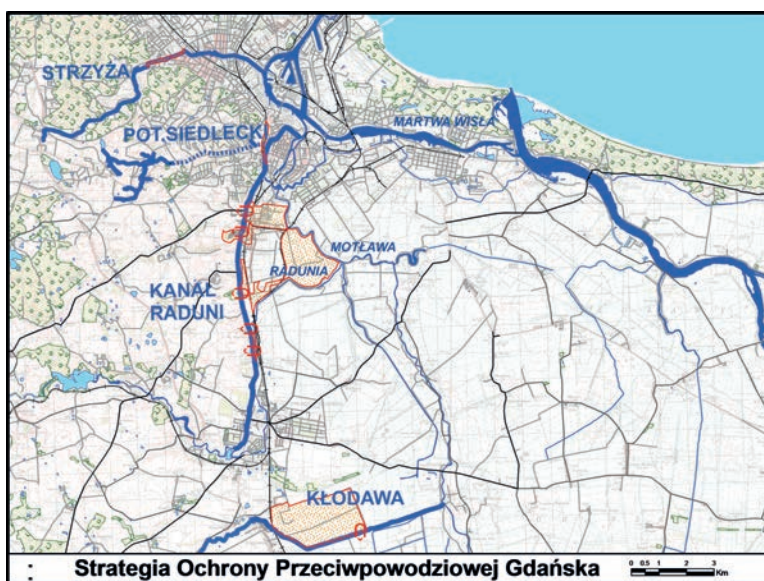
Dopływ KR do Gdańska ma formę przepustu syfonowego pod torami kolejowymi o przepustowości 11 m³ s⁻¹. KR łączy się z Oplływem Motławy za pośrednictwem specjalnego bocznego zrzutu syfonowego pod torami kolejowymi o przepustowości 12 m³ s⁻¹. Dolny odcinek Kanału Raduni (poniżej syfonu pod torami kolejowymi) łączy się pośrednio z Martwą Wisłą przez ujściowy odcinek Motławy i nie stanowi zagrożenia powodziowego w tym rejonie. Przepływ minimalny w KR wynosi 1,0 m³ s⁻¹.

Całkowita zlewnia KR, znajdująca się po lewej stronie KR, ma 54 km², a do syfonu 41,8 km². Ze zlewni do KR odpływa 7 potoków oraz szereg wylotów kanalizacji deszczowej. Dopływ tych cieków i kanalizacji deszczowej w warunkach normalnych szacowany jest na ok. 1 m³ s⁻¹. Przed powodzią KR na niektórych odcinkach był zaniedbany, a jego przepustowość szacowana była na od 13 do 20 m³ s⁻¹. Biorąc po uwagę, że KR ma II klasę hydrotechniczną, jego przepływ miarodajny (1%) powinien wynosić 43,0, a kontrolny (0,3%) 53 m³ s⁻¹. Środowiska inżynierskie zwracały władzom Gdańska uwagę na małą przepustowość KR. Zwiększenie przepustowości KR jest ograniczone przepływem przez syfon na końcu KR (11 m³ s⁻¹) i istniejącym zrzutem do OM (12 m³ s⁻¹). Rozwiązaniem jest wykonanie dodatkowych zrzutów bocznych z KR oraz zwiększenie retencji na obszarze zlewni.

3. REŻIM OPADÓW I PRZEBIEG POWODZI

W dniu 9 lipca 2001 roku pogodę w Europie kształtował rozległy system układów niżowych. Nad Polską i południową częścią Bałtyku występował stacjonarny obszar niskiego ciśnienia. NA na obszarze województwa pomorskiego było pochmurno z temperaturami od 17 do 20°C. W godzinach popołudniowych na stacjach IMGW w Rębiechowie (lotnisko) i Porcie Północnym zarejestrowano intensywne opady nawałne. Średni wieloletni roczny opad dla Gdańska wynosi ok. 600 mm, a średnia dla lipca 68 mm. 9 lipca w ciągu 4 godzin popołudniowych opad wyniósł 80 mm, a opad dobowy oszacowano na 110 do 120 mm. Dla obu ww. stacji pomiarowych opad z 9 lipca był estymowany jako prawdopodobieństwo mniejsze niż 0,3%.

Krytyczne sytuacje wystąpiły w 8 miejscach (Majewski 2010). Od północy pierwszym miejscem awarii był zbiornik na potoku Strzyża. Potok ten płynie równolegle do ważnej arterii komunikacyjnej prowadzącej na lotnisko. Potok płynie częściowo jako kanał otwarty, a częściowo jako przewód podziemny. W końcowej części potoku znajdował się zbiornik retencyjny o pojemności ok. 30 tys. m³. Zbiornik zamyka zapora czołowa ziemna z upustem dennym. Wlot do upustu znajduje się w ujęciu wieżowym zamkniętym kratą. Intensywny spływ wody do zbiornika spowodował duży dopływ różnego rodzaju śmieci, które zablokowały kratę wlotową. Poziom wody w zbiorniku wzrósł i doszło do przelania się wody ponad koroną zapory, która została szybko rozmyta i cała objętość zbiornika spłynęła w dół, zalewa-



Rys. 2. Miejsca awarii urządzeń i zalania terenu

jąc ważne skrzyżowanie głównej drogi łączącej Gdańsk z Gdynią. Zalanych zostało wiele domów, a skrzyżowanie było wyłączone z ruchu przez 2 dni.

Następne krytyczne miejsce to Potok Siedlecki znajdujący się na skraju północnym zlewni KR. Płyne on w obrębie miasta w kanale podziemnym. Nastąpiło przepełnienie przewodu podziemnego i główna arteria komunikacyjna prowadząca do Gdańska od zachodu (ul. Kartuska i Nowe Ogrody) zamieniła się w rwącą rzekę i doprowadziła do zalania stacji kolejowej Gdańsk Główny. Poziom wody sięgał prawie korony peronów. Gdańsk jest stacją przelotową na ważnej magistrali kolejowej i był nieczynny przez okres 1 tygodnia.

Prawe obwałowanie KR zostało przerwane w 5 miejscach prawie jednocześnie na odcinku ok. 7 km długości kanału. Obwałowania zostały całkowicie rozmyte, a przez powstałe wyrwy wypłynęła woda, zalewając dzielnice mieszkaniowe Orunia, Święty Wojciech i Lipce. Poważnie zniszczony został Trakt Św. Wojciecha (główna droga dojazdowa do Gdańska od strony południowej), przebiegający równoległe do KR. Zalaniu i zniszczeniu uległo wiele domów usytuowanych wzdłuż Traktu Św. Wojciecha.

Z pewnym opóźnieniem, bo dopiero w nocy 11 lipca, zostało przerwane lewo-brzeżne obwałowanie rzeki Kłodawy, która jest drugim, co do wielkości, dopływem Motławy. Rzeką ma długość 35 km i powierzchnię 244 km². Rzeką na tym odcinku płynie w obwałowaniu, a lustro wody znajduje się ok. 3 m powyżej otaczającego terenu. Przyczyna przerwania obwałowania nie jest znana. Wyrwa w obwałowaniu zajmowała ok. 20 m, a jej naprawa była bardzo utrudniona ze względu na zły dostęp do rozmycia oraz silny prąd wypływającej wody. Zalany został duży teren użytkowany rolniczo.

Całkowite straty w infrastrukturze miasta zostały ocenione na ok. 200 mln. złotych. Dobytek ok. 300 rodzin został zniszczony. Wiele domów zostało zalanych, częściowo lub całkowicie zniszczonych. Istotnym elementem zniszczeń w aspekcie ekologicznym było naniesienie na zalany teren dużych ilości piasku. Duża część zalanych terenów była zajęta pod ogrodnictwo.

W ciągu szeregu dni po powodzi usunięto podstawowe zniszczenia i przywrócono normalne funkcjonowanie miasta. W dalszej kolejności przystąpiono do naprawy uszkodzonych dróg oraz budynków.

4. PROJEKT OCHRONY PRZECIWPOWODZIOWEJ

W 2002 roku RZGW Gdańsk zlecił konsorcjum składającemu się z 4 instytucji opracowanie systemu sterowania przepływem wód powodziowych w GWW.

Celem tej pracy było dokonanie analizy zagrożenia powodziowego w GWW oraz zaproponowanie rozwiązania, które zapobiegłoby lub ograniczyłoby skutki powodzi w wypadku pojawienia się podobnego opadu deszczu. Opracowanie obejmowało:

- identyfikację możliwych zagrożeń powodziowych na terenie GWW i analizę hydrologiczną cieków znajdujących się na terenie węzła;
- wykonanie pomiarów przekrojów poprzecznych i podłużnych cieków oraz stworzenie bazy dla modelu przepływu;
- ocenę możliwości bezpiecznego odprowadzenia wód powodziowych w GWW przy obecnym stanie koryt rzecznych i budowli hydrotechnicznych;
- opracowanie 1D modelu przepływu nieustalonego w GWW na podstawie programu MIKE 11;
- zaproponowanie nowych rozwiązań hydrotechnicznych na terenie GWW wraz z ich analizą ekonomiczną;
- wykonanie obliczeń hydraulicznych z uwzględnieniem nowych urządzeń dla różnych scenariuszy hydrologicznych i zaproponowanie ostatecznych rozwiązań.

4.1. Zagrożenia powodziowe w GWW

Zagrożenia powodziowe w GWW mogą pochodzić z trzech kierunków. Pierwszy to przerwanie lewostronnych wałów przeciwpowodziowych Wisły w przypadku wysokiego przepływu lub spiętrzenia zatorowego. Drugi kierunek to spiętrzenie sztormowe w Zatoce Gdańskiej i przerwanie lewostronnych obwałowań Martwej Wisły. Trzeci – to intensywny spływ wody ze wzgórz morenowych w przypadku opadu nawalnego.

W tym projekcie jako zasadniczy kierunek zagrożenia przyjęto trzecią opcję, z uwzględnieniem wysokich przepływów rzek Raduni i Motławy oraz spiętrzenia sztormowych na Zatoce Gdańskiej. Jeżeli poziom wody w Zatoce przekracza poziom wody w OM bądź w innych ciekach spływających do Martwej Wisły, wrota przeciwsztormowe zamykają się automatycznie i pozostają zamknięte do momentu, gdy poziom wody od strony lądu przekroczy poziom wody od strony Zatoki. Wahań stanów wody w Zatoce Gdańskiej (maks./min.) wynoszą ok. 1,50 m, a maksymalny poziom osiąga ok. 1,0 m ponad średni poziom wody w morzu.

4.2. Pomiary terenowe

W celu stworzenia bazy dla modelu matematycznego wykonano ponad 250 przekroi poprzecznych oraz profile podłużne wszystkich rzek wchodzących w skład

GWW. Wykonano również zdjęcia przekrojów, co posłużyło do oceny współczynników szorstkości Manninga do modelu. Wszystkie dane zarejestrowano w jednolitym systemie wysokościowym Kronstadt 86.

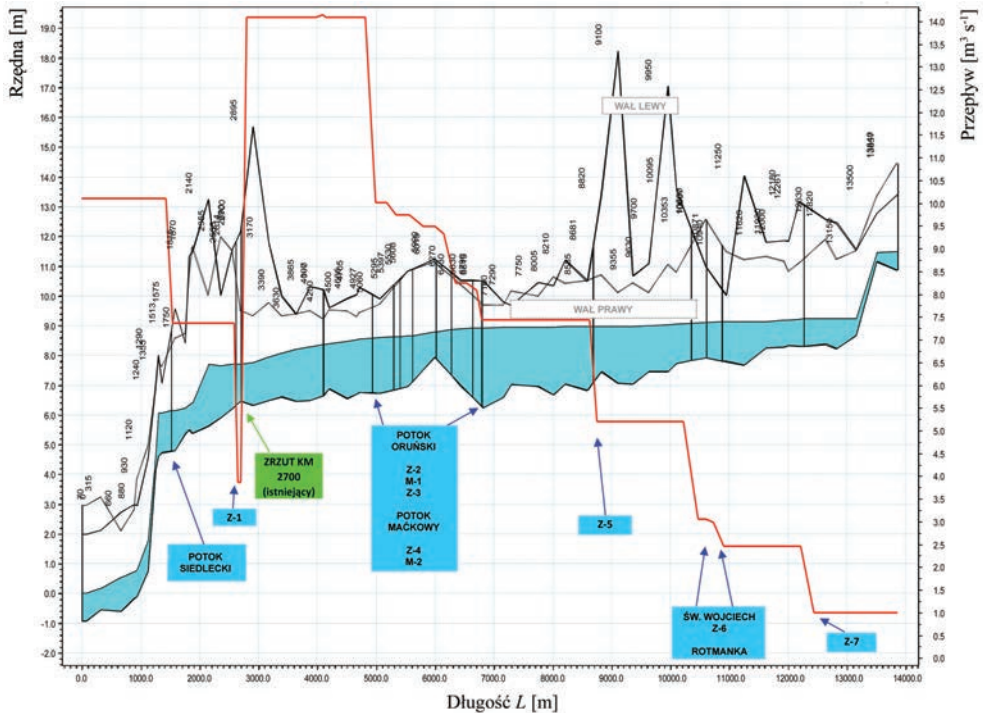
4.3. Model matematyczny

Model matematyczny przepływu w GWW został oparty na pakiecie oprogramowania MIKE 11 HD. Model korzysta z równań przepływu nieustalonego i był bardzo przydatny dla GWW, gdyż przedmiotem obliczeń były przepływy i stany wody w systemie rzek i kanałów, z uwzględnieniem budowli hydrotechnicznych, takich jak jazy, progi, przelewy, mosty i przepusty. Opracowany został na podstawie zbioru zdigitalizowanych punktów sieci rzecznej, wykonanego na podkładzie rastrowym map topograficznych i dowiązanych do niego przekrojów poprzecznych rzek i kanałów. Do modelu wprowadzono pomierzone, aktualne przekroje cieków i kanałów wraz z ich terenami zalewowymi. Do obliczeń przyjęto aktualne dane hydrologiczne uwzględniające również proponowane zrzuty wód z KR. Współczynniki szorstkości do modelu określonej poprzez wizję lokalną. Ze względu na krótki czas realizacji projektu nie było możliwości pełnej weryfikacji modelu, a sprawdzenie poprawności przyjętych współczynników szorstkości wykonano na wybranych odcinkach kilku rzek.

4.4. Scenariusze przyjęte do obliczeń

Do obliczeń przyjęto następujące scenariusze (Majewski i in. 2005):

- Określenie maksymalnych przepływów w głównych ciekach GWW przy obecnym stanie przekrojów i obwałowań (według aktualnie wykonanych pomiarów).
- Określenie maksymalnych stanów wody w ciekach GWW dla przepływów przyjętych według kryteriów (prawdopodobieństwo przepływu 1% i 0,3%) i określenie wymaganych wysokości obwałowań przeciwpowodziowych.
- Określenie możliwości przepuszczenia przez GWW przepływu o prawdopodobieństwie 1% i 0,3%, z uwzględnieniem oddziaływania planowanych 18 zbiorników retencyjnych w zlewni Kanału Raduni oraz dodatkowych 4 zrzutów wody z Kanału Raduni.
- Określenie warunków hydraulicznych w GWW przy zamykających się wrotach przeciwsztormowych na Oplwywie Motławy (Kamienna Grodza i Brama Żuławska), z uwzględnieniem maksymalnego spiętrzenia na Martwej Wiśle oraz dopływów z systemów rzecznych.



Rys. 3. Przykładowy przebieg przepływu wzdłuż KR w warunkach przed powodzią (Majewski 2010); objaśnienia – Ż1 do Z7 dopływy do KR ze zlewni, zrzut km 2700 – zrzut z KR do OM, przepływ początkowy $1,0 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$, przepływ maks. $14,2 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$, przepływ końcowy $10,1 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$

5. ZAPROPONOWANE NOWE ROZWIĄZANIA

W wyniku wykonanych obliczeń hydraulicznych zaproponowano następujące rozwiązania w postaci nowych budowli hydrotechnicznych:

- Modernizacja KR, tak aby na całej jego długości zapewnić przepływ $20 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ i stabilność obu brzegów kanału. Korekcie muszą również podlegać wyloty strumieni do KR, tak aby strumień wody nie uderzał w prawobrzeżne obwałowanie.
- Wykonanie 4 dodatkowych zrzutów z KR o łącznej przepustowości $35 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ w uzupełnieniu już istniejącego zrzutu $12 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$, tak aby zapewnić kontrolowany odpływ wody z KR.
- Wykonanie 18 zbiorników retencyjnych na terenie zlewni KR o łącznej pojemności ok. 500 tys. m^3 , w uzupełnieniu już istniejących 4 zbiorników. Celem tych zbiorników jest zretencjonowanie części wód opadowych, a tym samym zmniejszenie dopływu do KR.

- Modernizacja cieków i kanałów GWW, tak aby zwiększyć ich przepustowość i ograniczyć zasięg terenów zalewowych.
- Utworzenie dwóch dodatkowych polderów zalewowych o powierzchni ok. 200 ha i pojemności 1 mln m³ na wypadek pojawienia się ekstremalnej sytuacji.
- Zainstalowanie sieci automatycznego pomiaru opadów i stanów wody w GWW, stanowiącej system ostrzeżeń przeciwpowodziowych.

Wszystkie propozycje rozwiązań technicznych zostały sprawdzone dla przeływów o prawdopodobieństwie 1 i 0,3% oraz podobnego opadu deszczu w zlewni KR, jaki miał miejsce w lipcu 2001 r. Jest oczywiste, że zrealizowanie zaproponowanych rozwiązań jest bardzo kosztowne i zajmie długi okres.

6. ZABEZPIECZENIA PRZED WEZBRANIAMI SZTORMOWYMI

Jednym z poważnych zagrożeń powodziowych nisko położonych obszarów Gdańskiego Węzła Wodnego (GWW) są wezbrania sztormowe na Zatoce Gdańskiej. GWW łączy się z Zatoką Gdańską dwójako, to jest przez Wisłę Śmiałą oraz ujście Martwej Wisły do Zatoki koło Westerplatte. Można przyjąć, że stany wody w Martwej Wiśle są odzwierciedleniem stanów wody w Zatoce. Wrota przeciwsztormowe Kamienna Grodza zamykają Optyw Motławy i połączenie z ujściem Martwej Wisły. Wrota przeciwsztormowe Żuławska Brama zamykają bezpośrednie połączenie Optywu Motławy z Martwą Wisłą. Zrzut z Kanału Raduni (KR) może osiągać maksymalnie przepływ 12 m³s⁻¹ (przed wykonaniem dodatkowego zrzutu), natomiast przepływ Motławy przy ujściu może osiągać wartość dochodzącą do 80 m³s⁻¹.

Wezbrania sztormowe na Zatoce Gdańskiej, przenoszące się na Martwą Wisłę, charakteryzują się wysokością wezbrania oraz czasem trwania. Oba te parametry mają duże znaczenie przy rozpatrywaniu zagrożenia powodziowego GWW. Średni poziom zwierciadła wody w Martwej Wiśle wynosi ok. 0,40 m n.p.m. Spiętrzenie o prawdopodobieństwie $p = 0,3\%$ trwa ok. 34 godz. i osiąga rzędną 1,50 m n.p.m. Spiętrzenie o prawdopodobieństwie $p = 1\%$ osiąga rzędną ok. 1,30 m n.p.m. i trwa również ok. 34 godz.

Istotnym problemem przy spiętrzeniach sztormowych i zamykających się wrotach przeciwsztormowych jest gromadzenie się wody napływającej od strony lądu i wzrost poziomu wody na terenie GWW. Taka sytuacja może wystąpić, kiedy zamknięte wrota sztormowe spowodują spiętrzenie wody na obszarze GWW, które przekroczy rzędne istniejących obwałowań. W związku z tym wykonano szereg obliczeń hydraulicznych dla różnych scenariuszy spiętrzeń sztormowych i dopływów wody od strony lądu (Kolerski i in. 2005). Analizowana sytuacja sprowadza się

do rozpatrzenia dwóch niezależnych zjawisk występujących jednocześnie, tj. spiętrzenia sztormowego i dopływu wody od strony lądu. Rozpatrywano takie sytuacje, kiedy sumaryczne prawdopodobieństwo nie przekracza wartości $p = 1\%$. Wtedy stan wody w OM nie przekracza dopuszczalnego poziomu 1,30 m n.p.m.

Analizowane warunki przepływu w Opływie Motławy, będące wynikiem dopływu wody Motławą i zrzutem z KR oraz występującymi równolegle spiętrzeniami sztormowymi na Martwej Wiśle i towarzyszącymi im zamknięciami bądź otwarciami wrót przeciwsztormowych, pokazują, że jest to bardzo złożona sytuacja hydrauliczna i wymaga dokładnego automatycznego działania wrót przeciwsztormowych (zamykanie i otwieranie).

7. PODSUMOWANIE

Powódź w lipcu 2001 roku wywołana została intensywnym opadem deszczu, skoncentrowanym w rejonie zlewni Kanału Raduni. Dobowa wartość opadu znacznie przekroczyła średnią miesięczną wartość lipca na tym terenie (Majewski 2010).

Powódź spowodowała zniszczenia w paru miejscach Gdańska:

- awaria zbiornika Srebrzysko na potoku Strzyża i zalanie ważnej arterii drogowej Gdańsk-Gdynia;
- zalanie dworca kolejowego Gdańsk Główny i wyłączenie go z eksploatacji na ponad tydzień;
- przerwanie obwałowania rzeki Kłodawy i zalanie dużego obszaru rolnego;
- przerwanie obwałowania Kanału Raduni w 5 miejscach.

Sytuacja w rejonie KR była szczególnie groźna, bowiem zalane zostały duże tereny wzdłuż Traktu Św. Wojciecha. Główna droga uległa uszkodzeniu, a wiele domów zostało uszkodzonych lub całkowicie zniszczonych.

Po powodzi zrealizowany został specjalny projekt, który wykazał, że konieczne jest podjęcie szeregu przedsięwzięć inżynierskich w celu uniknięcia podobnych zagrożeń i zniszczeń:

- niezbędne jest zwiększenie retencji na obszarze zlewni Kanału Raduni poprzez budowę dodatkowych zbiorników retencyjnych na potokach spływających ze wzgórz morenowych;
- kanał Raduni wymaga gruntownego remontu i modernizacji;
- konieczne jest wykonanie dodatkowych zrzutów z KR, które w sposób kontrolowany odprowadzą nadmiar wody z Kanału do Raduni lub Motławy;
- niezbędna jest modernizacja wałów przeciwpowodziowych Raduni i Motławy, tak aby możliwe było przeprowadzenie przepływów maksymalnych;

- konieczne jest utworzenie sieci pomiarowej stanów wody i wysokości opadu na terenie GWW, która będzie stanowić system ostrzegawczy.

FLOOD IN GDAŃSK IN JULY 2001

Summary

In July 2001 extremely high precipitation occurred in the region of Gdańsk, and in particular in the catchment of Radunia Channel (RCh), which caused flash flood. During 4 hours precipitation exceeded the monthly rate for July. Rapid runoff from moraine hills, which form the catchment of RCh, and now are intensively urbanized, resulted in the overflow of the channel and breaching its right side embankment in 5 places. This caused inundation of the part of the city of Gdańsk and very high social losses and large destruction of the city infrastructure. RCh flows at the foot of moraine hills and receives inflow of several streams and storm drainage system. Discharge capacity of the RCh is limited and cannot be increased. After the flood a project was carried out, which aims at the proposal of engineering solutions to protect or reduce negative impacts of a similar situation in future. The paper presents description of the river network in Gdańsk Water Node (GWN), field measurements of rivers, run and flood destruction, hydrologic analysis of rivers in GWN, mathematical model of river system, and proposal of engineering solutions to solve flood problem in case of similar rainfall.

BIBLIOGRAFIA

- Atlas PHP*, 2005, Część 1: Mapy w skali 1:20000, Część 2: Zestawienia zlewni, praca zbiorowa pod kierunkiem H. Czarneckiej, IMGW, Warszawa
- Jasińska E., 2002, *Hydrologia i hydrodynamika Martwej Wisły i Przekopu*, Instytut Budownictwa Wodnego PAN, Gdańsk, 133 s.
- Kolerski T., Majewski W., Olszewski T., 2005, *Operation of Storm Gates during flood in Gdańsk Water Node*, [w:] *Proceedings of XXV International School of Hydraulics: Hydraulic and Environmental Problems in Open Channel Flows in View of Water Framework Directive*, W. Majewski (red.), IBW-PAN, Gdańsk, 131-138
- Majewski W. (red.), 2005, *Charakterystyka Raduni i jej zlewni w świetle Ramowej Dyrektywy Wodnej*, IBW-PAN, Gdańsk, 193 s.
- Majewski W., 2010, *Powódź w Gdańsku w lipcu 2001*, IMGW, Warszawa, 110 s.
- Majewski W., Kolerski T., Olszewski T., 2005, *Strategia Ochrony Przeciwpowodziowej Gdańska*, prezentacja, XXV Szkoła Hydrauliki, 12-16 wrzesień, Debrzno

Sławomir BAJKOWSKI

Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego
Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska

WPLYW ZABUDOWY KORYTA KANAŁU GRABOWSKIEGO NA PRZEPIŁYW WÓD

1. WSTĘP

Duży wpływ na zmianę przepustowości cieków wodnych na terenach miejskich mają budowane lub modernizowane ciągi komunikacyjne oraz „szukająca” nowych terenów zabudowa mieszkaniowa. W wielu przypadkach cieki są „przekładane” w nowe koryta, ogranicza się ich przekroje, zmienia dotychczasowe kształty lub wręcz zakrywa się je, tworząc długie podziemne kolektory (Bajkowski 2008, 2009). Kanał Grabowski został na odcinku od ulicy Poleczki do ulicy Wyczółki przebudowany w zakresie zmian konstrukcyjnych występujących tam przepustów oraz kształtu przekroju poprzecznego koryta. Przekształcenie układu komunikacyjnego spowodowało zmianę konstrukcji i wymiarów przepustów pod ulicami Poleczki i Wyczółki oraz zmianę kształtu koryta Kanału Grabowskiego z trapezowego ziemnego na prostokątny betonowy (CEWOK 2000; SAP-PROJEKT 2004).

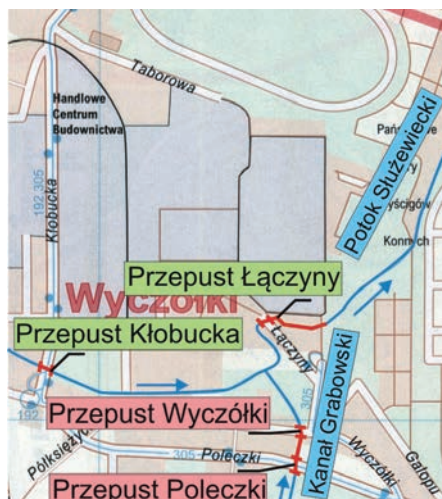
Przedmiotem niniejszego opracowania jest analiza warunków działania przebudowanego odcinka kanału oraz występujących tam przepustów drogowych. W nowym układzie komunikacyjnym ulica Poleczki stanowi główny ciąg komunikacyjny pomiędzy ulicą Puławską a lotniskiem Okęcie. W analizach wykorzystano materiały uzyskane w czasie inwentaryzacji obiektów, obejmującej pomiary geometrii koryta, obmiar konstrukcji, pomiary hydrometryczne oraz wykonane obliczenia przepustowości.

Do obliczeń hydraulicznych prezentowanych w artykule wykorzystano pakiet obliczeniowy HEC-RAS v. 4.1 – Hydrologic Engineering Center River Analysis System (HEC-RAS 2010). Proces obliczeniowy programem realizowany jest metodą matematycznego modelowania przepustowości hydraulicznej koryta Kanału Grabowskiego. Do określenia przepływu w korycie, przez przepusty i nasypy drogowe, zastosowano empiryczne współczynniki uzyskane na podstawie badań modelowych i pomiarów terenowych.

2. LOKALIZACJA OBIEKTU

Analizowany odcinek Kanału Grabowskiego zlokalizowany jest w Warszawie na terenie dzielnicy Ursynów. Prezentowane rozpoznanie obejmuje dwa przepusty oraz odcinek koryta pomiędzy nimi. Przepust górny znajduje się w ciągu ulicy Poleczki, a dolny pod ulicą Wyczółki (rys. 1).

Przepust pod ulicą Poleczki ma długość 63,0 m. Przewód przepustu stanowi rura falista o przekroju łukowo-kołowym, wysokości 1200 mm i szerokości 1800 mm. Głowice przepustu wykonano jako kołnierzowe, a skarpe wokół umocniono kostką układaną na płask. Kąt ścięcia rury dostosowano do nachylenia skarpy 1:1,5. Przed wlotem znajduje się krata stalowa zabezpieczająca przed wpływaniem zanieczyszczeń do przepustu. Skarpy koryta kanału przed wlotem umocnione są, na odcinku 3,0 m, ażurowymi płytami betonowymi 50×50×7 cm. Poniżej wylotu przepustu występuje przejściowy odcinek łączący owalny przewód przepustu z prostokątnym przekrojem koryta.



Rys. 1. Lokalizacja przepustów na Kanale Grabowskim pod ulicami Poleczki i Wyczółki

Koryto kanału, na odcinku o długości 41,0 m pomiędzy przepustami, zabezpieczono prefabrykowanymi żelbetowymi elementami oporowymi. Uzyskano w ten sposób prostokątny przekrój o szerokości 1,2 m, którego dno umocniono płytami betonowymi o wymiarach 50×50×7 cm. Powyżej wlotu przepustu pod ulicą Wyczółki wykonano odcinek przejściowy ze schodami na prawej skarpie.

Przepust pod ulicą Wyczółki ma długość 16,5 m. Przewód przepustu wykonano z rury falistej o kształcie łukowo-kołowym, szerokości 1,8 m i wysokości 1,2 m. Skarpa nasypu drogowego w płaszczyźnie kołnierзовego wlotu przepustu obmurowana jest kostką. Ścięcie rury na wlocie dostosowane jest do pochylenia skarpy 1:1,5. Wlot przepustu zabezpieczony jest stalową kratą, wylot stanowi prostopadła do osi przewodu pionowa ściana czołowa.

3. INWENTARYZACJA OBIEKTU

3.1. Część górna odcinka

Górna część badanego odcinka Kanału Grabowskiego przebiega pomiędzy, położoną po lewej stronie cieku, posesją z zabudową hotelową, a gruntami po prawej stronie cieku, zajmowanymi przez przedsiębiorstwo budowlane. Szerokość dna koryta cieku na tym odcinku wynosi około 1,0 m. Skarpy kanału porośnięte są trawą i nie posiadają własnych umocnień. Kanał w okresie letnim prowadzi niewielkie ilości wody (rys. 2). Współczynnik szorstkości Manninga dla dolnej części przekroju koryta na tym odcinku, według pomiarów hydrometrycznych, określono jako równy $0,020 \text{ m}^{-1/3} \text{ s}$.

Powyżej przepustu pod ulicą Poleczki, w przekroju początkowym umocnień 5,0 m przed wlotem, została zlokalizowana krata wlotowa. Kratę wykonano z prętów stalowych o średnicy Ø10 mm, wsparto na kładce wykonanej z prętów stalowych



Rys. 2. Stan koryta Kanału Grabowskiego powyżej przepustu pod ulicą Poleczki:

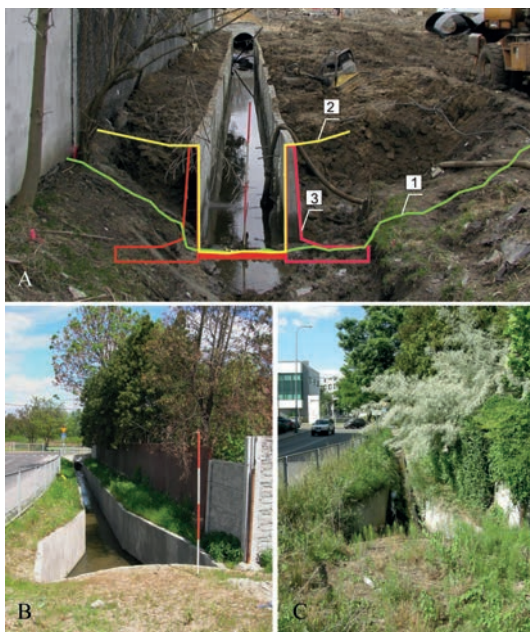
a – marzec 2008 roku, b – maj 2009 roku

i dwóch kształtowników o przekroju 50×50 mm. Obecnie krata znajduje się 14,0 m powyżej wlotu. Umocnienia skarp na długości 2,5 m przed wlotem zostały wykonane z płyt betonowych ażurowych. Wlot przepustu obudowano kostką układaną naprzemiennie do wysokości umocnień sztywnych skarp. Ścięcie przewodu na wlocie jest zgodne z nachyleniem skarpy nasypu drogowego ulicy Poleczki. Przewód przepustu górnego, o kształcie łukowo-kołowym, ma wysokość 1,2 m i szerokość 1,8 m. Jego długość mierzona w kluczu (zworniku) wynosi 63,0 m. Na koronie nasypu wzdłuż ulicy Poleczki wykonano chodnik o szerokości 4,1 m. Pomiędzy chodnikiem a jezdnią przebiegają ponad terenem dwie rury przemysłowe. Wylot przepustu został wykonany jako kołnierzowy. Umocnienia betonowe poniżej wylotu wykonano jako pionowe żelbetonowe mury wprowadzające wodę do prostokątnego kanału. Wysokość muru kanału wynosi 1,45 m, a szerokość odcinka przejściowego zmienia się od 3,0 m w przekroju wylotowym przepustu, do 1,20 m w korycie żelbetowym.

3.2. Część środkowa odcinka

Koryto Kanału Grabowskiego na odcinku pomiędzy wylotem przepustu pod ulicą Poleczki a wlotem do przepustu pod ulicą Wyczółki zostało przebudowane poprzez zmianę kształtu oraz obudowy dna i skarp przekroju poprzecznego. Dotychczasowy przekrój trapezowy (linia 1 na rys. 3) został zamieniony na betonowe koryto prostokątne (linia 2 na rys. 3). W tym celu wykonano obudowę z kątowych prefabrykatów żelbetonowych (3 na rys. 3), kształtując koryto/żłób o szerokości 1,2 m. Zewnętrzne półki wykorzystano do stabilizacji prefabrykatów, a dno pomiędzy nimi umocniono płytami betonowymi. Wysokość ścian koryta zmienia się od 1,45 m w jego górnym odcinku do 1,22 m w odcinku dolnym. Na długości koryta znajdują się 3 wyloty rur z tworzywa sztucznego. Przed przepustem Wyczółki, na prawej skarpie odcinka wlotowego, wykonano zejścia do kanału. Wątpliwym wydaje się usytuowanie schodów na prawym brzegu ze względu na utrudniony dostęp.

Koryto ciekła osłonięte jest balustradą stalową, zlokalizowaną powyżej wylotu wzdłuż ulicy Poleczki, na długości koryta po lewej jego stronie oraz wzdłuż chodnika przy ulicy Wyczółki. Po prawej stronie koryto graniczy ze szczelnym murem zabudowy mieszkaniowej. Długość kanału, obejmująca odcinki przejściowe, mierzona pomiędzy przepustami, wynosi 41,0 m. Współczynnik szorstkości Manninga dla dna koryta żelbetowego przy małym napełnieniu, według pomiarów hydrometrycznych, określono jako równy $0,040 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$. Stan koryta i terenu przyległego po zakończeniu inwestycji oraz w chwili obecnej pokazano na rys. 3. Nowe koryto betonowe usytuowano przy prawej skarpie ziemnego przekroju trapezowego. Uzyskano w ten



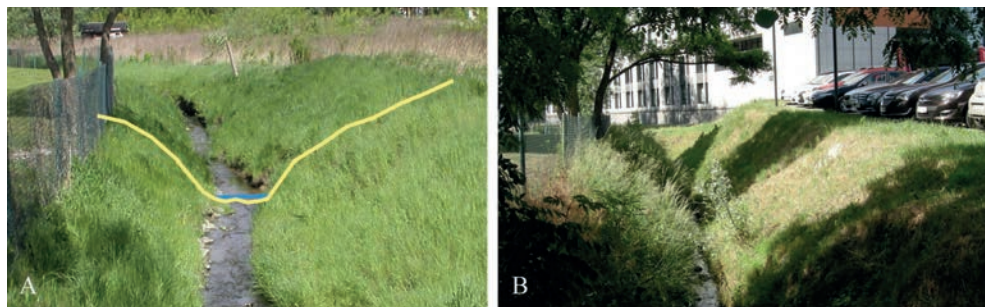
Rys. 3. Stan koryta Kanału Grabowskiego pomiędzy przepustami Poleczki i Wyczółki: a – marzec 2008 roku b – maj 2009 roku, c – czerwiec 2016 roku; 1 – koryto ziemne, 2 – koryto betonowe, 3 – konstrukcje oporowe ścian

sposób znaczne ograniczenie szerokości pasa zajmowanego przez ciek w stosunku do wcześniejszego koryta trapezowego. Pozwoliło to na poszerzenie na tym odcinku ulicy Wyczółki.

3.3. Część dolna odcinka

W odległości 4,4 m przed wlotem przepustu pod ulicą Wyczółki znajduje się krata wlotowa. Wlot przepustu wykonano jako kołnierzowy, a jego przewód z łukowo-kołowej rury falistej o wysokości 1,2 m i szerokości 1,8 m. Długość przewodu przepustu mierzona w kluczu wynosi 16,5 m. Skarpy nasypu ulicy Wyczółki umocniono kostką układaną naprzemiennie na płask, powyżej umocnień skarpa jest wybetonowana. Wylot przepustu wykonano jako czołowy prostopadły. Pod gzymsem wylotu powyżej klucza przewodu znajduje się stalowa rura o średnicy Ø120 mm. W odległości 0,85 m poniżej wylotu znajduje się rura Ø120 mm wprowadzona bezpośrednio w skarpy koryta. Poniżej znajdują się dwa rurociągi Ø500 mm osadzone w przyczółkach betonowych.

Poniżej ulicy Wyczółki, po lewej stronie Kanału Grabowskiego, przebiega ogrodzenie posesji, po stronie prawej znajduje się otwarty teren parkingu (rys. 4). Szerokość koryta cieku w tym miejscu wynosi około 0,7 m. Skarpy porośnięte są tra-



Rys. 4. Stan koryta Kanału Grabowskiego poniżej przepustu pod ulicą Wyczółki:
a – maj 2009 roku, b – czerwiec 2016 roku

wą i nie posiadają widocznych umocnień. Współczynnik szorstkości Manninga dla dolnej części przekroju koryta na odcinku poniżej ulicy Wyczółki, według pomiarów hydrometrycznych, wyznaczono jako równy $0,020 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$.

4. WERYFIKACJA PRZEPUSTOWOŚCI OBIEKTU

Do modelowania ukształtowania koryta kanału oraz doliny w strefach zalewowych wykorzystano dokumentację geodezyjną, wykonaną w czasie inwentaryzacji obiektu w maju 2009 r. W analizach wykorzystano też dokumentację z inwentaryzacji pobliskiego przepustu na Potoku Służewieckim pod ulicą Łączyny (Bajkowski, Pietraszek 2007) oraz z wizji lokalnych przeprowadzonych w marcu 2008 r. oraz w czerwcu 2016 r. Obliczenia wykonano w warunkach cechujących stan porostu roślinnego w okresie letnim, przyjmując współczynniki szorstkości koryta według pomiarów własnych, obliczeń wzorami oraz według tabel.

Wykorzystując pomiary hydrometryczne oraz pomierzone spadki zwierciadła wody, uzyskano wartości współczynnika szorstkości do wzoru Manninga równe:

- $0,020 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$ dla dolnej części skarp koryta Kanału Grabowskiego powyżej ulicy Poleczki (rys. 2b) o spadku zwierciadła wody $0,18\%$ oraz dla odcinka poniżej ulicy Wyczółki (rys. 4a) dla spadku zwierciadła wody $0,62\%$;
- $0,040 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$ dla dna koryta betonowego (rys. 3) o spadku zwierciadła wody $0,24\%$.

Dla przewodów przepustów wykonanych z rur falistych współczynnik szorstkości obliczono ze wzorów dla występow szorstkości bezwzględnej równej wysokości karbowania ścian i wyniósł on $0,020 \text{ m}^{-1/3}\text{s}$.

Dla środkowych i górnych odcinków skarp przekroju poprzecznego wykorzystano współczynniki szorstkości z tabel podanych przez Dąbkowskiego i in. (1982):

- $0,030 \text{ m}^{-1/3}$ s dla środkowych i górnych części skarp trawiastych koryta, wg tab. 2.2 »C. Naturalne ciek wodne. Potoki nizinne czyste, proste, bez mielizn i dolów« wartość średnia, wg tab. 2.4 » B. Koryta cieków naturalnych. Czyste, proste odcinki rzek przy najwyższych stanach wody bez pływizn i pogłębień z niewielką ilością roślin i kamieni« w stanie bardzo dobrym;
- $0,015 \text{ m}^{-1/3}$ s dla ścian murów oporowych części betonowej koryta wykonanych z elementów prefabrykowanych, wg tab. 2.2 »A. Kanały otwarte ubezpieczone. Beton, powierzchnia wygładzona packą« wartość średnia, wg tab. 2.4 »A. Kanały sztuczne. Koryta betonowe lub wykładziny betonowe« w stanie dobrym.

Tablica 1

Przepływy i odpowiadające poziomy zagrożenia

Lp.	Oznaczenie przepływu HEC-RAS	Przepływ Q [m ³ s ⁻¹]	Poziomy występowania zagrożeń					
			Z1	Z2	Z3	Z4	Z5	
1	PF 1	1,0		OBSZAR PRACY BEZPIECZNEJ				
2	PF 2	1,5						
3	PF 3	2,0				OBSZAR POWSTAWANIA ZAGROZEŃ		
4	PF 4	2,5						
5	PF 5	3,0						
6	PF 6	3,5		OBSZAR WYSTĘPOWANIA ZAGROZEŃ				
7	PF 7	4,0						
8	PF 8	4,5						
9	PF 9	5,0						

Obliczenia symulacyjne wykonano dla natężeń przepływu zestawionych w tabl. 1. Z analiz układu zwierciadła wody (rys. 5) wynika, że na badanym odcinku Kanału Grabowskiego dla warunków przepływu wody wyraźne znaczenie ma geometria koryta i występujące tam konstrukcje inżynierskie. Znaczny wpływ na zmianę warunków przepływu mają następujące obszary zaburzeń:

- poniżej wylotu przepustu pod ulicą Poleczki – odcinek ten stanowi połączenie łukowo-kołowego przewodu przepustu z kanałem prostokątnym, na długości którego występuje zwężenie szerokości i zmniejszenie wysokości ścian oraz zmiana kształtu przekroju poprzecznego. Na odcinku tym, przy większych przepływach, występują warunki sprzyjające powstawaniu formy odskoku ukośnego charakterystycznej dla zwężających się wypadów;
- w rozszerzeniu koryta wykonanym powyżej wlotu do przepustu Wyczółki – dochodzi tu do zaburzeń przepływu i piętrzenia się wody. Taki charakter zmian

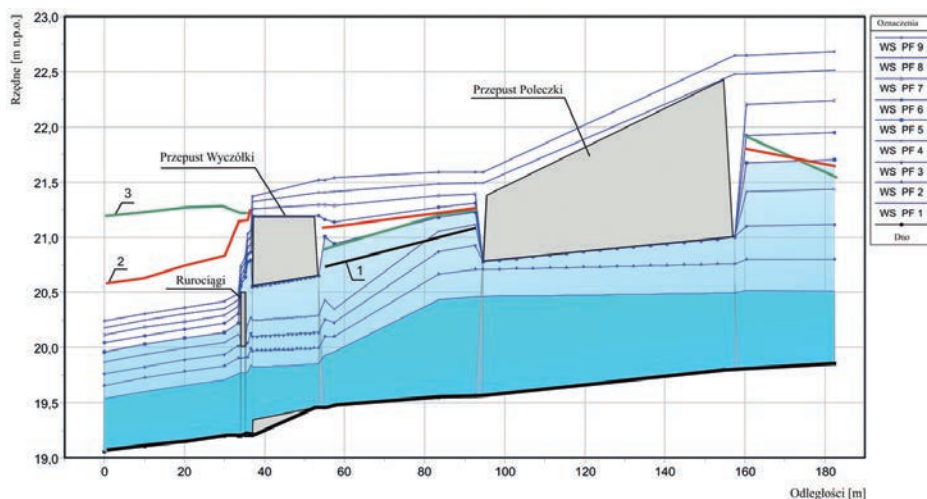
kształtu przekroju poprzecznego kanału sprzyja powstawaniu form przepływu podobnych do występujących na wypadach rozszerzonych;

- III. poniżej wylotu przepustu Wyczółki – występuje tu znaczne ograniczenie pola przepływu powodowane przewodami i przyczółkami przejść rurociągów.

Przez badany odcinek Kanału Grabowskiego bez szczególnych utrudnień przechodzą przepływy nie większe niż $1,0 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ (linia WS PF 1 na rys. 5). Dla przepływu równego $1,0 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ największe głębokości występują na wlocie do prostokątnego kanału. Powodują one zatopienie wylotu i spiętrzenie wody w przewodzie przepustu pod ulicą Poleczki, ograniczając jego przepustowość (Dz.U. 2000 Nr 63 poz.735). Głębokości wody nie są duże, nie przekraczają wysokości ścian koryta, woda mieści się więc w korycie na całym badanym odcinku.

Analizując zdarzenia pojawiające się przy przepływach obliczeniowych, możemy określić odpowiadające im poziomy bezpieczeństwa badanego odcinka Kanału Grabowskiego. Są one charakteryzowane pojawieniem się zagrożeń wystąpienia wody z koryta, jej wylewami oraz podtopieniem terenów przyległych i występującej w otoczeniu kanału infrastruktury. Kryteria tych poziomów zdefiniowano zmianą warunków przepływu na poszczególnych częściach odcinka, wylaniem się wody z koryta kanału na tereny przyległe oraz przelaniem się ponad koroną ulic Poleczki i Wyczółki. Zdefiniowano następujące zdarzenia (tabl. 1):

- Z1 ($2,0 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$) – nastąpi podtopienie przewodu przepustu pod ulicą Poleczki, spowodowane spiętrzeniem w obszarze poniżej wylotu przepustu oraz zalanie dolnej krawędzi rurociągów położonych poniżej przepustu Wyczółki (linia WS PF 3 na rys. 5);
- Z2 ($2,5 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$) – wystąpi przepływ ciśnieniowy w przewodzie przepustu Poleczki, woda wyleje się z koryta betonowego nie rozlewając się na tereny przyległe, jednocześnie otwór pod rurociągami dolnymi zaczynie działać ciśnieniowo (linia WS PF 4 na rys. 5);
- Z3 ($3,0 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$) – nastąpi wylanie się wody na tereny powyżej przepustu pod ulicą Poleczki. Woda wyleje się z betonowego koryta na teren położony po lewej jego stronie, na którym przebiega ulica Wyczółki. Spowoduje to przepływ wody ulicą i zalanie terenów leżących poniżej. Wystąpi przepływ ciśnieniowy w przewodzie przepustu pod ulicą Wyczółki oraz ponad górną krawędzią rurociągów położonych poniżej przepustu Wyczółki (linia WS PF 5 na rys. 5);
- Z4 ($3,5 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$) – nastąpi wylanie się wody na tereny przyległe położone po prawej stronie koryta, gdzie znajduje się betonowy płot. Woda przeleje się też nad koroną jezdni ulicy Wyczółki (linia WS PF 6 na rys. 5);
- Z5 ($4,5 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$) – nastąpi przelanie się wody ponad koroną jezdni ulicy Poleczki (linia WS PF 8 na rys. 5).



Rys. 5. Profile zwierciadła wody w Kanału Grabowskim według programu HEC-RAS:

1 – rzędne brzożu lewego, 2 – rzędne brzożu prawego, 3 – rzędne krawędzi koryta,
WS PF 1...9 – rzędne zwierciadła wody przy przepływach

5. PODSUMOWANIE

Kanał Grabowski jest odbiornikiem części wód opadowych z kanalizacji deszczowej dzielnicy Ursynów. Jest to jeden z większych dopływów naturalnych Potoku Służewieckiego. Na kilku odcinkach kanał prowadzony jest w przewodzie zamkniętym. Analizowane przepusty zlokalizowane są przed ujściem cieku do Potoku Służewieckiego. Kanał Grabowski został na odcinku od ulicy Poleczki do ulicy Wyczółki przebudowany w zakresie zmian konstrukcyjnych występujących tam przepustów oraz kształtu przekroju poprzecznego. Zmiana przepustów pod ulicami Poleczki oraz Wyczółki została podyktowana koniecznością wydłużenia obu konstrukcji oraz zapewnienia odpowiedniej średnicy tak, aby wymiary przepustów umożliwiały swobodny przepływ wody w kanale. Stan techniczny przepustów ocenia się jako dobry. Na obecnym etapie zagospodarowania zlewni nie ma potrzeby dalszej modernizacji zespołu przepustów. W celu uniknięcia przebudowy innych odcinków Kanału Grabowskiego należy retencjonować wodę na obszarze jego zlewni. Zatrzymanie wód w zbiornikach pozwoli zmniejszyć przepływy na poszczególnych odcinkach kanału, a tym samym pozostawić w stanie istniejącym większość odcinków kanału. Retencjonowanie wód opadowych w Jezioroku Grabowskim, znajdującym się powyżej badanego odcinka, spowoduje znaczne ograniczenie zrzutu wody do Potoku Służewieckiego.

Analizy hydrauliczne wykazały występowanie różnego charakteru zdarzeń, które mogą spowodować przelanie się wody ponad brzegami koryta i zalanie terenów sąsiadujących z kanałem. Określono 5 takich sytuacji wpływających na warunki przepływu w przewodach przepustów i na długości odkrytego koryta kanału. Trzy z nich dotyczą wystąpienia wody z koryta kanału i zalania terenów oraz ulic sąsiadujących z ciekim. Zalanie obszarów powyżej ulicy Poleczki możliwe jest w sytuacji Z3 ($3,0 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$). Bezpośrednią tego przyczyną byłaby mała przepustowość koryta betonowego znajdującego się poniżej tej ulicy. Zalanie ulicy Wyczółki może nastąpić w sytuacji Z4 ($3,5 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$). Może do tego dojść przy przelaniu się wody nad brzegami betonowego kanału lub z wskutek spiętrzenia wody w przekroju przejścia rurociągów znajdujących się poniżej przepustu Wyczółki. W okresie od maja 2009 roku do czerwca 2016 roku dno koryta na tym odcinku uległo znacznemu obniżeniu. Spowodowało to nieznaczny wzrost powierzchni przekroju czynnego koryta pod rurociągami. Mało prawdopodobne zdaje się być wystąpienie sytuacji Z5 ($4,5 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$), w której woda przelałaby się ponad koronę jezdni ulicy Poleczki.

Największy wpływ na przepustowość Kanału Grabowskiego na analizowanym odcinku ma prostokątne koryto pomiędzy ulicami Poleczki i Wyczółki, które wykonano w miejsce istniejącego trapezowego kanału ziemnego.

INFLUENCE OF OVERBUILDING CHANNEL GRABOWSKI ON WATER FLOW

Summary

The flow capacity of the rivers in urban areas depends on the degree technical development of the valley, a large number of road crossings and shape of their riverbeds. Urban areas particularly strongly affected to small streams which do not have the rich water resources and natural assets. Newly built or modernized roads and occupying new areas of residential development have a significant impact on changing stream capacity. The article presents the changes flow conditions in Channel Grabowski on the section from the Poleczki Street to the Wyczółki Street. These changes are due to the reconstruction of existing there culverts and changes the shape and dimensions of the cross-section of the trough. Reconstruction of the communication system was cause that on this stretch of concrete culverts replaced by structures of corrugated pipes and trapezoidal earth channel were changed to rectangular cased concrete walls. The sediment occurring in the channel bed, debris flowing with water and pipelines running across the trough are influence on the flow conditions in this channel section. Rectangular concrete flume has the greatest impact on changing the flow condition in Grabowski Channel.

BIBLIOGRAFIA

- Bajkowski S., 2008, *Transport rumowiska przez przepusty drogowe*, Przegląd Naukowy Inżynieria i Kształtowanie Środowiska, 2 (40), 127-135
- Bajkowski S., 2009, *Transport zanieczyszczeń przez przepusty drogowe*, Nauka Przyroda Technologie, 3 (3), 1-8
- Bajkowski S., Pietraszek Z., 2007, *Analiza warunków działania przepustu na Potoku Shużewieckim pod ulicą Łączyny*, Projekt COST/210/2006. Prognoza i redukcja powodzi w zlewni zurbanizowanej, kierownik prof. dr hab. Kazimierz Banasik, maszynopis, Katedra Inżynierii Wodnej, Warszawa, 35 s.
- CEWOK, 2000, *Koncepcja przebudowy Kanału Grabowskiego*, CEWOK Sp. z o.o., Warszawa, materiał niepublikowany
- Dąbkowski S.L., Skibiński J., Żbikowski A., 1982, *Hydrauliczne podstawy projektów wodnomelioracyjnych*, PWRiL, Warszawa, 533 s.
- Dz.U. 2000 Nr 63 poz. 735, ze zmianami, 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, Internetowy System Aktów Prawnych, Sejm RP
- HEC-RAS, 2010, *River Analysis System*, Hydraulic Reference Manual. Version 4.1. CPD-69. US Army Corps of Engineerings. Hydrologic Engineering Center, 417 s.
- SAP-PROJEKT, 2004, *Projekt budowlano-wykonawczy dla przebudowy ulicy Poleczki na odcinku od ul. Puławskiej do ul. Osmańskiej w Warszawie*, SAP-PROJEKT Sp. z o.o., Warszawa, materiał niepublikowany

**Katarzyna WACHULEC, Andrzej WAŁĘGA,
Dariusz MŁYŃSKI**

Uniwersytet Rolniczy im. H. Kołłątaja w Krakowie

Magdalena GRZEBINOĞA
MGGP S.A. Oddział w Krakowie

**ZNACZENIE ZBIORNIKA RETENCYJNO-
-INFILTRACYJNEGO W REDUKCJI WIELKOŚCI
SPŁYWU POWIERZCHNIOWEGO
ZE ZLEWNI USZCZELNIONEJ**

1. WSTĘP

Obserwowana na przestrzeni lat postępująca urbanizacja obszarów miejskich, a co za tym idzie wzrost stopnia uszczelnienia zlewni oraz fakt coraz częstszego występowania deszczy nawalnych powoduje powstawanie znacznych spływów powierzchniowych. Efektem tego niejednokrotnie są lokalne podtopienia okolicznych terenów (Bzymek, Jarosińska 2012). Dlatego też obecnie rola urządzeń do zagospodarowania wód opadowych na obszarach zurbanizowanych jest coraz większa. Oprócz urządzeń, które przechwytyją i magazynują spływ powierzchniowy, popularność zdobywają rozwiązania, które umożliwią także utrzymanie zamkniętego obiegu wody, np. przez infiltrację wód do gruntu (Mrowiec 2011). Retencja i infiltracja powoduje nie tylko redukcję natężenia odpływu, ale też przez obecność mikroorganizmów w warstwie osadu dennego – wstępne oczyszczanie wody. Problemem pozostaje to, że budowa tego typu urządzeń na obszarze aglomeracji miejskiej wiąże się z finansowymi oraz technicznymi problemami (ceny działek, zwarta zabudowa). Do urządzeń spełniających opisane powyżej funkcje należą m.in. zbiorniki retencyjno-

-infiltracyjne. Zbiorniki tego typu znalazły swoje zastosowanie w gospodarce wodno-ściekowej na przestrzeni lat (Young i in. 1996; Dziopak i in. 2006, Torres i in. 2008).

Nieodłącznym elementem na etapie projektowania i późniejszej weryfikacji systemu odprowadzającego wody opadowe jest wykonanie hydraulicznych obliczeń sprawdzających (Kaźmierczak, Nowakowska 2012). Mogą temu posłużyć hydrodynamiczne modele spływu, dostarczające ważnych informacji, zwłaszcza o zagrożeniu wylaniem wody ze studzienek. Modele te stanowią ważną część prognoz powodziowych, co jest kluczowe w przypadku terenów zurbanizowanych (Zhang 2002). Najczęściej zastosowanie znajdują programy komputerowe do modelowania pracy systemów kanalizacyjnych oraz urządzeń magazynujących i odprowadzających wody opadowe. Wśród popularnych programów stosowanych dla obszarów miejskich znajdują się m.in. model ILLUDAS (Terstriep, Stal 1974), STORM (Wiles, Levine 2002) oraz SWMM (Cole, Shutt 1976). Różnice między tymi programami polegają przede wszystkim na zakresie prowadzonych obliczeń czy też na zaawansowaniu modułów graficznych (Leśniewski 2005). Najstarszym programem do modelowania zjawisk w systemach kanalizacyjnych jest Storm Water Management Model (SWMM), opracowany w 1971 r. przez Amerykańską Agencję Ochrony Środowiska (US EPA).

Celem artykułu jest ocena znaczenia zbiornika retencyjno-infiltracyjnego położonego na obszarze Krakowa (Bieżanów) w redukcji wielkości spływu powierzchniowego. Obliczenia sprawdzające zostaną przeprowadzone modelem EPA SWMM 5.1.

2. CHARAKTERYSTYKA OBSZARU BADAŃ

Badany obiekt został zlokalizowany na obszarze miejsko-przemysłowym miasta Krakowa, na terenach PKP Kraków-Bieżanów po lewej stronie nasypu kolejowego trasy Mydlniki – Gaj, w pobliżu wiaduktu nad ulicą Półlanki (rys. 1). Lokalizację, kształt i wielkość powierzchni czaszy zbiornika wyznacza od północnego-zachodu nasyp linii kolejowej, od północnego-wschodu – ul. Złocieniowa, od północy – ul. Półlanki i od południowego-zachodu – niezagospodarowany nieużytek pokryty krzewami i pojedynczymi drzewami. Całkowita powierzchnia zlewni zbiornika retencyjno-infiltracyjnego wyniosła 33,29 ha, ze średnim spadkiem 2,71%.

Jednym z kryteriów, jakie wzięto pod uwagę przy podjęciu decyzji o wykonaniu zbiornika retencyjno-infiltracyjnego spływów opadowych, było występowanie w podłożu gruntów przepuszczalnych z nisko zalegającym zwierciadłem wody gruntowej. W podłożu do głębokości 4,5 m zalegają grunty piaszczyste o współczynniku filtracji $k_f = 8,6 \text{ m } 24 \text{ h}^{-1}$ ($9,95 \cdot 10^{-5} \text{ m s}^{-1}$). Pod względem geologicznym obszar, na



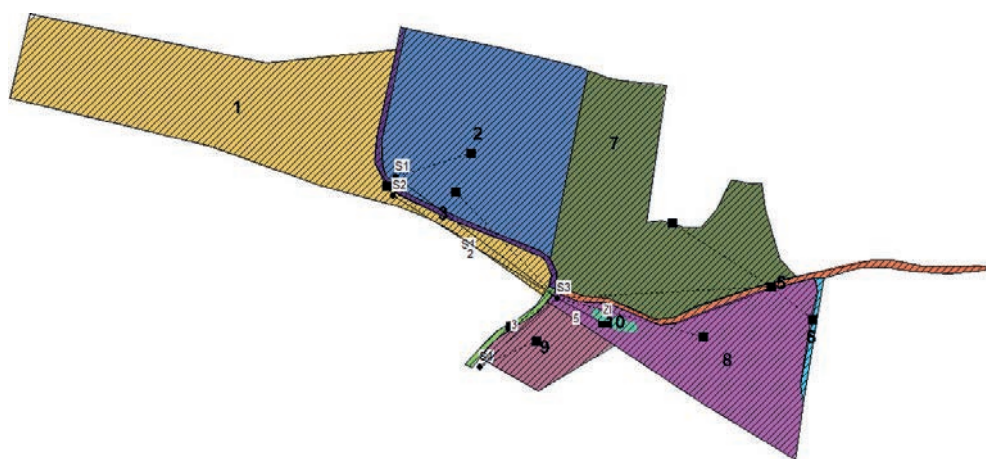
Rys. 1. Schemat urządzeń do odprowadzenia i oczyszczania wód wzdłuż ulicy Półłanki (źródło: opracowanie własne)

którym został zlokalizowany przedmiotowy zbiornik, stanowi brzeżną południową część wysokiego tarasu rzeki Wisły. Powierzchnia dna zbiornika wynosi 1605 m^2 , a maksymalna pojemność (przy napełnieniu $1,5 \text{ m}$) to 1951 m^3 . Przyczyną lokalizacji badanego zbiornika było w przypadku większych opadów deszczu okresowe zalewanie jezdni pod wiaduktem wzdłuż ulicy Półłanki, co powodowało ograniczenie lub całkowitą przerwę w komunikacji, gdyż obniżenie terenu czyniło ten obszar bezodpływowym (Krzanowski, Radecki-Pawlik 1998). Ponadto spływy opadowe w czasie ulewnych opadów deszczu zostają dodatkowo wzbogacone w różne substancje, które nagromadziły się w okresie pogody bezopadowej na powierzchni zlewni. Ten problem dotyczy zwłaszcza terenów komunikacyjnych o dużym obciążeniu ruchem.

3. METODYKA BADAŃ

Określenie znaczenia zbiornika retencyjno-infiltracyjnego położonego na obszarze Biezanowa rozpoczęto od wizji lokalnej mającej na celu ewentualną weryfikację warunków rzeczywistych z podkładami mapowymi. Obszar, na którym zlokalizowany jest zbiornik w znacznej części został zabudowany (osiedla mieszkalne, tereny usługowo-handlowe), a lokalny krajobraz wciąż dynamicznie się zmienia – tabl. 1. Wizja lokalna oraz analiza numerycznego modelu terenu pozwoliła na wyznaczenie zlewni zbiornika (rys. 2). Dodatkowo przeprowadzono pomiary geodezyjne przekrojów poprzecznych rowów odprowadzających wody opadowe ze zlewni do zbiornika. Określono również współczynniki szorstkości wg Manninga dla zlewni elementarnych oraz rowów odwadniających.

Obliczenia przeprowadzono w programie SWMM 5.1. Składa się on z trzech modułów, tj. bazy danych, części obliczeniowej oraz graficznej (Kaźmierczak, Kotowski 2012). Program ten jest rezultatem prac i badań na rzecz ograniczenia ryzyka powodziowego. SWMM za pomocą zintegrowanego środowiska graficznego umożliwia wykonanie dokładnego opisu zlewni za pomocą szeregu parametrów oraz przeprowadzenie symulacji zarówno dla pojedynczych epizodów opadowych, jak i dla długich ciągów danych. Spływ powierzchniowy powstaje w tzw. zlewniach cząstkowych, aby następnie trafić do systemu odprowadzania wody (kanały, rurociągi, zbiorniki). Dodatkowo program umożliwia m.in. symulację wypływu wody ze studzienek i monitorowanie jakości ścieków przepływających przez sieć kanalizacyjną (Słyś, Stec 2012; EPA 2014). Do podstawowych parametrów zlewni elementarnych należą: powierzchnia zlewni, szerokość hydrauliczna, udział powierzchni przepuszczalnych i nieprzepuszczalnych, spadek zlewni, współczynnik szorstkości, parametry infiltracji. W przypadku analizowanego obszaru zostało wyznaczonych 9 zlewni zadaniowych. Wymienione wcześniej parametry zostały określone głównie na podstawie analizy zagospodarowania terenu w oparciu na bazie danych Corine Land Cover 2006, numerycznym modelu terenu, ortofotomapach oraz wizji lokalnej. Najistotniejszym parametrem wejściowym w modelu są dane opadowe (Schmitt i in. 2004). Przebieg opadów wprowadzony został w postaci serii czasowych o kroku czasowym 5 min (opad modelowy) oraz 1 h (opady rzeczywiste). Analizie zostały poddane cztery epizody opadowe: opad modelowy wg Eulera typu II, zalecany przez niemiecką normę ATV-DVWK-A138 (1990) oraz trzy epizody opadowe rzeczywiste. Dane opadowe rzeczywiste pochodziły z deszczomierzy korytkowych zlokalizowanych na obszarze oczyszczalni ścieków w Wadowie i Skotnikach. Dane te są



Rys. 2. Zlewnie elementarne zbiornika retencyjno-infiltracyjnego (źródło: opracowanie własne)

własnością Katedry Inżynierii Sanitarnej i Gospodarki Wodnej i zostały pozyskane w ramach projektu badawczego finansowanego przez MNiSW Nr N N305 073236, pt. *Wpływ wód przypadkowych na pracę wiejskich oczyszczalni ścieków*. Wybrano trzy epizody przypadające na 15-16 maja 2010 roku, 17-18 maja 2010 roku oraz 27-28 lipca 2010 roku. Średni opad dla badanej zlewni został określony metodą interpolacji przestrzennej. Określono również prawdopodobieństwo powyższych epizodów opadowych metodą Bogdanowicz-Stachy (1998). Opad modelowy został wyznaczony dla maksymalnego zaobserwowanego opadu na terenie Krakowa w ciągu 2 godzin, zanotowanego 9 września 1963 roku przez stację opadową Ogród Botaniczny, o wartości $P = 99$ mm (Niedźwiedz 1989). Stopień uszczelnienia określono jako stosunek sumy powierzchni nieprzepuszczalnych, czyli dachów, parkingów, dróg do całkowitej powierzchni zlewni (Popek 2011), natomiast szerokość hydrauliczną zlewni jako stosunek powierzchni zlewni elementarnej i najdłuższej drogi spływu (Rossman 2010). Do obliczenia strat na infiltrację wykorzystano metodę SCS-CN. W tym celu wyznaczono parametr CN , korygując jego wartość o stopień uszczelnienia zlewni:

$$CN_c = CN_p + \left(\frac{P_{imp}}{100} \right) (98 - CN_p) \quad (1)$$

gdzie: CN_c – wyjściowa wartość parametru CN [-]; CN_p – parametr CN wg metody NRCS-CN [-]; P_{imp} – stopień nieprzepuszczalności [%].

Jest to metodyka przeznaczona głównie dla zlewni zurbanizowanych (USDA 2004). Wartości parametru CN odpowiadały normalnym warunkom uwilgotnienia w przypadku opadu z 9.09.1963 roku. Natomiast w odniesieniu do opadów rzeczywistych w 2010 roku jego wartość była uzależniona od sumy opadu 5-dniowego, poprzedzającego właściwy epizod. Na podstawie analizy map glebowych przyjęto dwie grupy glebowe – B oraz C. Transformację wody płynącej w systemie rowów przeprowadzono dla przepływu nieustalonego, z zastosowaniem fali dynamicznej. W przypadku zbiornika przyjęto jego geometrię na podstawie wykonanych pomiarów geodezyjnych. Współczynnik filtracji dna zbiornika przyjęto równy $k_f = 8,6$ m 24h⁻¹. Odpływ ze zbiornika przyjęto jako przelew prostokątny o wysokości piętrzenia 0,25 m i szerokości 0,5 m.

4. WYNIKI I DYSKUSJA

W tablicy 1 zamieszczono podstawowe charakterystyki analizowanych zlewni elementarnych.

Tablica 1

Parametry zlewni elementarnych

Nr zlewni	Powierzchnia A [ha]	Szerokość W [m]	Spadek S [%]	Stopień uszczelnienia P_{imp} [%]	CN wg NEH [-]
1	9,73	710	2,04	75	91,15
2	7,16	740	4,15	100	96,12
3	0,43	500	3,14	99	97,9
4	1,6	350	4,76	100	98
5	0,6	560	3,1	100	98
6	0,16	400	2,86	100	98
7	7,41	700	3,09	59	69,7
8	4,8	730	0,22	10,9	63,4
9	1,4	200	1,1	24	71,79
cała zlewnia	33,29	-	2,71	74,2	90,51

Tablica 2

**Wysokości odpływów ze zlewni elementarnych dla
opadów rzeczywistych oraz opadu modelowego**

Opad modelowy									
Nr zlewni	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Odpływ [mm]	94,4	100,2	99,14	99,02	606,63	99,04	38,96	40,39	57,02
15-16 maja 2010 roku ($p = 0,13\%$)									
Nr zlewni	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Odpływ [mm]	56,37	61,23	60,69	61,06	277,26	61,06	16,2	18,69	28,61
17-18 maja 2010 roku ($p = 0,5\%$)									
Nr zlewni	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Odpływ [mm]	37,11	39,11	38,82	38,93	213,47	38,94	13,94	16,16	20,86
27-28 lipca 2010 roku ($p = 0,35\%$)									
Nr zlewni	1	2	3	4	5	6	7	8	9
Odpływ [mm]	42,42	46,87	46,58	46,69	170,03	46,69	8,99	11,76	19,27

Ze względu na ukształtowanie terenu wyznaczone zlewnie mają zróżnicowane powierzchnie. Stopień uszczelnienia wyniósł aż 74,2%. Oznacza to, że jest zlewnią typowo zurbanizowaną. Jak podaje Banasik (2009) zlewnia zurbanizowana to taka, w której udział powierzchni nieprzepuszczalnych przekracza 5%. Na silny udział powierzchni uszczelnionych wskazuje także wartość parametru CN, który dla całego analizowanego terenu wyniósł 90,51. W tablicach 2 i 3 zestawiono najważniejsze wyniki dla opadu modelowego oraz trzech epizodów rzeczywistych.

Tablica 3

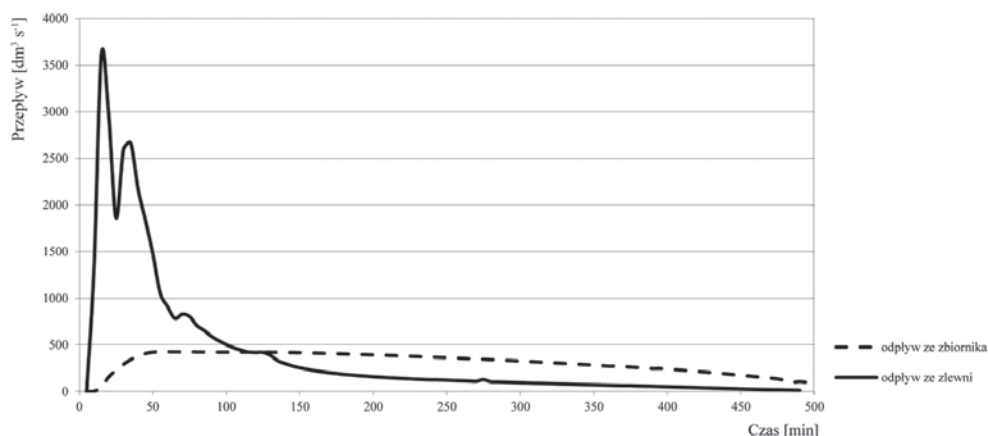
Wyniki symulacji przeprowadzonej dla opadów rzeczywistych oraz opadu modelowego

	Opad modelowy	15-16 maja 2010 r.	17-18 maja 2010 r.	27-28 maja 2010 r.
Odptyw całkowity ze zlewni [10^6 m^3]	11,3	7,5	9,79	8,9
Sumaryczny dopływ do zbiornika [$\text{dm}^3 \text{ s}^{-1}$]	2180,46	221,12	343,96	342,61
Maksymalne napelnienie zbiornika [m]	1,4	0,34	0,64	0,44
Odptyw ze zbiornika [$\text{dm}^3 \text{ s}^{-1}$]	426,29	209,92	277,49	238,49

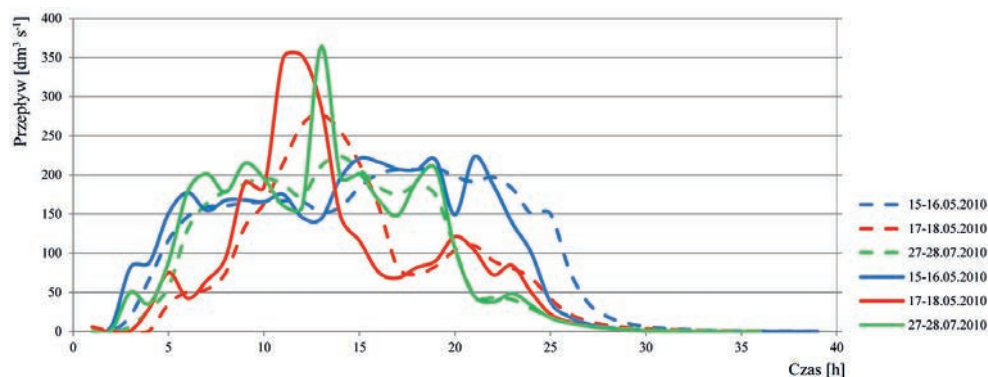
Powyższe tablice wskazują, że największe odpływy ze zlewni otrzymano po przeprowadzeniu symulacji dla opadu modelowego. Według Twardosza (2005) opad z 1963 r. był najwyższym zarejestrowanym w historii stacji deszczowej „Ogród Botaniczny”, należącej do Uniwersytetu Jagiellońskiego, i stanowił w przybliżeniu 14% średniej rocznej sumy opadów. Na obszarze Krakowa burze z gradem stanowią ok. 12% ze wszystkich deszczowych dni oraz 7,7% ze wszystkich burz występujących w ciągu roku (Wałęga, Michalec 2014). Prawdopodobieństwo wystąpienia opadu określone dla epizodów rzeczywistych z 2010 roku wyniosło odpowiednio: 15-16.05 – 0,13%, 17-18.05 – 0,5%, 27-28.07. – 0,35%. Różnice w wynikach otrzymane dla całkowitego odpływu ze zlewni dla czterech epizodów wynosiły od 13 do 32%.

We wszystkich przypadkach najmniejsza wartość odpływu wystąpiła w zlewni nr 7. Wynik ten spowodowany jest tym, że na tle pozostałych ma ona najbardziej naturalny charakter, na co wskazuje m.in. wartość stopnia uszczelnienia, wynosząca 10,9%. Największy odpływ zaobserwowano w zlewni nr 5. Jednym z powodów otrzymania takiej wartości jest to, że zlewnia ta jest prawie całkowicie nieprzepuszczalna ($P_{imp} = 98\%$, droga asfaltowa), a także to, że obszar ten (wg założenia autorów – rys. 2) stanowi odbiornik spływu powierzchniowego pochodzącego ze zlewni nr 6 oraz 7. Najmniejsze wysokości odpływów tworzyły się w zlewniach o małym stopniu uszczelnienia. Podobne wyniki otrzymali Boyd i in. (1993), którzy analizowali 26 zlewni zurbanizowanych z 12 krajów. Zauważyli oni, że w zlewniach o powierzchni do 25 ha największy odpływ tworzy się z obszarów o nieprzepuszczalnym podłożu. Jednocześnie, jak podaje Price i in. (2010), którzy analizowali wpływ powierzchni przepuszczalnych na formowanie się odpływu, określając wielkość spływu z tego typu zlewni, należy dokładnie przeanalizować inne parametry, takie jak rodzaj gleby czy rozkład opadów. Wyjątek stanowiła zlewnia nr 7. Powodem tego jest znaczny spadek terenu, wynoszący 3,09%. Jak pokazują wyniki, niezależnie od wielkości opadów, wraz ze wzrostem stopnia uszczelnienia w po-

szczególnych zlewniach cząstkowych, wzrasta odpływ. Do podobnych wniosków w swoich badaniach doszli Guan i in. (2015), którzy określali zmianę wielkości spływu w zlewni, w której stopień uszczelnienia na przestrzeni 3 lat wzrósł z 22,3 do 38,7%. Obliczenia były prowadzone zarówno dla deszczu modelowego, jak i rzeczywistych, a symulacje przeprowadzano w programie SWMM. Na podstawie wyników załączonych w tabl. 3 zbiornik retencyjno-infiltracyjny spełnił swoją funkcję i przechwycił odpływ tworzący się na obszarze zlewni. We wszystkich czterech przypadkach procent redukcji odpływu wahał się między 99,1 a 99,9%. Zbliżone rezultaty otrzymał Barszcz (2014), analizujący na obszarze zlewni Potoku Służewieckiego możliwość zastosowania różnych urządzeń do zagospodarowania wód opadowych. Z niecek infiltracyjnych, które przechwytywały odpływ z obsza-



Rys. 3. Hydrogram odpływu wody z analizowanego zbiornika na tle całkowitego odpływu ze zlewni dla opadu modelowego



Rys. 4. Hydrogram odpływu wody z analizowanego zbiornika na tle całkowitego odpływu ze zlewni dla opadów rzeczywistych (linia przerywana odpływ ze zbiornika, linia ciągła odpływ ze zlewni)

ru znacznie uszczelnionego zatrzymane zostało 98,8% spływu powierzchniowego. W najbardziej ekstremalnym z przypadków (opad modelowy) poziom wody w zbiorniku nie przekroczył maksymalnego możliwego napełnienia. Po 56 min od początku trwania epizodu opadowego woda wypełniła 96% całkowitej jego pojemności, co spowodowało opóźnienie kulminacji w stosunku do dopływu o 25 min. Średnie napełnienie wynosiło 59%. W przypadku opadów rzeczywistych w kulminacyjnym momencie napełnienie wahało się między 32 a 43%, natomiast średnie napełnienie od 5 do 9%. Opóźnienie kulminacji wyniosło od 6 do 14 min. Na rysunkach 3 i 4 przedstawiono hydrogramy odpływu wody ze zbiornika na tle hydrogramów odpływu ze zlewni dla 4 analizowanych epizodów opadowych.

5. PODSUMOWANIE

W artykule analizowano znaczenie zbiornika retencyjno-infiltracyjnego w Krakowie-Bieżanowie w redukcji wielkości spływu powierzchniowego ze zlewni uszczelnionej. Symulację wykonano w programie EPA SWMM 5.1 dla czterech epizodów opadowych, tj. deszczu modelowego Eulera typu II oraz trzech epizodów rzeczywistych (15-16 maja, 17-18 maja i 27-28 lipca 2010 roku). Na tej podstawie stwierdzono, że wykonanie urządzenia do zagospodarowania wód opadowych może stanowić ważny element w ochronie przeciwpowodziowej obszarów miejskich. Wyniki symulacji dla zbiornika w Bieżanowie pokazały, że odpowiednio zaprojektowany odbiornik wód opadowych jest w stanie przechwycić ok. 99% spływu powierzchniowego pochodzącego z opadów o bardzo małym prawdopodobieństwie wystąpienia. Wykonanie obliczeń za pomocą hydrodynamicznych modeli spływu (w tym przypadku programu SWMM 5.1) może dostarczyć wielu cennych informacji zarówno dla projektantów, jak i eksploatorów urządzeń gospodarowania wodami opadowymi oraz systemów kanalizacyjnych. Etap weryfikacji danych oraz przygotowania parametrów do modelu jest dość pracochłonny, jednak niewątpliwie dużym atutem programu jest możliwość wykonania wielu symulacji dla różnych wariantów.

THE ROLE OF RETENTION-INFILTRATION RESERVOIR IN REDUCTION OF SURFACE RUNOFF FROM SEALED CATCHMENT

Summary

This study explored the role of retention-infiltration reservoir in reduction of surface runoff from sealed catchment. The SWMM model was parameterized and validated in one catch-

ment located in Kraków (district Bieżanów) but with four different precipitation data. The percent of impervious area is 74,2 and the CN parameter values 90,51. Based on the results, urbanization leads to an increase of runoff, but very good solution in flood protection could be the retention- infiltration reservoir (also for runoff – caused by rainfall with low probability). The results demonstrate also connections between runoff and the value of imperviousness, regardless of the precipitation's value.

BIBLIOGRAFIA

- ATV-DVWK-A 183, 1990, *Bau und Benennung von Anlagen zur dezentralen Versickerung von nicht schädlich verunreinigtem Niederschlagswasser*, Abwassertechnische Vereinigung, Hennef
- Banasik K., 2009, *Wyznaczanie wezbrań powodziowych w małych zlewniach zurbanizowanych*, Wydawnictwo SGGW, Warszawa, 42 s.
- Barszcz M., 2014, *Influence of applying infiltration and retention objects to the rainwater runoff on a plot and catchment scale- case study of Służewiecki Stream subcatchment in Warsaw*, Polish Journal of Environmental Studies, 24 (1), 57-65, DOI: 10.15244/pjoes/29197
- Bogdanowicz E., Stachy J., 1998, *Maksymalne opady deszczu w Polsce. Charakterystyki projektowe*, Materiały badawcze. Seria: Hydrologia i Oceanologia, 23, IMGW, Warszawa
- Boyd M.J., Bufill M.C., Knee R.M., 1993, *Pervious and impervious runoff in urban catchments*, Hydrological Sciences Journal, 38 (6), 463-478, DOI: 10.1080/02626669309492699
- Bzymek B., Jarosińska E., 2012, *Wpływ powierzchni uszczelnienia zlewni na odpływ wód deszczowych*, Środowisko – Czasopismo Techniczne, 109 (4), 41-57
- Cole G.D., Shutt, J.W., 1976, *SWMM as a predictive model for runoff*, [w:] Proceedings of National Symposium on Urban Hydrology, Hydraulics and Sediment Control, University of Kentucky, Lexington, KY, USA, 193-201
- Dziopak J., Nalaskowski J., Słyś D., 2006, *Materiały z wizji lokalnej w zbiorniku retencyjno-infiltracyjnym w miejscowości Gärtringen koło Stuttgartu*, Niemcy
- EPA, 2014, SWMM v. 5.018. Manual v. 5.0, US Environmental Protection Agency
- Guan M., Sillanpää N., Koivusalo H., 2015, *Storm runoff response to rainfall pattern, magnitude and urbanization in a developing urban catchment*, Hydrological Processes, 30 (4), 543-557, DOI: 10.1002/hyp.10624
- Kaźmierczak B., Kotowski A., 2012, *Weryfikacja przepustowości kanalizacji deszczowej w modelowaniu hydrodynamicznym*, Oficyna Wydawnicza_Politechniki Wrocławskiej, Wrocław, 144 s.
- Kaźmierczak B., Nowakowska M., 2012, *Hydrodynamiczny model odprowadzania wód opadowych SWMM*, [w:] Interdyscyplinarne zagadnienia w inżynierii i ochronie środowiska.

- Tom 2, T.M. Traczewska (red.), Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław, 263-272
- Krzanowski S., Radecki-Pawlik A., 1998, *Studium nad zagospodarowaniem wód opadowych z deszczów nawalnych w rejonie wiaduktu kolejowego na ciągu ulicy Półlanki w Krakowie-Bieżanowie*, maszynopis, Kraków
- Leśniewski M., 2005, *Modelowanie sieci kanalizacyjnych za pomocą programu SWMM*, [w:] GIS, modelowanie i monitoring w zarządzaniu systemami wodociągowymi i kanalizacyjnymi, Wydawnictwa Zarządu Głównego PZLiTS, Warszawa, 185-197
- Mrowiec M., 2011, *Wyznaczanie objętości zbiorników infiltracyjnych z zastosowaniem wzorów IDF*, Inżynieria i Ochrona Środowiska, 14 (1), 73-86
- USDA, 2004, *Hydrology. National Engineering Handbook*, USDA Natural Resources Conservation Service, Washington, DC, USA
- Niedźwiedz T., 1989, *Heavy precipitations in Cracow*, Scientific Papers of Jagiellonian University, Geographical Papers, 75, 11-22
- Park S.Y., Lee K.W., Park I.H., Sne ha, 2008, *Effect of the aggregation level of surface runoff fields and sewer network for a SWMM simulation*, Desalination, 226 (1), 328-337. DOI: 10.1016/j.desal.2007.02.115
- Poppek Z., 2011, *Ekspertyza. Analiza możliwości zwiększania retencji na obszarach zurbanizowanych w dorzeczu Wisły Środkowej – stan wiedzy i dalsze kierunki działań*, Program bezpieczeństwa powodziowego w dorzeczu Środkowej Wisły, Warszawa, 42 s.
- Price K., Jackson C.R., Parker A.J., 2010, *Variation of surficial soil hydraulic properties across land uses in the southern Blue Ridge Mountains, North Carolina, USA*, Journal of Hydrology, 383 (3-4), 256-268, DOI: 10.1016/j.jhydrol.2009.12.041
- Rossman L.A., 2010, *Storm Water Management Model. User's Manual. Version 5.0.*, US EPA National Risk Management Research Laboratory, Cincinnati, dostępne online: <http://www.owp.csus.edu/LIDTool/Content/PDF/SWMM5Manual.pdf> (09.08.2016)
- Schmitt T., Thomas M., Ettrich N., 2004, *Analysis and modeling of flooding in urban drainage systems*, Journal of Hydrology, 299 (3-4), 300-311, DOI:10.1016/j.jhydrol.2004.08.012
- Słyś D., Stec A., 2012, *Hydrodynamic modeling of the combined sewage system for the city of Przemyśl*, Environmental Protection Engineering, 38 (4), 99-112, DOI: 10.5277/EPE120409
- Terstriep M.L., Stall J.B., 1974, *ILLUDAS-The Illinois Urban Drainage Area Simulator*, ISWS-74, Bulletin 58, Illinois State Water Survey, Urbana, USA, 90 s., dostępne online: <http://www.isws.uiuc.edu/pubdoc/B/ISWSB-58.pdf> (09.08.2016)
- Torres A., Lipeme Kouyi G., Bertrand-Krajewski J.L., Guilloux J., Barraud S., Paquier A., 2008, *Modelling of hydrodynamics and solid transport in a large stormwater detention and settling basin*, [w:] Proceedings of the 11th International Conference on Urban Drainage, Edinburgh, Scotland, UK, 10 s., dostępne online: <https://web.sbe.hw.ac.uk/staffpro>

- files/bdgsa/11th_International_Conference_on_Urban_Drainage_CD/ICUD08/pdfs/386.pdf (09.08.2016)
- Twardosz R., 2005, *Dobowy przebieg opadów atmosferycznych w ujęciu synoptycznym i probabilistycznym na przykładzie Krakowa (1886-2002)*, Instytut Geografii i Gospodarki Przestrzennej Uniwersytetu Jagiellońskiego, Kraków, 175 s.
- Wałęga A., Michalec B., 2014, *Characteristics of extreme heavy precipitation events occurring in the area of Cracow (Poland)*, Soil and Water Research, 9 (4), 182-191
- Wiles J.J., Levine N.S., 2002, *A combined GIS and HEC model for the analysis of the effect of urbanization on flooding: The Swan Creek watershed, Ohio*, Environmental & Engineering Geoscience, 8 (1), 47-61, DOI: 10.2113/gsegeosci.8.1.47
- Young G.K., Stein S., Cole P., Kammer T., Graziano F., 1996, *Evaluation and management of highway runoff water quality*, Federal Highway Administration Office of Environment and Planning, USA, 479 s.
- Zhang S., 2002, *Development of the National Flood Forecasting System of China*, Hydrology, 22 (1), 32-34

Damian ABSALON, Magdalena MATYSIK

Uniwersytet Śląski
Wydział Nauk o Ziemi

ZMIANY ODPLYWU W SILNIE ZURBANIZOWANYCH ZLEWNIACH WOJEWÓDZTWA ŚLĄSKIEGO

1. WSTĘP

Obieg wody na terenach przekształconych przez człowieka jest zależny od skutków tych zmian, a także od stopnia odporności środowiska geograficznego. Jednym z następstw działalności człowieka są jakościowe i ilościowe zmiany w niektórych fazach obiegu wody. Na obszarach górniczo-przemysłowo-miejskich są one wywołane przez czynniki związane z powierzchnią i wglębną działalnością górniczą, urbanizacją i uprzemysłowieniem (Czaja 1999).

Problem oddzielenia różnokierunkowej ingerencji człowieka w proces odpływu rzeczny od efektów wywołanych przez naturalną zmienność klimatu jest jednym z ważniejszych zadań, przed którymi stoi współczesna hydrologia. Wieloletnia działalność przemysłowa i postępująca urbanizacja na terenie województwa śląskiego spowodowały wyraźne zmiany w odpływie rzeczny. Po roku 1990 zapotrzebowanie na wodę w miastach konurbacji górnośląskiej spadło o połowę (Absalon 2007), w związku z czym znacząco zmniejszyła się ilość ścieków odprowadzanych do rzek na tym obszarze. Opady na badanym terenie nie wykazują w analizowanym wieloleciu wyraźnych, istotnych statystycznie zmian.

Celem artykułu jest ocena tendencji i zmian odpływu w zlewniach będących pod silnym wpływem antropopresji oraz odpowiedź na pytanie, czy są one spowodowane przez czynniki naturalne czy są wynikiem antropopresji.

Analiza obejmuje okres 1961-2013. Ocenie poddano zmiany średnich rocznych przepływów w silnie zurbanizowanych zlewniach: Bytomki, Szotkówki, Pogorii i Bobrka. Rzeki te są odbiornikami ścieków komunalnych, przemysłowych oraz wód kopalnianych.

2. METODY

Analiza ilościowa odpływu objęła średnie roczne przepływy SQ_R w wieloleciu 1961-2013 (w przypadku Szotkówki był to okres 1963-2013).

Tendencje zmian średnich rocznych przepływów określono za pomocą regresji nieliniowej (funkcja wielomianu drugiego stopnia):

$$Y = ax^2 + ax + b \quad (1)$$

gdzie: y – średni przepływ w roku t ; x – kolejny rok ciągu obserwacyjnego oznaczony jako 1, 2, 3,..., x ; a – współczynnik regresji; b – wartość stała.

Oceny istotności tendencji zmian przepływów i opadów atmosferycznych dokonano za pomocą testu t-Studenta.

$$T_{IS} = \frac{R\sqrt{N-2}}{\sqrt{1-R^2}} \quad (2)$$

gdzie: T_{IS} – statystyka t-Studenta; R – współczynnik korelacji; N – liczebność próby.

Do określenia punktów skokowej zmiany wykorzystano test Pettitta (Pettitt 1979; Rowan, Sweeney 2005). Punkty takie mogą wskazywać na istotne impulsy zmieniające warunki opadu i odpływu w zlewni. Impulsy te mogą być efektem zarówno zmian klimatycznych, jak również antropopresji.

Za pomocą testu Pettitta przeanalizowano szeregi czasowe potraktowane jako dwie próby reprezentowane odpowiednio przez wartości $x_1 \dots x_t$ i $x_{(t+1)} \dots x_T$. Dla danych ciągłych obliczono indeksy $V(t)$ i $U(t)$ za pomocą następującego wzoru:

$$U_{t,T} = U_{t-1,T} + V_{t,T} \quad t = 2, \dots, T \quad (3)$$

$$V_{t,T} = \sum_{j=1}^T \text{sgn}(x_t - x_j) \quad \left(\text{sgn}(x) \begin{cases} +1 & x > 0 \\ 0 & x = 0 \\ -1 & x < 0 \end{cases} \right) \quad (4)$$

Punkt zmiany skokowej uznano za istotny przy prawdopodobieństwie 0,05 (95%). Obliczając stosunek odpływu/opadu (średnia wartość okresu I do średniej wartości okresu II), można było określić kierunek i wielkość zmiany przed i po wykryciu zmiany o charakterze skokowym.

Analizy przestrzenne pokrycia terenu analizowanych zlewni opracowano na podstawie danych Corine Land Cover 2012 (CLC 2012) w środowisku GIS.

3. CHARAKTERYSTYKA I UŻYTKOWANIE TERENU BADAŃ

Analizowane zlewnie położone są w województwie śląskim. Zlewnie Bytomki i Szotkówki wchodzi w skład dorzecza Odry, a zlewnie Bobrka i Pogorii są częścią dorzecza Wisły.

Szotkówka jest prawobrzeżnym dopływem Olzy, który odwadnia południową część Rybnickiego Okręgu Węglowego (konurbację rybnicką). Rzeka Bytomka jest prawostronnym dopływem Kłodnicy, Pogoria lewostronnym dopływem Przemszy, a Bobrek prawostronnym dopływem Białej Przemszy (rys. 1).

Udział terenów antropogenicznych jest największy w zlewni Pogorii i wynosi 61% powierzchni całej zlewni. Najmniejszym udziałem terenów antropogenicznych charakteryzuje się zlewnia Szotkówki, ich udział wynosi 36%. W zlewni Bytomki stanowią one 49%, a w zlewni Bobrka 41%.

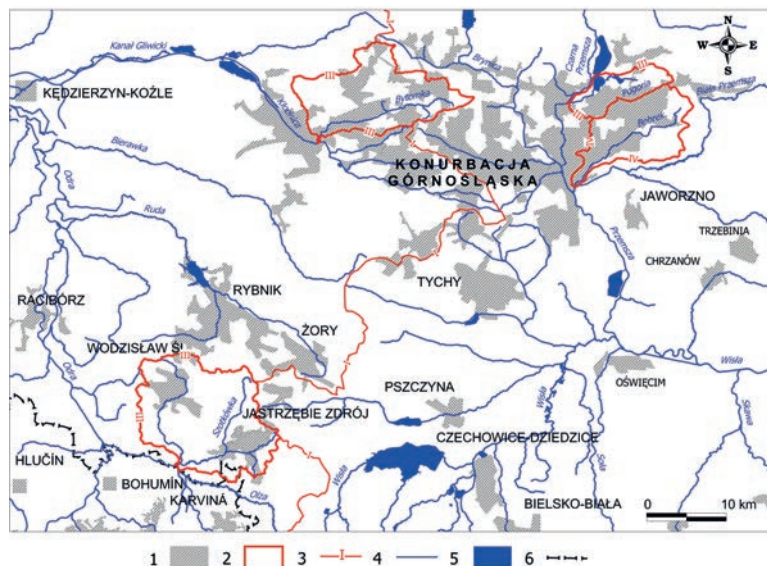
Duży udział terenów antropogenicznych w zlewni z reguły powoduje modyfikację sieci hydrograficznej. Głównym czynnikiem jest zabudowa terenu różnego rodzajami obiektami, zwłaszcza nieprzepuszczalnymi lub słabo przepuszczalnymi powierzchniami dróg, chodników i parkingów, mającymi znaczny wpływ na zwiększenie składowej odpływu powierzchniowego. Zmniejsza się także zdolność retencyjna zlewni (Ciupa 2009).

Tablica 1

Najważniejsze cechy badanych zlewni

Zlewnia	Dorzecze	Powierzchnia A* [km ²]	Średni roczny przepływ w wieloleciu SSQ [m ³ s ⁻¹]	Udział terenów zurbanizowanych w zlewni A [%]
Bytomka	Odra	136,5	2,45	49,4
Szotkówka	Odra	101,3	1,33	36,4
Bobrek	Wisła	118,9	1,19	41,2
Pogoria	Wisła	37,3	1,10	61,1

* powierzchnia zamknięta przekrojem wodowskazowym

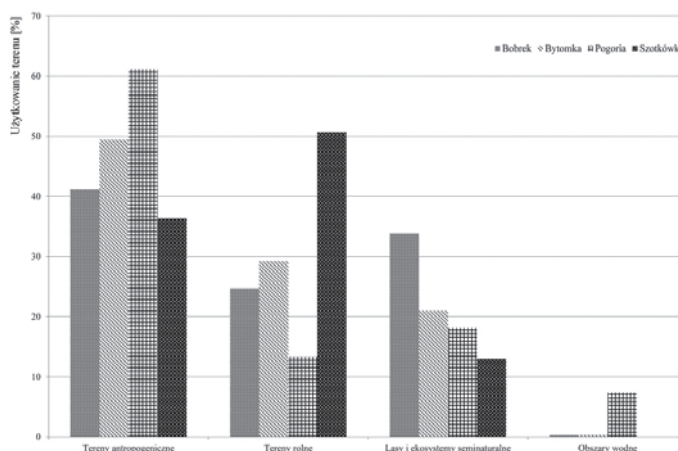


Rys. 1. Położenie analizowanych zlewni: 1 – tereny zurbanizowane, 2 – badane zlewnie, 3 – dział wodny I rzędu, 4 – rzeki, 5 – zbiorniki wodne, 6 – granica państwa



Rys. 2. Użytkowanie terenu w analizowanych zlewniach

Województwo śląskie kojarzone jest jako region przemysłowy, jednak połowa jego powierzchni to tereny rolnicze (Matysik i.in. 2015). Największym udziałem tego typu użytkowania charakteryzuje się zlewnia Szotkówki – 51% powierzch-



Rys. 3. Udział procentowy wybranych typów użytkowania terenu w analizowanych zlewniach

ni. Najniższy udział tych terenów rolniczych występuje w zlewni Pogorii – 13%. W zlewniach Bytomki i Bobrka nie przekraczają one 29%. Intensywne zabiegi rolnicze powodują erozję powierzchniową na terenach odsłoniętych, ułatwione spłukiwanie i transport materiału pochodzącego z erozji (Ciupa 2009).

Udział obszarów wodnych w strukturze użytkowania terenu jest najwyższy w zlewni Pogorii – zajmują one 7% jej powierzchni. W pozostałych zlewniach udział akwenów jest niewielki i nie przekracza 0,3% (rys. 2 i 3).

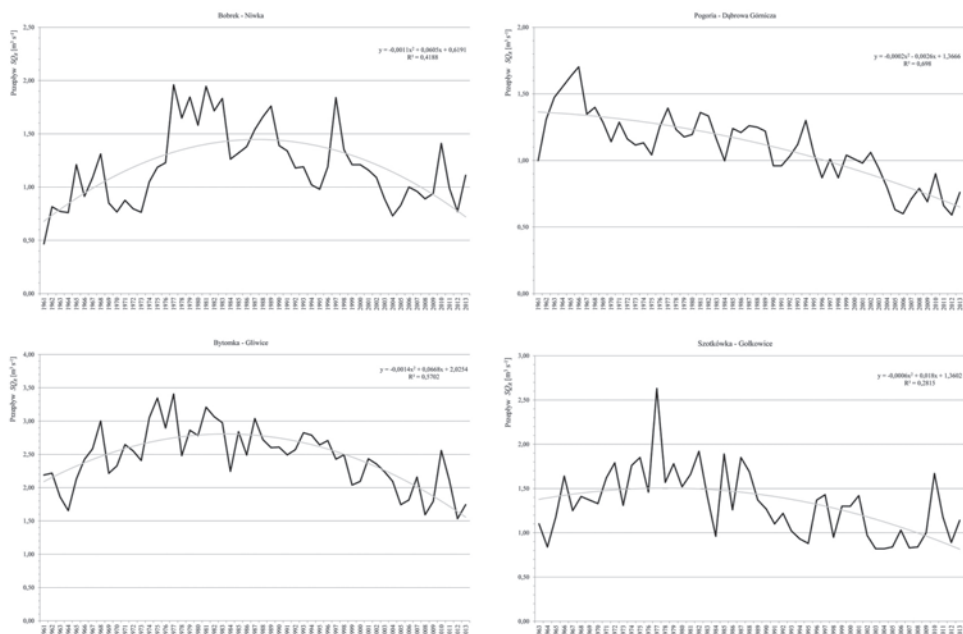
Średnia roczna suma opadów w zlewni Szotkówki w wieloleciu 1961-2013 wynosiła 647 mm, w zlewni Bytomki – 720 mm. W zlewni Pogorii średnia suma opadów w badanym wieloleciu wynosiła 703 mm, a w zlewni Bobrka – 756 mm.

4. ZMIANY ODPLYWU RZECZNEGO

4.1. Tendencje zmian średnich rocznych przepływów

Przejściowość klimatu Polski sprawia, że czynniki kształtujące ilościową strukturę bilansu wodnego charakteryzują się naturalną niestabilnością. Rzeki Polski są bardzo wrażliwe na fluktuacje różnych zmiennych definiujących klimat, przy czym większy efekt wywołują okresowe nadwyżki i niedobory opadów niż podobne wahania parowania terenowego, związane ze zmianami średniej temperatury (Jokiel, Kożuchowski 1989; Bartnik, Jokiel 1997).

Średnie roczne przepływy w badanych zlewniach charakteryzują się istotnym statystycznie, na poziomie 99,9%, ujemnym trendem, czyli spadkiem wartości (rys. 4). Bytomka, Pogoria oraz Bobrek cechują się wysokim dopasowaniem funkcji



Rys. 4. Przebieg rocznych średnich przepływów w analizowanych zlewniach w wieloleciu 1961-2013

do danych empirycznych, wyrażającym się ponad 40% udziałem wariancji wyjaśnionej.

Charakterystyczną cechą w przebiegu średnich rocznych przepływów w analizowanym wieloleciu w badanych zlewniach jest ich wyraźny wzrost od lat 70. do lat 90. XX wieku. Nie zaznaczył się spadek przepływów w okresie długiego niedoboru opadów, notowanego na analizowanym obszarze od 1984 do 1992 roku. Wysokie wartości przepływów w tym czasie zbiegły się z maksymalnym zapotrzebowaniem na wodę przez przemysł i gospodarkę komunalną, czego wynikiem były zwiększone ilości ścieków odprowadzanych do tych rzek. Należy zaznaczyć, że komunalne i przemysłowe ujęcia wody zlokalizowane są poza tymi zlewniami – woda pochodzi z odległych przerzutów, np. ze Zbiornika Goczałkowickiego na Wiśle. Na drugą połowę lat 80. XX w. przypadała również maksymalna ilość wód kopalnianych odprowadzanych do Bobrka, Pogorii i Bytomki. Do Pogorii odprowadzano w tym czasie średnio $0,327 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$, do Bobrka $0,308 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$, a do Bytomki aż $0,871 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$, co stanowiło w przypadku Bytomki i Pogorii przeszło 30% SQ_R , a w przypadku Bobrka przeszło 20% SQ_R . Udział wód kopalnianych w przepływach Szotkówki do roku 1983 wynosił 25,8% (Jankowski 1986). Od roku 1990 ilość zrzucanych wód kopalnianych systematycznie maleje, ich średnia ilość w ciągu ostatnich 10 lat badanego okresu wynosiła: $0,807 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ do Bytomki, $0,167 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ do Bobrka, $0,138 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ do Pogorii.

W wyniku stwierdzonego spadku średnich rocznych przepływów w Bytomce, mimo mniejszej ilości zrzucanych wód kopalnianych, ich udział w średnich przepływach wzrósł do 40-50% SQ_R .

O dużym udziale „wód obcych” w odpływie tych rzek świadczą wysokie wartości odpływu jednostkowego. Najwyższym średnim rocznym odpływem jednostkowym w dorzeczu górnej Wisły charakteryzuje się Pogoria ($29,4 \text{ dm}^3 \text{ s}^{-1} \text{ km}^{-2}$). Dla porównania średni odpływ jednostkowy w dorzeczu Małej Wisły (do ujścia Przemszy) w wieloleciu 1961-2013 wynosił $12,6 \text{ dm}^3 \text{ s}^{-1} \text{ km}^{-2}$. W dorzeczu górnej Odry najwyższym średnim odpływem jednostkowym charakteryzuje się Bytomka ($17,98 \text{ dm}^3 \text{ s}^{-1} \text{ km}^{-2}$), a jego średnia wartość dla całego dorzecza górnej Odry (po wodowskaz Koźle) wynosi $11,4 \text{ dm}^3 \text{ s}^{-1} \text{ km}^{-2}$.

O zaburzonym obiegu wody świadczą również współczynniki odpływu. Najwyższe średnie jego wartości w wieloleciu notowane są w zlewni Bytomki (0,80) oraz Pogorii (0,64). Zlewnia Pogorii charakteryzuje się największą retencyjnością, udział zbiorników wodnych stanowi 7% powierzchni zlewni, co powinno powodować zmniejszenie zarówno wartości odpływu jednostkowego, jak i współczynnika odpływu. Ich ekstremalnie wysokie wartości są efektem antropopresji przejawiającej się odprowadzaniem do rzeki wód obcych.

4.2. Skokowe zmiany rocznych przepływów

W badanych zlewniach wykryto zmiany skokowe średnich rocznych przepływów, istotne statystycznie na poziomie 0,05 i większym. Świadczą one o istotnych impulsach zmieniających warunki odpływu w zlewni. Wzrost przepływów stwierdzono tylko w Bobrku (rys. 5). Skokowa zmiana wystąpiła w roku 1974, a średnie roczne przepływy wzrosły o 46%. Zmian te mają podwójną genezę: wynikają zarówno ze wzrostu odpływów w tym czasie (Bartnik, Jokiel 1997), jak i czynników antropogenicznych. W pierwszej połowie lat 70. XX wieku uruchomiono zrzut ścieków z huty „Katowice”, której zaopatrzenie w wodę technologiczną pochodzi spoza tej zlewni (Absalon 1991) – a mianowicie ze zlewni Pogorii. Dodatkowym czynnikiem były wody kopalniane, których ilość zrzucana do Bobrka w stosunku do ilości zrzucanej w latach 60. XX wieku wzrosła o 40%.

W pozostałych zlewniach wystąpiły spadki wartości średnich rocznych przepływów (tabl. 2). Wykryte zmiany skokowe w zlewni Szotkówki i Pogorii wystąpiły w roku 1989. Średnie roczne przepływy Pogorii zmniejszyły się o 34%, a Szotkówki o 29%. Również w tym przypadku zmiana skokowa ma podwójną genezę. Spadek średnich przepływów Szotkówki jest wynikiem długiego okresu niedoboru opadów

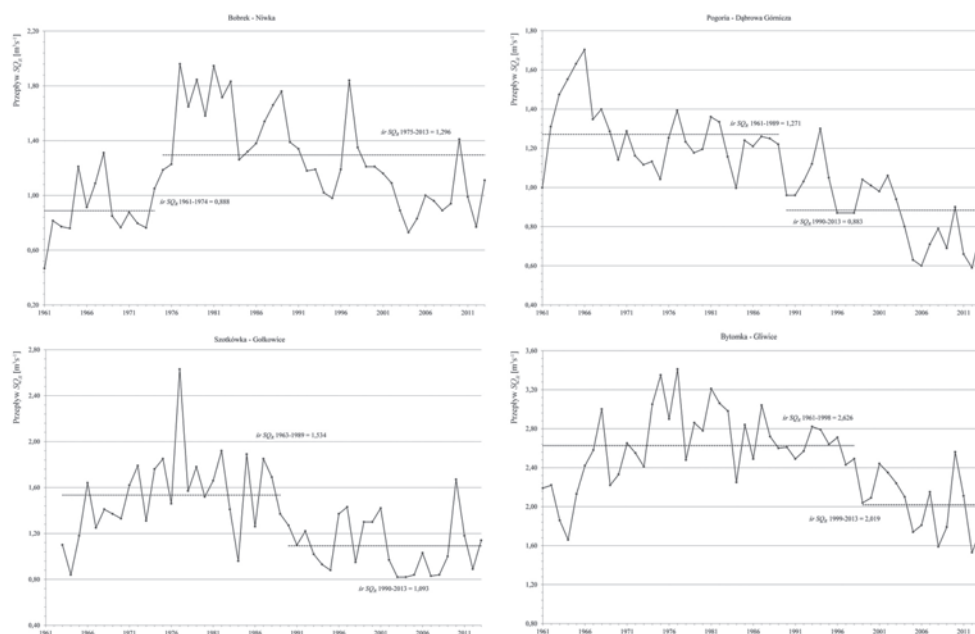
Tablica 2

Zmiany wartości średnich rocznych przepływów

Przekrój wodowskazowy	Okres I	Średnia SQ [m ³ s ⁻¹]	Okres II	Średnia SQ [m ³ s ⁻¹]	Stosunek SQ OkresI/OkresII	Zmiana wartości [%]
Pogoria – Dąbrowa Górnicza	1961-1989	1,24	1990-2013	0,818	0,661	-34
Bobrek – Niwka	1961-1974	0,888	1975-2013	1,30	1,459	46
Bytomka – Gliwice	1961-1998	2,63	1999-2013	2,02	0,769	-23
Szotkówka – Gołkowice	1961-1989	1,53	1990-2013	1,09	0,713	-29

atmosferycznych notowanego od roku 1982 oraz zaprzestaniem zrzutów wód kopalnianych i zmniejszaniem ilości odprowadzanych pozostałych ścieków. W przypadku Pogorii zmniejszenie przepływów można ściśle skorelować ze zmniejszeniem zrzucanych do niej ilości wód kopalnianych. W roku 1989 rozpoczęła się restrukturyzacja górnictwa, w wyniku czego ilość odprowadzanych do Pogorii wód kopalnianych zmniejszyła się o połowę.

W Bytomce spadek przepływów wystąpił w roku 1998, średnie roczne przepływy zmniejszyły się o 23%. Zmiana przepływów nie ma uzasadnienia klimatycz-



Rys. 5. Przebieg średniego rocznego przepływu SQ_R oraz stwierdzonych zmian skokowych w badanych zlewniach

nego (były to lata wilgotne i bardzo wilgotne), a zjawisko można tłumaczyć znaczącym spadkiem zrzutów zarówno wód kopalnianych, jak i ścieków przemysłowych, w wyniku restrukturyzacji i zmniejszenia wodochłonności przemysłu. Po roku 1990 znacząco spadło również zapotrzebowanie na wodę w wyniku wzrostu jej cen, co spowodowało racjonalizację zużycia wody przez gospodarkę komunalną oraz wpłynęło na zmniejszenie ilości ścieków komunalnych odprowadzanych do rzek (Absalon 2007).

Analizując przebieg średnich rocznych przepływów Pogorii i Bobrka (rys. 5) można zauważyć pewną prawidłowość. Wzrost przepływów Bobrka w roku 1974 spowodowany był głównie uruchomieniem zrzutów ścieków z kombinatu hutniczego – czynniki klimatyczne miały drugorzędne znaczenie. Wody technologiczne pochodzą ze zlewni Pogorii. Sytuacja ta nie spowodowała wystąpienia zmiany skokowej w szeregu średnich rocznych przepływach Pogorii, jednak jej średni roczny przepływ w okresie 1961-1974 wynosił $1,32 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$, a średni przepływ w wieloleciu 1975-2013 wyniósł $1,02 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$. Średnie przepływy Pogorii zmniejszyły się o $0,300 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$, a Bobrku wzrosły o $0,412 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$.

5. PODSUMOWANIE I WNIOSKI

Przyczyny stwierdzonych skokowych zmian średnich rocznych przepływów w analizowanych zlewniach spowodowane są głównie przez czynniki antropogeniczne: zrzuty wód kopalnianych, ścieków przemysłowych i komunalnych. Czynniki klimatyczne mają drugorzędne znaczenie. Ujemne tendencje średnich rocznych przepływów w silnie zurbanizowanych zlewniach świadczą o systematycznym i znaczącym zmniejszeniu odprowadzanych do nich ścieków. Taka sytuacja jest następstwem lokalizacji źródeł zaopatrzenia w wodę poza konurbacją górnośląską (Kaskada Soły, Zbiornik Goczałkowicki na Wiśle).

Zanotowane zmiany nawiązują do przebiegu procesów gospodarczych i społecznych, jakie miały miejsce w ciągu ostatnich kilkudziesięciu lat. Szczególnie wyraźnie jest zauważalny wzrost gospodarczy w latach 1970-1985 oraz regres i zmiany ustroju społeczno-gospodarczego w roku 1990. Te wahania w wymierny sposób „przełożyły się” na ilościowe zmiany odpływu rzecznego. Potwierdzają to wysokie wartości przepływów przypadające na lata 80. XX wieku. W tym okresie zaznaczył się duży niedobór opadów, który zbiegł się z maksymalnym zapotrzebowaniem na wodę przez przemysł i gospodarkę komunalną, co generowało dużą ilość ścieków odprowadzanych do tych rzek na obszarach zurbanizowanych i uprzemysłowionych.

CHANGES IN RIVER RUNOFF IN HIGHLY URBANISED CATCHMENTS OF THE SILESIAN VOIVODESHIP

Summary

The problem of detaching multidirectional interference of humans in the process of river runoff from the effects caused by natural climate changes is one of the most important tasks faced by modern hydrology. Many years of industrial activity and progressing urbanisation in the Silesia Province have led to distinct changes in river runoff.

Changes in mean annual flow were analysed in highly urbanised catchments of the following rivers: the Bytomka, the Szotkówka, the Pogoria and the Bobrek. They also receive municipal and industrial sewage as well as mining waters. The share of anthropogenic areas in the Bytomka and Pogoria catchment is over 50% of the catchment's area.

Tendencies of changes in flows were determined with linear and non-linear regression. An important issue was finding the points of rapid change in mean annual flows in catchments. Such points may indicate significant impulses changing the conditions of precipitation and runoff in the catchment. Pettitt's test was used to detect points of rapid change. Identification of such changes indicates factors that shape and change runoff in catchments under the impact of anthropogenic pressure.

The recorded changes in runoff reflect the course of economic and social processes that have taken place in the last several years. A particularly noticeable feature is economic growth in the years 1970-1985 and the decline and changes in social and economic system from the 1990s. These fluctuations significantly translated into quantitative changes of river runoff.

BIBLIOGRAFIA

- Absalon D., 1991, *Zastosowanie metody krzywej skumulowanych różnic współczynników przepływu i opadu do oceny zmian wielkości odpływu pod wpływem antropopresji na przykładzie wybranych zlewni woj. katowickiego*, [w:] *Przeobrażenia stosunków wodnych na obszarach silnej antropopresji*, A.T. Jankowski (red.), Wydział Nauk o Ziemi UŚ, PTGeo Katowice, RZGW Gliwice, Gliwice, 157-165
- Absalon D., 2007, *Water management in Poland at the turn the 21st century*, [w:] *Richness and diversity of GIS*, D. Kereković (red.), *Hrvatski Informatički Zbor – GIS Forum*, Zagrzeb, 252-259
- Bartnik A., Jokiel P., 1997, *Zmiany odpływu na obszarze Polski w latach 1971-1990 w świetle analiz jednorodności szeregów przepływu rzek*, *Wiadomości IMGW*, XLI (4), 67-85
- Ciupa T., 2009, *Wpływ zagospodarowania terenu na odpływ i transport fluwialny w małych zlewniach, na przykładzie Surfagańca i Silnicy*, Wydawnictwo Uniwersytetu Humanii-

- styczno-Przyrodniczego J. Kochanowskiego, Kielce, 251 s.
- Czaja S., 1999, *Zmiany stosunków wodnych w warunkach silnej antropopresji (na przykładzie konurbacji katowickiej)*, Prace Naukowe Uniwersytetu Śląskiego, 1782, 199 s.
- Jankowski A.T., 1986, *Antropogeniczne zmiany stosunków wodnych na obszarze uprzemysłavianym i urbanizowanym (na przykładzie Rybnickiego Okręgu Węglowego)*, Prace Naukowe Uniwersytetu Śląskiego, 868, 278 s.
- Jokiel P., Kozuchowski K., 1989, *Zmiany wybranych charakterystyk hydroklimatycznych Polski w bieżącym stuleciu*, Dokumentacja Geograficzna, 6, 96 s.
- Matysik M., Absalon D., Ruman M., 2015, *Surface water quality in relation to land cover in agricultural catchments (Liswarta River basin case study)*, Polish Journal of Environmental Studies, 24 (1), 87-96, DOI: 10.15244/pjoes/26203
- Pettitt A.N., 1979, *A non-parametric approach to the change-point problem*, Journal of the Royal Statistical Society. Series C: Applied Statistics, 28 (2), 126-135, DOI: 10.2307/2346729
- Rowan F., Sweeney J., 2005, *Detection of possible change point in atmospheric variability in the North Atlantic and its effect on Scandinavian glacier mass balance*, International Journal of Climatology, 25 (14), 1819-1833, DOI: 10.1002/joc.1231

Beniamin WIEŻIK

Wyższa Szkoła Administracji w Bielsku-Białej

PRZEPŁYWY MAKSYMALNE RZEKI BIAŁEJ W OBRĘBIE AGLOMERACJI BIELSKIEJ

1. WSTĘP

Miasto Bielsko-Biała jako jeden ośrodek administracyjny powstało po II wojnie światowej, gdy 1 stycznia 1951 roku połączono dwa miasta Bielsko i Białą Krakowską, dla których wcześniej naturalną granicą była rzeka Biała. Rozwijający się przemysł włókienniczy i metalowy wzdłuż rzeki znacznie zbliżył osadnictwo do jej koryta. Wpłynęło to w istotny sposób na warunki przepływu w obrębie miasta poprzez regulację rzeki Białej i jej głównych dopływów: Białki, Straconki, Niwki, Olszówki, Kamieniczanki i potoku Starobielskiego.

Podstawowym problemem gospodarki wodnej w dorzeczu Białej, obok efektywnego wykorzystania zasobów wodnych, jest ochrona doliny rzecznej przed powodziami. W ostatnich latach powodują one coraz większe straty na skutek intensywnego zagospodarowania przestrzennego oraz rozwoju infrastruktury i budowy nowych obiektów komunikacyjnych.

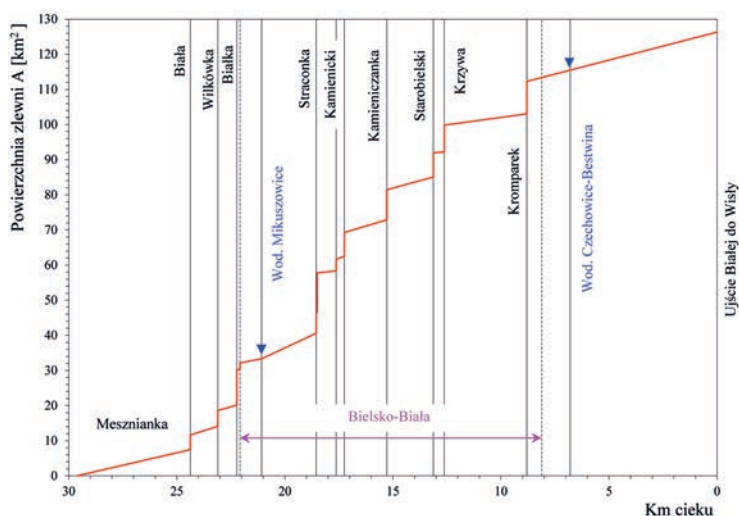
W dorzeczu Białej dominują powodzie opadowe, na które bezpośredni wpływ ma nie tylko wysokość, czas trwania i adwekcja opadu, ale również parametry fizyczno-geograficzne zlewni, jak: ukształtowanie terenu, gęstość sieci rzecznej, parametry hydrauliczne uregulowanego koryta cieku głównego i jego dopływów oraz pokrycie zlewni. Antropopresja związana z zabudową dolin rzek i potoków prowadzi do zmniejszenia naturalnej retencji, a straty powodziowe są obecnie większe przy niższych przepływach kulminacyjnych.

2. CHARAKTERYSTYKA HYDROMORFOLOGICZNA DORZECZA BIAŁEJ

Rzeka Biała jest prawobrzeżnym dopływem Wisły, do której uchodzi w km 35+000 w Czechowicach-Dziedzicach na wysokości 240 m n.p.m. Ciekim źródłowym rzeki Białej jest potok Mesznianka, który rozpoczyna swój bieg na północno-wschodnich stokach Klimczoka w Beskidzie Śląskim, na rzędnej 965 m n.p.m. Długość rzeki wynosi 29,6 km, a powierzchnia dorzecza 126,3 km².

Rzeka Biała w górnym biegu, do ujścia potoku Straconka w km 18+500, jest typowym ciekim górskim o bardzo dużym spadku i znacznej sile erozyjnej, zarówno wglębnej, jak i bocznej. Wąskie i głęboko wcięte koryta Białej i jej dopływów oraz gęsta sieć rzeczna, ukształtowana w utworach fliszowych, sprzyja formowaniu się gwałtownych wezbrań opadowych. W środkowym i dolnym odcinku charakter ciek zmienia się z erozyjnego w akumulacyjny i stopniowo staje się rzeką podgórską.

Charakterystyczną cechą dorzecza Białej jest stosunkowo mała szerokość doliny. W rejonie ujścia do Wisły wynosi ok. 2 km i utrzymuje się do przekroju w km 7+000, gdzie następuje stopniowe poszerzenie zlewni, dochodzące w rejonie Bielska-Białej w km 15+000 do ok. 10 km. Większymi prawobrzeżnymi dopływami Białej w obrębie aglomeracji bielskiej są potoki: Skleniec, Straconka, Niwka, Krzywa i Kromparek, a lewobrzeżnymi: Olszówka, Kamieniczanka, Kamienicki i Starobielski. Powyżej granicy Bielska-Białej dopływają do Białej Białka i Wilkówka. W tabl. 1 przedstawiono przyrost powierzchni zlewni rzeki Białej, który pokazano na profilu (rys. 1).



Rys. 1. Przyrost powierzchni dorzecza Białej

Tablica 1

Przyrost powierzchni dorzecza Białej

Dopływy Białej	Km cieku	Sumaryczna powierzchnia zlewni A [km ²]
Mesznianka	24+375	7,46
Biała	24+375	11,60
Wilkówka	23+100	18,61
Białka	22+225	30,22
Skleniec	22+075	32,10
Wod. Mikuszowice	21+270	32,57
Olszówka	18+550	46,45
Straconka	18+500	57,76
Potok Kamienicki	17+250	69,27
Kamieniczanka	15+275	81,46
Starobielski	13+125	91,98
Krzywa	12+625	99,83
Kromparek	8+800	112,29
Wod. Czechowice-Bestwina	6+930	117,96
Ujście Białej do Wisły	0+000	126,34

Pod względem klimatycznym dorzecze Białej należy do Okręgu Podgórskiego dzielnicy karpackiej. Charakteryzuje go krótki okres wegetacyjny, stosunkowo duża wysokość opadów oraz długie zaleganie pokrywy śnieżnej na stokach Beskidu Śląskiego i Małego. Średnia roczna wysokość opadu wynosi 1035 mm. Intensywne opady po wypełnieniu wszystkich form retencji zlewni, poprzez spływ powierzchniowy, kształtują przepływy w sieci koryt rzecznych, często stanowią zagrożenie dla zurbanizowanych terenów położonych niżej, przylegających do koryta Białej. Zjawisko powodzi przebiega w sposób gwałtowny. Spływ wód jest bardzo szybki, do czego przyczyniają się duże nachylenia zboczy doliny Białej i jej górskich dopływów: Mesznianki, Białki, Straconki i Niwki. Maksymalny opad i kulminacja pojawiają się często w tej samej dobie, co jest wynikiem superpozycji fal powodziowych rzeki głównej i jej dopływów.

W obrębie miasta od granicy południowej w km 22+100 do granicy północnej w km 8+120, czyli na długości prawie 14 km, powierzchnia zlewni wzrasta ponad 3-krotnie, z 30,05 km² do 113,50 km². Biała jest ciekiem kontrolowanym. Wcześniej istniało kilka posterunków wodowskazowych, na których systematycznie obserwowano stany wody i przepływy. Wyniki obserwacji były publikowane w rocznikach hydrologicznych. Obecnie górną część dorzecza Białej zamyka prze-

krój wodowskazowy Mikuszowice w km 21+270, który założono w 1927 roku. Materiały publikowane w rocznikach hydrologicznych to stany wody z lat 1927-1934, 1939-1940, 1946-1983 oraz pomiary natężenia przepływu z lat 1927-1930, 1950-1960, 1961-1983.

Poniżej granicy administracyjnej miasta znajduje się wodowskaz Czechowice-Bestwina. Wodowskaz został założony w 1956 roku w km 6+930. Materiały publikowane to stany wody z lat 1956-1983 oraz pomiary przepływu z roku 1957 oraz lat 1960-1983.

Żaden z dopływów Białej nie jest kontrolowany, co znacznie utrudnia ocenę potencjalnego zagrożenia powodziowego w aglomeracji bielskiej. Przepływy maksymalne roczne o założonym prawdopodobieństwie przewyższenia na tych potokach, na podstawie których określa się przepływy miarodajne i kontrolne, planowanych lub remontowanych obiektów budownictwa wodnego i komunikacyjnego oraz strefy zagrożenia powodziowego oblicza się ze wzorów empirycznych (Więzik 2013).

W dorzeczu małej Wisły w XX w. wystąpiło ok. 40 znaczących wezbrań i powodzi wywołanych intensywnymi opadami. Większość z nich pojawiła się w okresie od maja do lipca. Przyczyną największych powodzi w dorzeczu Białej w obszarze aglomeracji bielskiej były deszcze rozlewne, które występowały w górnej i środkowej części zlewni przez kilka dni z rzędu.

W ekstremalnych przypadkach maksymalne opady dobowe przekraczały 200 mm. Najwyższe opady zanotowano w dorzeczu Białej na stacji opadowej Klimczok; w dniach 23-27 lipca 1960 roku sumaryczny opad wynosił 327 mm, przy maksymalnym dobowym 181,8 mm oraz na stacji opadowej Wapienica Zapora, gdzie w dniach 20-22 sierpnia 1972 roku zarejestrowano opad o wysokości 395,6 mm, przy maksymalnym dobowym 275,1 mm.

W wyniku intensywnego zagospodarowania przestrzennego, regulacji rzeki Białej i jej głównych dopływów, budowy obwałowań, nastąpiła zmiana charakteru wezbrań. Zwiększyły się lokalnie prędkości przepływu, wzrosło tempo przemieszczania się fal powodziowych. Hydrogramy charakteryzuje większa koncentracja, która objawia się szybszym wznoszeniem fali oraz krótszym czasem jej trwania. Istniejąca infrastruktura komunikacyjna (liczne mosty i przepusty), zabudowa hydrotechniczna cieków oraz podejmowane działania w zakresie ochrony przeciwpowodziowej nie zapewniają bezpiecznego przejścia przepływów kulminacyjnych przez centrum miasta (Więzik 2013).

Analizując przepływy maksymalne w przekroju wodowskazowym Mikuszowice na rzece Białej stwierdzono, że największy przepływ kulminacyjny $73,5 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ wystąpił w 1970 roku, nieco mniejszy $63,5 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ pojawił się w 1972 roku. W 2010 roku przepływ maksymalny w przekroju wodowskazowym Mikuszowice był mniej-

szy i wynosił $56,0 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ (woda 10-letnia). Jednak już w przekroju wodowskazowym Czechowice-Bestwina przepływ maksymalny fali powodziowej określony przez Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej był ok. 10-krotnie wyższy i wynosił $517,0 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$. Po likwidacji w 1992 roku ważnego wodowskazu Bielsko-Biała trudno obecnie ocenić, jaki wpływ miały przepływy kulminacyjne potoków: Olszówka, Straconka, Kamieniczanka i Niwka na kształtowanie się fali powodziowej na Białej w rejonie śródmieścia.

W ekstremalnych warunkach może wystąpić superpozycja odpływów, gdy w miarę przemieszczania się kulminacji fali w rzece głównej sumują się maksymalne przepływy fal pochodzących z jej dopływów.

3. PRZEPŁYWY MAKSYMALNE ROCZNE O OKREŚLONYM PRAWDOPODOBIEŃSTWIE PRZEWYŻSZENIA

W zlewniach kontrolowanych, w których prowadzone są systematyczne pomiary hydrometryczne, przepływy maksymalne roczne o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia oblicza się, bazując na ciągu statystycznym przepływów maksymalnych w roku.

Przepływem maksymalnym rocznym jest przepływ kulminacyjny największego wezbrania spośród wszystkich, które wystąpiły w roku hydrologicznym (Ozga-Zielińska, Brzeziński 1997). Zbiór jednorodny przepływów maksymalnych rocznych z wielolecia tworzy szereg statystyczny, który jako próba losowa służy do estymacji parametrów modelu probabilistycznego.

W zlewniach niekontrolowanych dopływów Białej do obliczenia przepływów maksymalnych rocznych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia stosuje się formułę opadową (Stachý i in. 1998).

Wartości przepływów maksymalnych rocznych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia, obliczone metodą statystyczną, zależą w dużej mierze od zastosowanej metody estymacji parametrów rozkładu.

3.1. Estymacja parametrów metodą decyli

Maksymalne przepływy roczne $Q_{\max, p\%}$ o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia p ($p = P\{Q_{\max} \geq Q_{\max, p}\}$) najczęściej oblicza się ze wzoru opartego na rozkładzie Pearsona typu III (Kaczmarek 1970, Zasady ... 1969):

$$Q_{max, p\%} = Q_{max, 50\%} [1 + \Phi(s, p) c_v] \quad (1)$$

gdzie: $Q_{max, p\%}$ – przepływy maksymalne roczne o prawdopodobieństwie $p\%$ [$m^3 s^{-1}$]; $Q_{max, 50\%}$ – przepływ środkowy o prawdopodobieństwie $p = 50\%$ odczytany z krzywej empirycznej [$m^3 s^{-1}$]; $\Phi(s, p)$ – funkcja zależna od współczynnika skośności s i prawdopodobieństwa p ; c_v – współczynnik zmienności.

Serię przepływów maksymalnych rocznych $\{Q_{max, 1}, Q_{max, 2}, \dots, Q_{max, N}\}$ należy uporządkować malejąco: $\{Q_{max, (1)} \geq Q_{max, (2)} \geq \dots \geq Q_{max, (N)}\}$. Dla każdej wartości szeregu czasowego $Q_{max, (i)}$, $i = 1, 2, \dots, N$, uporządkowanego malejąco, należy obliczyć prawdopodobieństwo empiryczne p_i ze wzoru:

$$p_i = \frac{i}{N+1} 100 \quad i = 1, 2, \dots, N \quad (2)$$

gdzie: i – numer wartości $Q_{max, (i)}$, w uporządkowanej serii danych; N – liczba wyrazów szeregu statystycznego.

Punkty o współrzędnych $(p_i, Q_{max, (i)})$ nanosi się zwykle na pearsonowską podziałkę prawdopodobieństwa i wyrównuje odręcznie. Z empirycznej krzywej prawdopodobieństwa odczytuje się decyle: $Q_{max, 10\%}, Q_{max, 50\%}, Q_{max, 90\%}, Q_{max, 100\%}$.

Współczynnik zmienności c_v oblicza się z równania:

$$c_v = \frac{Q_{max, 10\%} - Q_{max, 50\%}}{2 Q_{max, 50\%}} \quad (3)$$

Współczynnik skośności s określa się z odpowiedniej tabeli (*Metodyka...* 2009) na podstawie obliczonej wartości x :

$$x = \frac{c_v \cdot Q_{max, 50\%}}{Q_{max, 50\%} - Q_{max, 100\%}} \quad (4)$$

Do testowania hipotezy, że prawdziwym rozkładem zmiennej losowej Q_{max} jest rozkład Pearsona typ III, stosuje się najczęściej test Kołmogorowa. Przepływy z obliczonym prawdopodobieństwem empirycznym powinny układać się wokół krzywej teoretycznej tak, by maksymalna różnica między prawdopodobieństwem empirycznym i teoretycznym spełniała warunek testu Kołmogorowa. Maksymalna wartość różnicy prawdopodobieństwa D_{max} odczytana z wykresu między krzywą teoretyczną i empiryczną musi być mniejsza od statystyki λ_K :

$$D_{max} = \max_{i=1, 2, \dots, N} \{D_i\} < \lambda_K \quad (5)$$

$$\text{gdzie: } \lambda_K = \frac{136}{\sqrt{N}} \quad (6)$$

Wartości przepływu maksymalnego obliczone na podstawie statystycznej serii obserwacyjnej są obarczone błędem. Dla przepływów maksymalnych rocznych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia (dla $p \geq 50\%$) oblicza się średni błąd $\sigma(Q_{\max, p\%})$ ze wzoru:

$$\sigma(Q_{\max, p\%}) = F(s, p) \frac{c_v \cdot Q_{\max, 50\%}}{\sqrt{N}} \quad (7)$$

gdzie: $F(s, p)$ – funkcja określona w zależności od wartości współczynnika skośności s .

Dla przyjętego poziomu istotności α i określonej wartości t_α przepływy maksymalne roczne o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia na górnej granicy przedziału ufności (dla $p \geq 50\%$) oblicza się ze wzoru:

$$Q_{\max, p\%}^{ta} = Q_{\max, p\%} + t_\alpha \cdot \sigma(Q_{\max, p\%}) \quad (8)$$

gdzie: $Q_{\max, p\%}^{ta}$ – przepływ maksymalny na górnej granicy przedziału ufności [$\text{m}^3 \text{s}^{-1}$]; t_α – wartość zależna od poziomu istotności α ; $\sigma(Q_{\max, p\%})$ – średni błąd oszacowania [$\text{m}^3 \text{s}^{-1}$].

3.2. Estymacja parametrów metodą największej wiarygodności

Maksymalne przepływy roczne $Q_{\max, p\%}$ o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia p , jeżeli do estymacji parametrów rozkładu Pearsona typu III stosuje się metodę największej wiarygodności, oblicza się ze wzoru (Kaczmarek 1970):

$$Q_{\max, p\%} = \varepsilon + \frac{1}{\alpha} t_p(\lambda) \quad (9)$$

gdzie: ε – dolne ograniczenie przepływów [$\text{m}^3 \text{s}^{-1}$]; α – parametr skali; λ – parametr kształtu; $t_p(\lambda)$ – zmienna standaryzowana.

Wartość ε dolnego ograniczenia jest określona zwykle metodą graficzną z wyrównanej krzywej empirycznej dla prawdopodobieństwa przewyższenia $p = 100\%$.

Dla znanej wartości dolnego ograniczenia ε oblicza się nową zmienną losową X_i ze wzoru:

$$X_i = Q_{\max_i} - \varepsilon \quad (10)$$

Pomocniczą wartość parametru A_λ określa się z równania:

$$A_\lambda = \ln X_{i_{gr}} - \frac{\sum_{i=1}^N \ln X_i}{N} \quad (11)$$

Parametry α i λ rozkładu Pearsona typu III są estymowane metodą największej wiarygodności:

$$\lambda = \frac{1 + \sqrt{1 + \frac{3}{4} A_\lambda}}{4A_\lambda} \quad (12)$$

$$\alpha = \frac{\lambda}{X_{i_{gr}}} \quad (13)$$

Do testowania hipotezy, że prawdziwym rozkładem zmiennej losowej Q_{max} jest rozkład Pearsona typ III, stosuje się również test Kołmogorowa. Wartość maksymalnego odchylenia krzywej teoretycznej i empirycznej porównuje się ze statystyką λ_K .

Średni błąd oszacowania $\sigma(Q_{max,p\%})$ oblicza się z równania (14), a wartości przepływu maksymalnego rocznego o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia (dla $p \geq 50\%$) na górnej granicy przedziału ufności przedstawiono w tabl. 2:

$$\sigma(Q_{max,p\%}) = \varphi(p, \lambda) \frac{1}{\alpha \sqrt{N}} \quad (14)$$

gdzie: $\varphi(p, \lambda)$ – funkcja określona na podstawie prawdopodobieństwa p i wartości parametru kształtu λ .

Przepływy maksymalne roczne o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia w przekrojach wodowskazowych Mikuszowice i Czechowice-Bestwina na Białej obliczono metodą statystyczną, stosując obydwie metody estymacji parametrów. Wyniki obliczeń zestawiono w tabl. 2 i 3 i pokazano na rys. 2-5.

W rejonie wodowskazu Mikuszowice koryto Białej jest uregulowane. Maksymalny przepływ, który mieści się w korycie wynosi $Q = 76 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$. W przypadku zastosowania do estymacji parametrów rozkładu Pearsona typu III metody największej wiarygodności, odpowiada on przepływowi maksymalnemu rocznemu o prawdopodobieństwie przewyższenia $p = 1,7\%$. Stosując metodę decyli estymacji parametrów, prawdopodobieństwo zwiększa się do $p = 3,4\%$. Zatem woda pojawiająca się średnio raz na 30 lat nie mieści się w korycie Białej.

Tablica 2

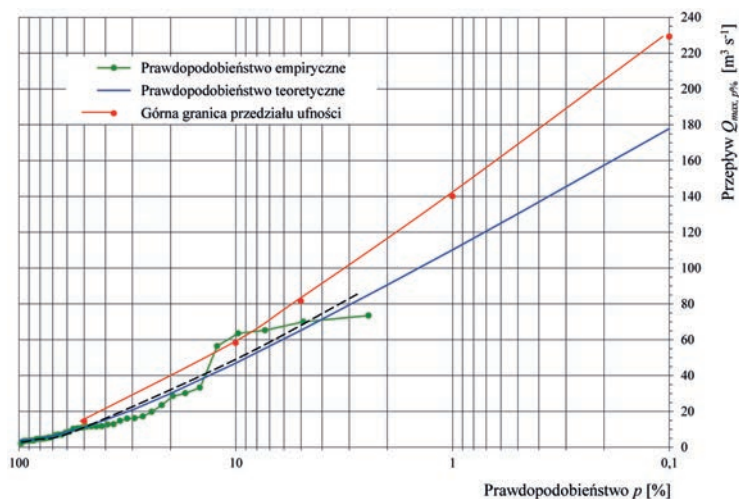
**Przepływy maksymalne roczne o określonym prawdopodobieństwie
przewyższenia – Rzeką Białą – wodowskaz Mikuszowice**

Prawdopod. p [%]	Metoda decyli		Metoda największej wiarygodności	
	Przepływ maksymalny $Q_{max, p\%}$ [$m^3 s^{-1}$]	Przedział ufności $Q_{max, p\%} + t_{\alpha} \sigma$ [$m^3 s^{-1}$]	Przepływ maksymalny $Q_{max, p\%}$ [$m^3 s^{-1}$]	Przedział ufności $Q_{max, p\%} + t_{\alpha} \sigma$ [$m^3 s^{-1}$]
0,1	178	229	129	160
1	110	140	86	106
2	91		73	89
5	65	82	56	
10	47	58	43	52
20	30		30	37
30	21		23	
50	11	14	14	17
70	6,2		7,8	
80	4,8		5,6	
90	4,1		2,8	
99	3,9		2,1	

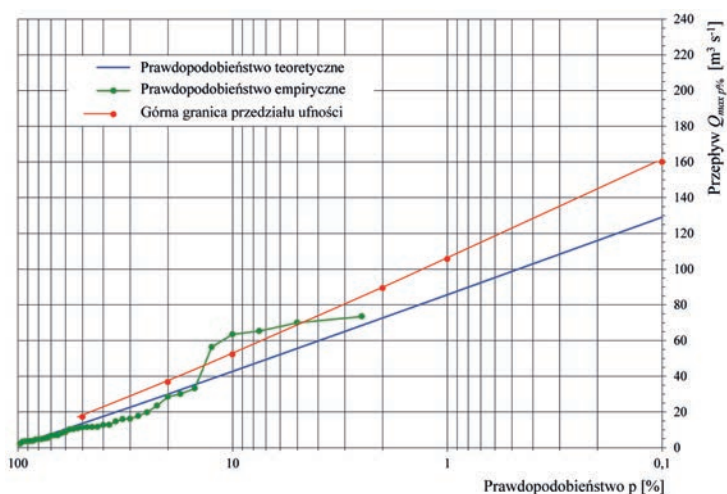
Istotnie zmieniają się przepływy wykorzystywane do wyznaczenia stref zagrożenia i ryzyka powodziowego w aglomeracji bielskiej. Przepływ o prawdopodobieństwie przewyższenia $p = 1\%$ wynosi $Q_{max, p1\%} = 110 m^3 s^{-1}$, stosując do estymacji parametrów metodę decyli i tylko $Q_{max, p1\%} = 86 m^3 s^{-1}$, przy wykorzystaniu metody największej wiarygodności. Przepływy o prawdopodobieństwie przewyższenia $p = 10\%$ mają podobne wartości (tabl. 2).

Poważny problem stanowi przejście fali powodziowej przez śródmieście Bielska-Białej, poniżej ujścia potoku Niwka. Zwężenie koryta pod mostami i niewielki spadek zwierciadła wody spiętrzonej stopniami regulacyjnymi powoduje poważne zagrożenie powodziowe. Uregulowane koryto rzeki w centrum miasta może pomieścić jedynie przepływ równy $Q = 120 m^3 s^{-1}$, jest to maksymalny przepływ roczny o prawdopodobieństwie przewyższenia $p = 5\%$ (pojawiający się średnio raz na 20 lat). Rozwiązaniem problemu może być zmiana regulacji rzeki przez zastąpienie stopni regulacyjnych kaskadą niższych progów stabilizujących dno i zwiększających spadek zwierciadła wody.

Różnice w przepływach maksymalnych rocznych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia występują również w przekroju wodowskazowym Czechowice-Bestwina (tabl. 3).



Rys. 2. Krzywa przepływów maksymalnych rocznych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia w przekroju wodowskazowym Mikuszowice (estymacja parametrów metodą decyli)



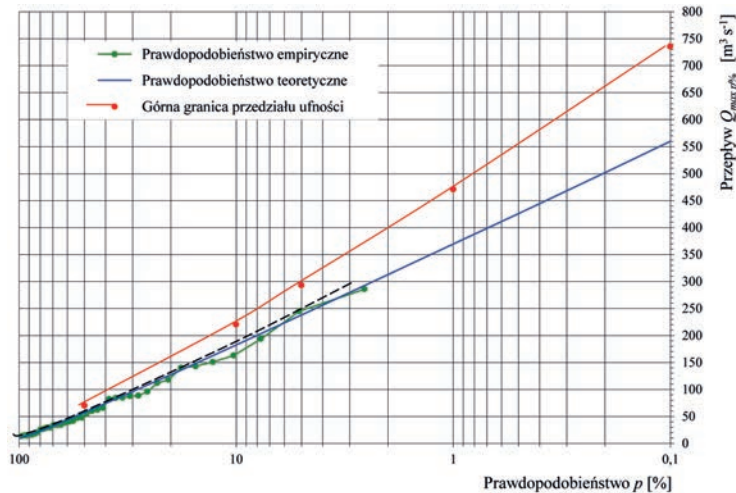
Rys. 3. Krzywa przepływów maksymalnych rocznych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia w przekroju wodowskazowym Mikuszowice (estymacja parametrów metodą największej wiarygodności)

Przepływ maksymalny roczny o prawdopodobieństwie przewyższenia $p = 1\%$ jest również wyższy, gdy do estymacji parametrów rozkładu zostanie zastosowana metoda decyli – $Q_{max, p1\%} = 369 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ od wartości $Q_{max, p1\%} = 326 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ w przypadku metody największej wiarygodności.

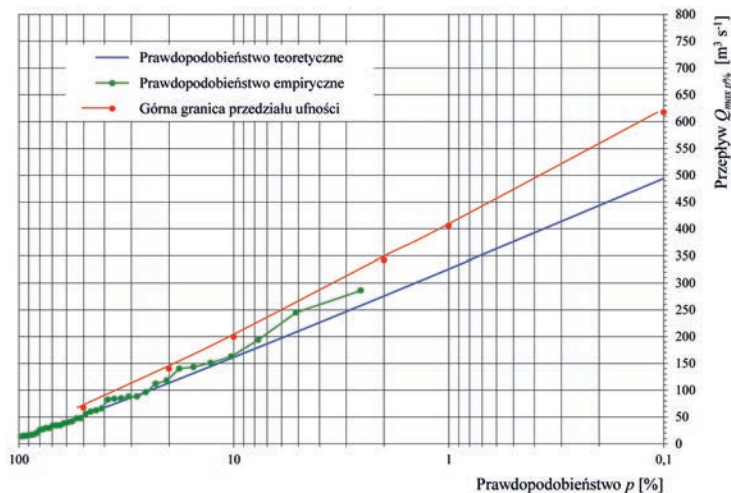
Tablica 3

Przepływy maksymalne roczne o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia – Rzeka Biała – wodowskaz Czechowice-Bestwina

Prawdopod. p [%]	Metoda decyli		Metoda największej wiarygodności	
	Przepływ maksymalny $Q_{max, p\%}$ [$m^3 s^{-1}$]	Przedział ufności $Q_{max, p\%} + t_a \cdot \sigma$ [$m^3 s^{-1}$]	Przepływ maksymalny $Q_{max, p\%}$ [$m^3 s^{-1}$]	Przedział ufności $Q_{max, p\%} + t_a \cdot \sigma$ [$m^3 s^{-1}$]
0,1	560	735	494	617
1	369	471	326	405
2	313		276	342
5	238	293	210	
10	183	220	161	199
20	127		113	140
30	96,2		86,1	
50	57,0	70,2	53,0	67,4
70	32,1		32,5	
80	23,0		25,0	
90	15,6		16,0	
99	10,8		13,8	



Rys. 4. Krzywa przepływów maksymalnych rocznych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia w przekroju wodowskazowym Czechowice-Bestwina (estymacja parametrów metodą decyli)



Rys. 5. Krzywa przepływów maksymalnych rocznych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia w przekroju wodowskazowym Czechowice-Bestwina (estymacja parametrów metodą największej wiarygodności)

4. WNIOSKI

Na podstawie analizy przepływów maksymalnych w przekrojach wodowskazowych Mikuszowice powyżej aglomeracji bielskiej i Czechowice-Bestwina na Białej – poniżej, sformułowano następujące wnioski:

1. Wartości obliczonych przepływów maksymalnych rocznych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia w dużej mierze zależą od zastosowanej metody estymacji parametrów rozkładu probabilistycznego.
2. Zarządzeniem nr 57 dyrektora IMGW-PIB z dnia 20.10.2011 roku zalecana jest metodyka opracowywania przepływów maksymalnych rocznych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia, w ramach której do estymacji parametrów rozkładu prawdopodobieństwa stosowana jest metoda największej wiarygodności. Obliczone za jej pomocą przepływy maksymalne roczne o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia w obydwóch badanych przekrojach wodowskazowych dają wartości mniejsze od metody, w której zastosowano do estymacji parametrów metodę decyli.
3. Przy zastosowaniu do estymacji parametrów metody największej wiarygodności należy szczegółowo przeanalizować i zweryfikować najniższe przepływy maksymalne roczne w szeregu statystycznym. Najmniejszy przepływ obserwowany decyduje o często subiektywnej wartości dolnego ograniczenia przepływów ε .

4. Przy stosowaniu do estymacji parametrów metody największej wiarygodności, obliczone przepływy o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia są niższe, tym samym zasięg stref zagrożenia i ryzyka powodziowego w obrębie aglomeracji bielskiej jest mniejszy.
5. Należy podjąć kompleksowe badania, przy zastosowaniu współczesnych metod pomiarowych i obliczeniowych, w celu wyeliminowania błędów pojawiających się przy obliczaniu przepływów maksymalnych prawdopodobnych.

MAXIMUM FLOWS OF THE BIAŁA RIVER WITHIN THE BIELSKO AGGLOMERATION

Summary

The main problem of water management in the basin of the Biała River, next to the efficient use of water resources, is the protection of the river valley against flood. In recent years, because of intensive land development, infrastructure development and construction of new transportation facilities, higher losses are generated by lower maximum flows. Calculated maximum annual flows of a given exceedance probability depend not only on properly estimated peak flows, but also on the choice of the estimation method of the probabilistic model parameters. The article compares the maximum annual flows of the Biała River at the Mikuszowice water gauge cross-section calculated by methods of deciles and maximum likelihood.

BIBLIOGRAFIA

- Kaczmarek Z., 1970, *Metody statystyczne w hydrologii i meteorologii*, Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Warszawa, 312 s.
- Ozga-Zielińska M., Brzeziński J., 1994, *Hydrologia stosowana*, Wydawnictwo Naukowe, PWN, Warszawa, 323 s.
- Stachý J., Fal B., Czarnecka H., 1998, *Obliczanie przepływów maksymalnych rocznych o określonym prawdopodobieństwie*, IMGW, Warszawa
- Więzik B., 2013, *Wpływ obiektów regulacyjnych rzeki Białej na transformację fali powodziowej*, Monografia Wyższej Szkoły Administracji w Bielsku-Białej
- Zasady obliczania największych przepływów rocznych o określonym prawdopodobieństwie pojawienia się przy projektowaniu obiektów inżynierskich i urządzeń technicznych gospodarki wodnej w zakresie budownictwa hydrotechnicznego*, 1969, Wydawnictwo CUGW, Warszawa

Metodyka obliczania przepływów i opadów maksymalnych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia dla zlewni kontrolowanych i niekontrolowanych oraz identyfikacji modeli transformacji opadu w odpływ, 2009, Stowarzyszenie Hydrologów Polskich, Warszawa, dostępne online: www.nfosigw.gov.pl/download/gfx/nfosigw/pl/nfoekspertyzy (09.08.2016)

Katarzyna PIERZGA

Hydromodel Pracownia Dokumentacji Hydrologicznych i Środowiskowych

Elżbieta JAROSIŃSKA

Politechnika Krakowska, Wydział Inżynierii Środowiska

**SZACOWANIE PRZEPŁYWÓW PROJEKTOWYCH
PRZEZ MODELOWANIE WIELU HIPOTETYCZNYCH
ZDARZEŃ OPADOWYCH W ZLEWNI CZĘŚCIOWO
ZURBANIZOWANEJ**

1. WSTĘP

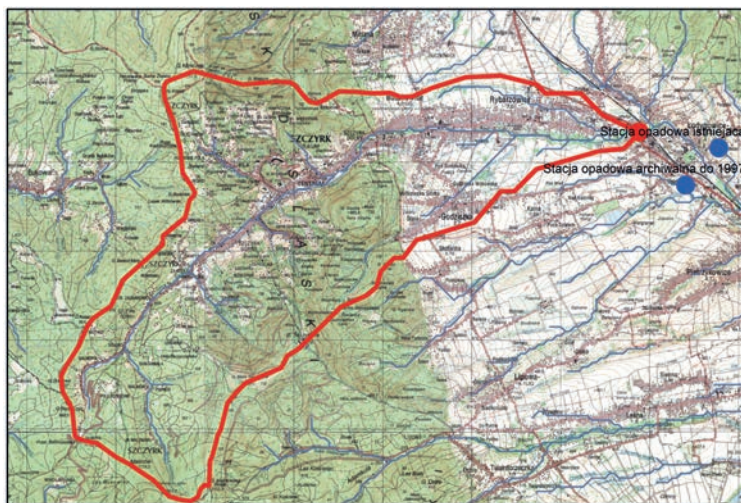
Według prognoz zmiany klimatu (SPA 2013) i obserwowany przyspieszony proces uszczelniania zlewni (KPZK 2012) wyraźnie przyczynią się do niekorzystnych zmian w stosunkach wodnych w Polsce do roku 2030. Jak zauważa Kowalczak (2011) zmiany zagospodarowania przestrzennego i związana z nimi urbanizacja powinny być postrzegane jako główna przyczyna powodzi. Dodatkowo zmienny charakter deszczu na ulewny (powyżej 20 mm/dobę) może być bardziej odczuwalny na południu Polski. Biorąc pod uwagę powyższe fakty oraz coraz większe oczekiwania projektantów odnośnie do znajomości wartości przepływów projektowych, celowe staje się poszukiwanie nowych metod szacowania przepływów prawdopodobnych.

Z tych powodów autorki podjęły wyzwanie opracowania nowego podejścia do szacowania przepływów prawdopodobnych, opartego na generowaniu wielu zdarzeń opadowych – metody MESEF (ang. *Multi-Event Simulation of Extreme Flood*). Dla prezentowanego podejścia zrealizowana została już pierwsza praca w zlewni

o charakterze naturalnym, której wyniki wskazują na celowość dalszych badań (Jarosińska, Pierzga 2015). Wartości $Q_{max,p}$ uzyskane z metody MESEF porównano z wartościami $Q_{max,p}$ z metody bezpośredniej (statystycznej), a także potwierdzono niewystarczalność powszechnie stosowanych pośrednich metod szacowania przepływów prawdopodobnych. Wyniki metody MESEF okazały się zadowalające. Zachęcone tym faktem autorki w obecnym artykule podjęły próbę dodatkowej weryfikacji metody MESEF w zlewni częściowo zurbanizowanej – Żylicy.

2. OBSZAR BADAŃ

Zlewnia Żylicy położona jest w południowej Polsce w obrębie dorzecza Soły i Wisły. Zgodnie z podziałem fizycznogeograficznym Polski leży w obrębie: prowincji Karpaty (51), podprowincji Zewnętrzne Karpaty Zachodnie (561), makroregionu Beskidy Zachodnie (513.4-5), mezoregionów: Beskid Śląski (513.45), Beskid Mały (513.47) i Kotliny Żywieckiej (513.46) (Janus i in. 2009). Swój początek bierze na stokach Malinowskiej Skały na wysokości 1050 m n.p.m., a uchodzi na wysokości 342 m n.p.m. do Jeziora Żywieckiego. Jej długość wynosi 21,8 km, a powierzchnia zlewni do ujścia wynosi 101,6 km². Średni spadek doliny wynosi 56,8‰. Średnia roczna suma opadów atmosferycznych wynosi: 800 mm w dolnych partiach zlewni w Łodygowicach, 1200 mm w Szczyrku i powyżej 1300 mm w najwyższych leżących partiach zlewni. Jak podaje Janus i in. (2009) zlewnia Żylicy zamieszkiwana jest przez ok. 30 000 osób, ale z uwagi na turystyczny charakter regionu, przebywająca



Rys. 1. Żylica do przekroju wodowskazowego Łodygowice ze stacją opadową Łodygowice

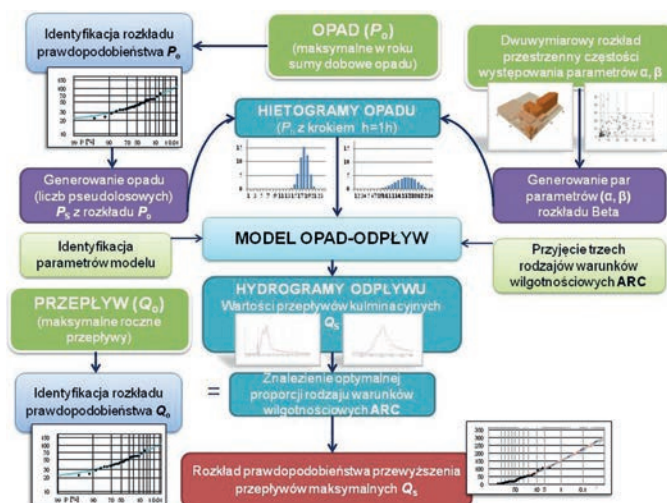
w nim liczba turystów w ciągu roku jest ponad dwukrotnie większa. Na stokach górskich lasy wciąż mają największy udział w zagospodarowaniu terenu, ale ich powierzchnia sukcesywnie się zmniejsza. W niższych partiach zlewni dominują pola uprawne i nieużytki.

Położenie i sposób zagospodarowania zlewni Żylicy mają wpływ na kształtowanie się spływu wód powierzchniowych do rzek, który jest przyspieszany z powodu m.in. znacznego udziału powierzchni zabudowanych (coraz większy udział zabudowy mieszkaniowej w wyższych partiach górskich), zabudowy hydrotechnicznej koryt potoków oraz wylesiania górnych partii zlewni. To z kolei ma wpływ na zagrożenie powodziowe.

Do weryfikacji metody MESEF wybrana została zlewnia Żylicy, wyznaczona do przekroju wodowskazowego Łodygowice, o powierzchni 52,56 km² (rys. 1). Z uwagi na zmniejszający się w niej udział powierzchni leśnych na korzyść zabudowy mieszkaniowej została uznana za zlewnię częściowo zurbanizowaną.

3. METODA MESEF

Metoda MESEF opiera się na założeniu, że modelowanie opad-odpływ powtórzone dla wielu zdarzeń opadowych, pochodzących z rozkładu maksymalnych w roku sum dobowych opadu P_o , pozwoli otrzymać rozkład prawdopodobieństwa przewyższenia przepływów maksymalnych symulowanych Q_s , odpowiadający rozkładowi prawdopodobieństwa przepływów obserwowanych Q_o (Jarosińska, Pierzga

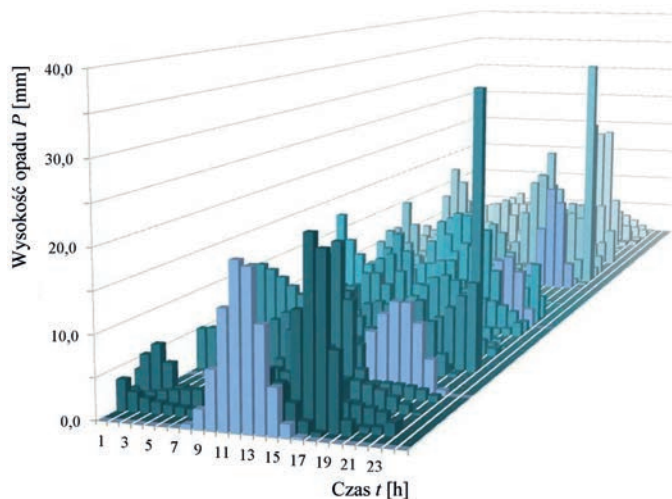


Rys. 2. MESEF – schemat działania metody (źródło: opracowanie własne)

2015). Rozkład prawdopodobieństwa przepływów maksymalnych symulowanych opracowany został w oparciu na uzyskanych z modelowania wartościach przepływów kulminacyjnych. Przyjęto również założenie dotyczące dezagregacji opadu. Do rozkładu każdej maksymalnej w roku sumy dobowej opadu na wartości godzinowe wykorzystano rozkład beta z parametrami α , β . Wartości tych parametrów zostały losowo wygenerowane z ustalonego wcześniej, opartego na danych pomiarowych, dwuwymiarowego rozkładu parametrów α , β . Metoda MESEF zakłada przeprowadzenie modelowania opad-odpływ dla wszystkich rodzajów warunków ARC (ang. *Antecedent Runoff Conditions*) w zlewni (Hawkins i in. 2009). Schemat działania metody MESEF przedstawiono na rys. 2.

3.1. Generowanie opadu

Dane opadowe stanowił ciąg maksymalnych rocznych sum dobowych opadu P_o z okresu 25 lat (1972-1996) ze stacji opadowej Łodygowice. Stwierdzono, że dane te podlegają trójparametrowemu rozkładowi Weibulla o parametrach: $\alpha = 1,4294$, $\beta = 28,481$ i $\gamma = 18,915$, z którego wygenerowano liczby pseudolosowe P_s , reprezentujące zdarzenia opadowe. Każde zdarzenie opadowe zostało rozłożone na wartości godzinowe P_h wg przyjętego rozkładu beta (Więzik 2010), o losowo wygenerowanych parach parametrów (α, β) , innych dla każdego zdarzenia opadowego (Pierzga, Jarosińska 2014).



Rys. 3. Przykład 100 wygenerowanych hietogramów maksymalnych w roku sum dobowych opadu, rozłożonych na wartości godzinowe (źródło: opracowanie własne)

Parametry (α , β) generowane były z dwuwymiarowego rozkładu częstości występowania obu parametrów, opracowanego na podstawie danych pomiarowych dla Krakowa z wielolecia 1961-1985. W konsekwencji z generatora opadu uzyskano hietogramy opadu z godzinowym krokiem czasowym, reprezentujące różne sumy dobowe opadu oraz różny rozkład czasowy opadu w ciągu doby (rys. 3).

3.2. Modelowanie opad-odpływ

Do modelowania odpływu ze zlewni Żylicy do przekroju Łodygowice wykorzystano model HEC-HMS (ang. *Hydrologic Modeling System*) w wersji 3.5 (Scharffenberg, Fleming 2010).

Wejście do modelu stanowiły wygenerowane hietogramy opadu. Do transformacji opadu całkowitego w opad efektywny wykorzystano model SCS CN, a do transformacji opadu efektywnego w odpływ – model SCS UH (ang. *Unit Hydrograph*).

Do kalibracji i weryfikacji parametrów modelu posłużyły dane opadowe ze stacji opadowej Łodygowice oraz trzy hydrogramy powodziowe ze stacji wodowskazowej Łodygowice z lat 2006, 2007 i 2008.

Każde zdarzenie opadowe było modelowane dla trzech rodzajów warunków tworzenia się odpływu ARC: suchych (ARC I), przeciętnych (ARC II) i wilgotnych (ARC III), występujących w modelowanej zlewni przed wystąpieniem opadu. Z otrzymanych hydrogramów wyjściowych odczytano wartości kulminacyjne Q_s dla każdego ARC, tj. Q_{s_I} , $Q_{s_{II}}$ i $Q_{s_{III}}$.

3.3. Rozkłady prawdopodobieństwa przewyższenia przepływów maksymalnych Q_o i Q_s

Założono, że rozkład prawdopodobieństwa przepływów obserwowanych Q_o (dane z wielolecia 1972-2011, wodowskaz Łodygowice) stanowi rozkład rzeczywisty i dążono do tego, aby dane symulowane Q_s dały maksymalną zgodność z tym rozkładem, dla optymalnej proporcji rodzaju warunków tworzenia się odpływu ARC w zlewni Żylicy.

Stwierdzono, że dane rzeczywiste podlegają dwuparametrowemu rozkładowi lognormalnemu o parametrach: $\sigma = 0,70071$, $\mu = 2,532$, stąd w kolejnym etapie poszukiwana była optymalna proporcja warunków ARC.

3.3.1. Poszukiwanie optymalnej proporcji warunków ARC

Z każdego 100-elementowego zbioru przepływów: Q_{s_I} , $Q_{s_{II}}$ i $Q_{s_{III}}$ losowano odpowiednią liczbę wartości, tworząc w rezultacie 100-elementowe ciągi losowo wymieszanych ze sobą wartości przepływów dla różnego rodzaju warunków ARC. Losowania dokonano dla 38 możliwych kombinacji, tworząc w ten sposób 38 100-elementowych ciągów wartości przepływów. Dla przykładu kombinacja 1-2-0 oznacza, że ze zbioru Q_{s_I} wylosowano 33 wartości, co stanowi 1/3 elementów całego ciągu, a ze zbioru $Q_{s_{II}}$ wylosowano 67 wartości, co stanowi pozostałe 2/3 elementów całego ciągu. W tym przypadku ze zbioru $Q_{s_{III}}$ nie wylosowano żadnej wartości przepływu.

Wszystkie utworzone ciągi Q_{sci} poddano badaniu zgodności z teoretycznym rozkładem prawdopodobieństwa dla danych obserwowanych Q_o . Dopasowanie obu rozkładów oceniano za pomocą trzech testów zgodności: Kołmogorowa-Smirnowa (K-S), Andersona-Darlinga (A-D) i χ^2 Pearsona ($\chi^2 P$) (tabl. 1), przy czym im mniejsze były wartości statystyk testowych, tym lepsze dopasowanie do rozkładu teoretycznego. Za najlepiej dopasowany do teoretycznego rozkładu prawdopodobieństwa przepływów Q_o ciąg danych zostanie wybrany ten, którego wartości statystyk testowych będą najmniejsze.

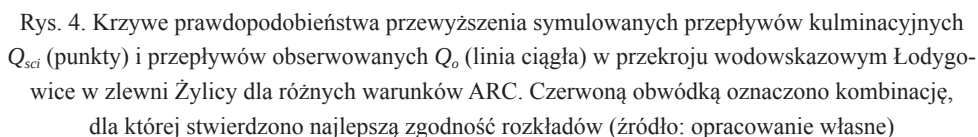
Wyniki testów jednoznacznie wskazują na to, że w żadnym z 38 rozpatrywanych przypadków nie zdarzyło się, by jednocześnie trzy lub dwa testy potwierdziły zgodność rozkładów dla którejkolwiek kombinacji. Jedynie test (K-S) potwierdził zgodność obu rozkładów dla trzech kombinacji: 1-1-0 (1,34), 2-0-1 (1,23) i 3-2-0 (1,30), natomiast testy A-D i $\chi^2 P$ nie potwierdziły tej zgodności w żadnym z rozpatrywanych przypadków. Jednocześnie zauważono, że wartości testów A-D i $\chi^2 P$ dla kombinacji 1-1-0 i 3-2-0 są najmniejsze spośród 38 wartości zarówno w A-D, jak i $\chi^2 P$.

W rezultacie przyjęto, że optymalna proporcja rodzaju warunków ARC zostanie wybrana na bazie najmniejszej z wartości statystyk testu K-S. Stąd przyjęto, że wartości przepływów symulowanych dla optymalnych warunków ARC, tj. 3-2-0 w zlewni Żylicy, wykazują najlepsze dopasowanie do danych obserwowanych (rys. 4). Natomiast optymalne warunki ARC, z których pochodzą wartości przepływów symulowanych, to w 60% warunki suche (ARC I) i w 40% warunki przeciętne (ARC II). W tym przypadku warunki wilgotne (ARC III) nie miały wpływu na wartości przepływów symulowanych w zlewni.

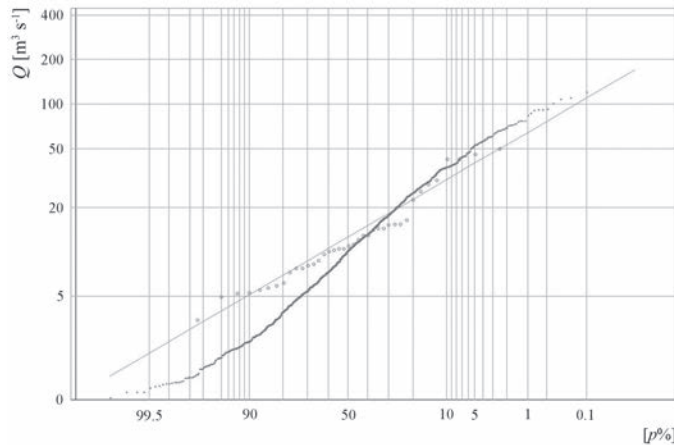
Tablica 1

Wartości statystyk testów zgodności rozkładów: Kolmogorowa-Smirnowa (K-S), Andersona-Darlinga (A-D) i χ^2 Pearsona ($\chi^2 P$) dla 100-elementowych kombinacji Q_{sci} , kolor szary oznacza, że test nie odrzucił danej kombinacji (źródło: opracowanie własne)

i	Kombinacje Q_{sci} , gdzie $i = 1, \dots, 38$	K-S	K-S _{kryt.}	A-D	A-D _{kryt.}	$\chi^2 P$	$\chi^2_{kryt.} P$
1	1-0-0	3,30	1,36	38,03	2,50	101,20	16,92
2	0-1-0	2,25		13,1674		51,00	
3	0-0-1	5,03		94,17		239,000	
4	1-1-0	1,34		5,29		23,60	
5	1-0-1	2,71		26,32		79,00	
6	0-1-1	4,59		75,76		216,80	
7	0-1-2	4,65		79,19		214,80	
8	0-2-1	3,59		41,95		113,80	
9	1-0-2	3,64		46,78		135,60	
10	1-1-1	2,45		20,29		65,60	
11	1-2-0	1,76		8,82		34,60	
12	2-0-1	1,23		9,47		28,80	
13	2-1-0	1,60		8,11		29,00	
14	0-1-3	5,08		97,47		264,60	
15	0-3-1	3,65		42,69		124,00	
16	1-0-3	4,14		65,19		177,60	
17	1-1-2	3,78		49,61		147,00	
18	1-2-1	2,86		27,99		84,20	
19	1-3-0	2,16		12,95		45,20	
20	2-1-1	1,96		13,84		44,00	
21	3-0-1	1,43		10,51		30,40	
22	3-1-0	1,78		10,30		36,00	
23	0-1-4	5,01		94,73		255,00	
24	0-2-3	4,55		74,88		213,60	
25	0-3-2	3,99		53,95		156,20	
26	0-4-1	3,35		32,72		98,60	
27	1-0-4	4,31		69,64		188,40	
28	1-1-3	4,02		56,24		171,60	
29	1-2-2	3,35		37,82		111,60	
30	1-3-1	2,76		23,59		74,20	
31	1-4-0	2,25		12,60		44,40	
32	2-0-3	3,21		35,55		110,60	
33	2-1-2	2,61		24,261		78,00	
34	2-2-1	1,96		13,05		44,60	
35	2-3-0	1,54		7,20		30,40	
36	3-0-2	1,71		13,92		44,00	
37	3-1-1	1,33		9,84		33,20	
38	3-2-0	1,30		5,84		25,00	



Dla optymalnej proporcji rodzaju warunków ARC (3-2-0), wyznaczonych dla zlewni Żylicy do przekroju Łodygowice, utworzono krzywą prawdopodobieństwa



Rys. 5. Empiryczna – dane obserwowane (kółeczka), teoretyczna – dane generowane (linia cienka) i MESEF₍₃₋₂₋₀₎ (linia pogrubiona) krzywa prawdopodobieństwa przewyższenia przepływów kulminacyjnych Q

przewyższenia Q_s . W tym celu z rozkładu Weibulla wygenerowano 1000 liczb pseudolosowych P_s , reprezentujących zdarzenia opadowe. Każde z nich rozłożono na wartości godzinowe P_h i dla każdego z nich wygenerowano parę parametrów (α, β) . W ten sposób otrzymano 1000 hietogramów opadu z godzinowym krokiem czasowym, stanowiące wejście do modelu.

Z otrzymanych hydrogramów wyjściowych odczytane zostały wartości kulminacyjne Q_s zgodnie z optymalną proporcją warunków ARC (3-2-0), tj. 60% $Q_{s,I}$ i 40% $Q_{s,II}$.

W konsekwencji porównano wartości kwantyli symulowanych Q_s z wartościami kwantyli obserwowanych Q_o dla zadanych wartości prawdopodobieństw p (rys. 5).

4. PORÓWNANIE KWANTYLI POWODZIOWYCH Q_p

Wartości kwantyli Q_p uzyskane z metody MESEF (dla optymalnych warunków ARC 3-2-0) porównano z wartościami kwantyli uzyskanymi z metody bezpośredniej statystycznej (MS). Podobnie wartości kwantyli Q_p , uzyskane z metody MS, porównano z wartościami kwantyli Q_p , otrzymanymi z powszechnie stosowanej pośredniej metody szacowania przepływów prawdopodobnych – równania regresji (REG).

Zaobserwowano, że kwantyle uzyskane z metody MESEF nieznacznie przewyższają wartości kwantyli otrzymanych z metody SM (dla $p \geq 20\%$), a jedynie dla $p = 30$ i 50% są nieznacznie niższe. Ponadto błąd względny (dla przyjętych wartości p) mieści się w zakresie 0,9-33,6%.

Tablica 2

Porównanie kwantyli powodziowych Q_p uzyskanych metodą statystyczną (MS) i metodą MESEF oraz metodą statystyczną (MS) i równaniem regresji (REG)

p [%]	$Q_p(\text{MS})$ [m ³ s ⁻¹]	$Q_p(\text{MESEF})$ [m ³ s ⁻¹]	Błąd względny $\delta_1^{(1)}$ [%]		$Q_p(\text{MS})$ [m ³ s ⁻¹]	$Q_p(\text{REG})$ [m ³ s ⁻¹]	Błąd względny $\delta_2^{(2)}$ [m ³ s ⁻¹]
0,1	109,7	120,2	9,6		109,7	263,0	139,9
0,2	94,5	110,4	16,8		94,5	233,9	147,5
0,5	76,5	92,9	1,7		76,5	198,1	159,1
1	64,2	84,4	10,3		64,2	170,7	165,9
2	53,0	69,7	8,6		53,0	143,9	171,3
3	47,0	62,7	18,2		39,8	127,2	219,4
5	39,8	53,2	33,6		47,0	108,6	131,1
10	30,9	37,7	22,0		30,9	82,3	251,7
20	22,7	25,3	11,7		22,7	57,0	262,7
30	18,2	18,0	0,9		18,2	42,3	213,7
50	12,6	10,3	17,8		12,6	24,1	91,6

$$^{(1)} \delta_1 = [Q_p(\text{SM}) - Q_p(\text{MESEF})/Q_p(\text{SM})] \cdot 100\%$$

$$^{(2)} \delta_2 = [Q_p(\text{SM}) - Q_p(\text{REG})/Q_p(\text{SM})] \cdot 100\%$$

Z porównania kwantyli uzyskanych metodą statystyczną MS i równaniem regresji REG zaobserwowano znacznie większe wartości, otrzymane metodą REG dla wszystkich wartości p , przyjętych do obliczeń. Błąd względny w tym przypadku mieści się w zakresie 91,6-262,7%.

5. PODSUMOWANIE

Zastosowanie metody MESEF w częściowo zurbanizowanej zlewni Żylicy dało wyniki zadowalające. Wartości kwantyli wyznaczone z tej metody są znacznie bliższe wartościom określonym z metody bezpośredniej (statystycznej) niż w metodzie regresji. Metoda MESEF musi być jeszcze zweryfikowana w zlewniach o różnym zagospodarowaniu i charakterze, a szczególnej uwagi wymaga zagadnienie proporcji warunków wilgotnościowych ARC. Jest to istotne również dla przyszłego zastosowania metody MESEF w zlewniach niekontrolowanych.

ESTIMATING PROJECTED DISCHARGES ON THE BASIS OF MODELLING MANY HYPOTHETICAL RAINFALL EVENTS IN SEMI-URBANISED CATCHMENT

Summary

The article presents an exemplary case study of estimating the values of projected discharges based on rainfall-runoff modelling using multiple rainfall events (the MESEF method). The study includes modelling hypothetical events in semi-urbanised catchment of Żylica up to the water gauge section of Łodygowice. The input data used in the rainfall-runoff model was provided by rainfall hyetographs generated by maximum daily rainfall totals generator.

The presented method considers varied conditions in model catchment before the occurrence of the ARC rainfalls. Each entry rainfall was modelled for three types of conditions: dry, normal and wet.

In the last stage, a comparison was carried out between the values of projected discharges estimated by the direct MESEF method and the projected discharges estimated by other indirect methods that are widely used these days.

The purpose of the article is to prove the idea that the MESEF method could provide an alternative to the current methods of estimating probable discharges both in urbanised controlled catchment and uncontrolled catchments considering climate changes and the increased urbanisation process.

BIBLIOGRAFIA

- Hawkins R.H., Ward T.J., Woodward D.E., Van Mullem J.A., 2009, *Curve Number Hydrology: State of the Practice*, American Society of Civil Engineers, Reston, Virginia, 106 s.
- Janus A., Absalon D., Jankowski A.T., Ruman M., 2009, *Charakterystyka hydrologiczna i ocena stopnia antropogenicznego przekształcenia zlewni Żylicy*, [w:] *Przeobrażenia stosunków wodnych w warunkach zmieniającego się środowiska*, A.T. Jankowski, D. Absalon, R. Machowski, M. Ruman (red.), Uniwersytet Śląski, Wydział Nauk o Ziemi, Sosnowiec, 155-164
- Jarosińska E., Pierzga K., 2015, *Estimating flood quantiles on the basis of multi-event rainfall simulation – case study*, *Acta Geophysica*, 63 (6), 1639-1663, DOI: 10.1515/acgeo-2015-0046
- Kowalczak P., 2011, *Zmienność klimatu a przyczyny powodzi w Polsce*, Polska Akademia Nauk PAN, Poznań, prezentacja, dostępne online: http://www.umweltaktion.de/pics/media/1_1324305988/Vortrag_Kowalczak.pdf (10.08.2016)

- KPZK, 2012, *Koncepcja Przestrzennego Zagospodarowania Kraju 2030*, Załącznik do uchwały nr 239 Rady Ministrów z dnia 13 grudnia 2011 r., Monitor Polski nr 252
- Pierzga K., Jarosińska E., 2014, *Generator maksymalnych w roku opadów dobowych*, [w:] Hydrologia w ochronie i kształtowaniu środowiska: II Krajowy Kongres Hydrologiczny. Tom 2, A. Magnuszewski (red.), Monografie Komitetu Gospodarki Wodnej Polskiej Akademii Nauk, Warszawa, 57-66
- Scharffenberg A., Fleming M.J., 2010, *Hydrologic Modeling System HEC-HMS v.3.5, User's Manual*, US Army Corps of Engineers, dostępne online: http://www.hec.usace.army.mil/software/hec-hms/documentation/HEC-HMS_Users_Manual_3.5.pdf (08.08.2016)
- SPA, 2013, *Strategiczny plan adaptacji dla sektorów i obszarów wrażliwych na zmiany klimatu do roku 2020 z perspektywą do roku 2030*, Ministerstwo Środowiska, dostępne online: <http://klimada.mos.gov.pl/wp-content/uploads/2013/10/SPA2020.pdf> (08.08.2016)
- Więzik B., 2010, *Przepływy maksymalne roczne o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia w małych zlewniach niekontrolowanych*, [w:] Hydrologia w inżynierii i gospodarce wodnej. Tom 1, B. Więzik (red.), Monografie Komitetu Inżynierii Środowiska Polskiej Akademii Nauk, 68, 153-165

Maksym ŁASZEWSKI, Urszula SOMOROWSKA

Uniwersytet Warszawski
Wydział Geografii i Studiów Regionalnych

WPLYW ANTROPOPRESJI NA PRZEPŁYWY UTRATY W OKRESIE SUSZY 2015 ROKU

1. WPROWADZENIE

Anomalnie wysoka temperatura powietrza oraz niewielkie sumy opadów atmosferycznych latem 2015 r. spowodowały wystąpienie szczególnie niskiego stanu i przepływu rzek, osiągającego na wielu posterunkach wodowskazowych minimum absolutne (Van Lanen i in. 2016). Niżowka objęła obszar praktycznie całej Polski, niosąc ze sobą szereg negatywnych skutków gospodarczych, związanych między innymi z ograniczeniem poboru wody oraz utrudnieniem żeglugi. Niżówki powodują także istotne pogorszenie parametrów jakości wody, stanowiąc w rezultacie istotne zagrożenie dla prawidłowego funkcjonowania ekosystemów lotycznych – podczas okresów niskiego przepływu następuje zwiększenie koncentracji substancji biogennych oraz metali ciężkich, spadek natlenienia wody oraz podwyższenie jej temperatury (Vliet, Zwolsman 2008). Uważa się, że efekt ten może być spotęgowany w zlewniach silnie zurbanizowanych i rolniczych z uwagi na większe zanieczyszczenie wody ściekami pochodzenia rolniczego i komunalnego (Sprague 2005). Przykładem jest zlewnia rzeki Utraty, płynącej przez obszary wchodzące w skład aglomeracji warszawskiej.

Celem pracy jest analiza przepływu rzeki Utraty w profilu wodowskazowym Krubice w okresie suszy 2015 roku na tle przepływów z wielolecia. Podjęto próbę oszacowania wielkości dopływu ścieków, które mają znaczny udział w całkowitym odpływie tej rzeki, szczególnie w okresach przepływu niżówkowego. Z wykorzysta-

niem zlewni-analoga dokonano również rekonstrukcji przepływu obserwowanego Utraty, pojawiającego się w warunkach zarastania koryta i zrzutu ścieków, a także przepływu naturalnego, bez udziału ścieków. Przeprowadzono w końcu pilotażowe pomiary natężenia przepływu, mające potwierdzić hipotezę o zaburzeniu relacji stan wody – przepływ na skutek zarastania koryta rzeki.

2. OBSZAR BADAŃ

Utrata jest prawostronnym dopływem Bzury o długości 76,5 km, a jej zlewnia obejmuje powierzchnię 792 km². Rzeka ma liczne, niewielkie dopływy, z których największe to Rokitnica, Zimna Woda, Żbikówka oraz Regułka. W zlewni Utraty dominują obszary rolnicze, obejmujące ok. 68% powierzchni, znaczny jest także udział obszarów zurbanizowanych, które zajmują ok. 22% powierzchni zlewni. Struktura użytkowania terenu ma niebagatelny wpływ na jakość wód Utraty – rzeka jest zanieczyszczona, a także poddana procesowi eutrofizacji z uwagi na spływy z pól oraz zrzuty ścieków z zakładów gospodarki komunalnej (m.in. Miejskich Zakładów Wodociągów i Kanalizacji) i przemysłowej. W konsekwencji wody rzeki Utraty są nie tylko silnie zanieczyszczone, ale również zmieniony jest istotnie reżim ich odpływu; sugeruje się, że podczas okresów bezdeszczowych przepływ Utraty w 50% składa się ze ścieków (Dąbkowski i in. 2004). Należy podkreślić, że woda wprowadzana



Rys. 1. Lokalizacja posterunku wodowskazowego w Krubicach oraz miejsca zrzutu ścieków z największych oczyszczalni w zlewni Utraty. Oznaczenia: 1 – oczyszczalnia GPK Eko-Raszyn, 2 – oczyszczalnia MPWiK Pruszków, 3 – oczyszczalnia MPWiK Błonie

do rzeki w postaci zrzutów ścieków pochodzi spoza zasobów wodnych zlewni, jest bowiem pobierana z trzeciorzędowych ujęć podziemnych, a duża jej część jest dostarczana magistralą wodociągową z ujęć położonych na terenie Warszawy.

3. METODY BADAŃ I ŹRÓDŁA DANYCH

W pracy wykorzystano średnie dobowe wartości natężenia przepływu rzeki Utraty z posterunku Krubice w latach 1951-2015 (powierzchnia zlewni 715 km²), które pozyskano z Instytutu Meteorologii i Gospodarki Wodnej – Państwowego Instytutu Badawczego ($Q_{obs-IMGW}$). Dodatkowo wykorzystano średnie dobowe wartości natężenia przepływu rzeki Jeziorki w profilu wodowskazowym Piaseczno, przyjętej jako analog dla rzeki Utraty. Zlewnia Jeziorki graniczy od południowego wschodu ze zlewnią Utraty, zajmując powierzchnię 854 km² i odznacza się zdecydowanie niższym stopniem antropopresji. Wartości temperatury powietrza oraz dobowe sumy opadów atmosferycznych, pochodzące ze stacji meteorologicznej Warszawa Okęcie, pobrano z serwisu NOAA Global Surface Summary Data. Dla półrocza letniego roku hydrologicznego 2015 pozyskano również dobowe wartości odpływu ścieków z trzech największych oczyszczalni w zlewni Utraty po profil w Krubicach: Oczyszczalni MPWiK w Pruszkowie, Oczyszczalni MPWiK w Błoniu oraz Oczyszczalni Gminnego Przedsiębiorstwa Komunalnego Eko-Raszyn w Falentach (rys. 1).

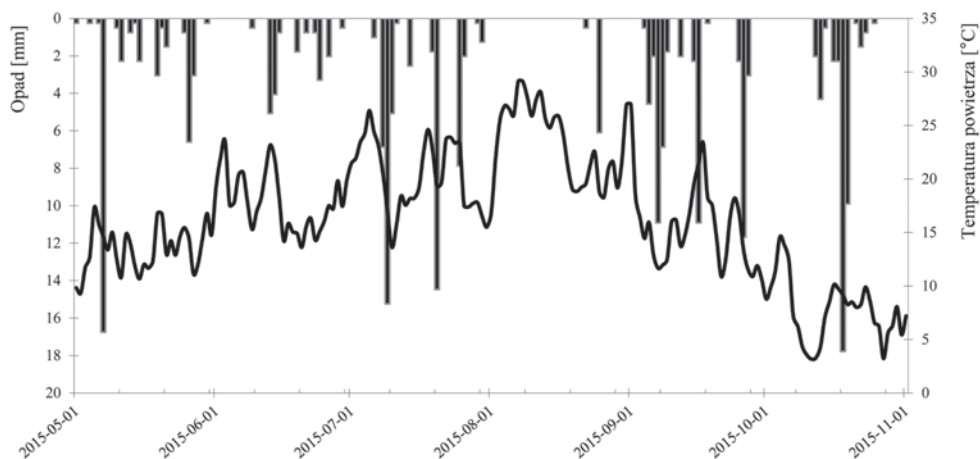
Za kryterium przepływu niskiego przyjęto 25 percentyl (Q_{25}), natomiast za kryterium przepływu wyjątkowo niskiego – 10 percentyl (Q_{10}), które wyznaczono dla wszystkich jednoimiennych dni roku, na podstawie krzywych kumulacyjnych częstości (Tokarczyk 2008). Przepływy w zakresie $Q_{25} - Q_{10}$ odpowiadają warunkom suchym, natomiast przepływy niższe od Q_{10} odpowiadają warunkom bardzo suchym. Krzywe kumulacyjne częstości sporządzono dla wielolecia 1951-2014, z wyłączeniem roku 2015, w którym zaistniało znaczne zaburzenie relacji stan wody – przepływ. Z analizy wykluczono również okres 2001-2007, dla którego nie uzyskano danych natężenia przepływu. W celu identyfikacji terminu zaburzenia warunków przepływu Utraty w 2015 roku opracowano podwójną krzywą kumulowaną odpływu, zestawiając kumulowane dobowe odpływy Utraty ($Q_{U,kum}$) i Jeziorki ($Q_{J,kum}$), według metodyki zalecanej przez Tallaksen, Hewa (2009). Ustalono zależność $Q_{U,kum} - Q_{J,kum}$ w okresie stabilnej relacji, w którym wartości przepływów obserwowanych nie były zaburzone rozwojem roślinności wodnej w korycie rzecznym i na tej podstawie dokonano rekonstrukcji przepływów obserwowanych ($Q_{obs-rek}$) oraz przepływów naturalnych (Q_{nat}) w okresie zarastania. Na potrzeby weryfikacji hipotezy o zarastaniu koryta Utraty przeprowadzono pomiary natężenia przepływu

w profilu wodowskazowym Krubice. W tym celu wykorzystano akustyczny miernik prędkości przepływu wody OTT ADC. Pomiary przeprowadzono zgodnie z metodą stosowaną przez IMGW-PIB, a natężenie przepływu obliczono metodą rachunkową. Wykonano dwa pomiary w kwietniu 2016 roku, przy braku zarastania, oraz dwa pomiary w czerwcu 2016 roku, po długim okresie odznaczającym się wysoką temperaturą powietrza, kiedy powtórnie zaobserwowano intensywny rozwój roślinności w okolicy posterunku wodowskazowego. Należy podkreślić, że wybrane terminy pomiarów nawiązują do zidentyfikowanego na podstawie krzywej kumulowanej odpływu terminu zaburzenia relacji stan wody-przepływ.

4. WYNIKI

4.1. Tło meteorologiczne

Półrocze letnie roku hydrologicznego 2015 odznaczało się ekstremalnymi warunkami meteorologicznymi – długimi falami upałów, połączonymi z niewielką sumą opadów (rys. 2). Średnia temperatura powietrza na stacji Warszawa Okęcie wyniosła w tym okresie $16,4^{\circ}\text{C}$, natomiast suma opadów $224,7\text{ mm}$, co stanowiło ok. 60% normy wieloletniej. Spośród wszystkich miesięcy ekstremalnie ciepły i suchy okazał się sierpień, kiedy średnia miesięczna temperatura wyniosła $23,4^{\circ}\text{C}$, a maksymalna temperatura osiągnęła nawet $37,0^{\circ}\text{C}$. W miesiącu tym obserwowano również niedostatek opadów, których suma miesięczna wyniosła jedynie $6,6\text{ mm}$.



Rys. 2. Przebieg średniej dobowej temperatury powietrza oraz dobowych sum opadów na stacji meteorologicznej Warszawa Okęcie w półroczu letnim roku hydrologicznego 2015

4.2. Dopływ ścieków

Zestawienie danych dotyczących udziału ścieków oczyszczonych w dobowym natężeniu przepływu Utraty w Krubicach przedstawiono w tabl. 1. Analiza danych wskazuje, że w półroczu letnim roku hydrologicznego 2015 średni dopływ ścieków kształtował się w granicach $0,40\text{--}0,46\text{ m}^3\text{ s}^{-1}$, wynosząc minimalnie $0,29\text{ m}^3\text{ s}^{-1}$, natomiast maksymalnie $0,78\text{ m}^3\text{ s}^{-1}$. Należy zaznaczyć, że w miesiącach odznaczających się najmniejszą sumą opadów i najwyższą temperaturą powietrza, a zatem w czerwcu, lipcu oraz sierpniu, ilość ścieków odprowadzanych do sieci rzecznej charakteryzowała się największą stabilnością.

Tablica 1

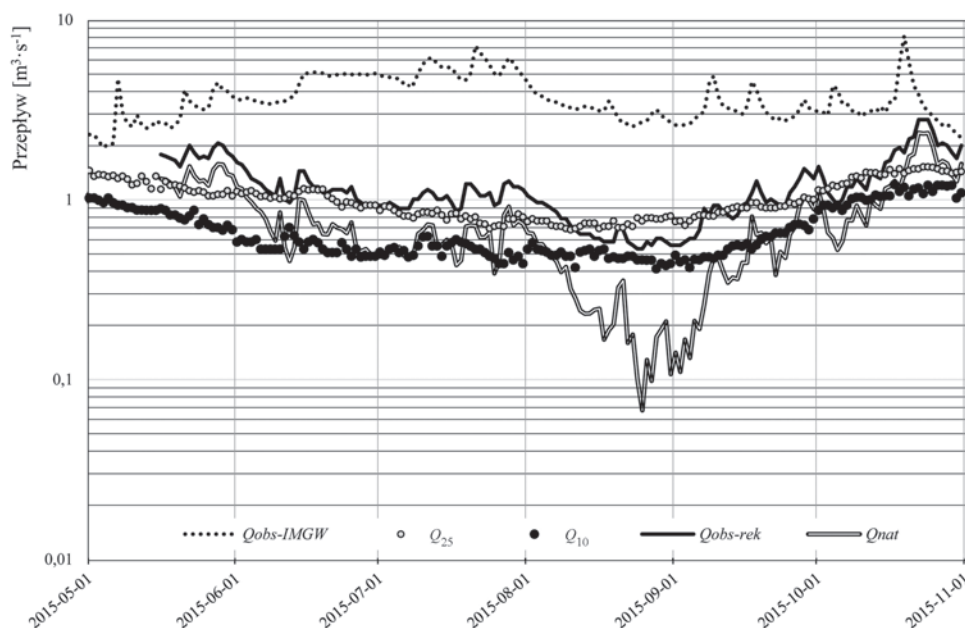
**Średni, minimalny i maksymalny dopływ ścieków do sieci rzecznej
Utraty w półroczu letnim roku hydrologicznego 2015**

	Miesiące półroczu hydrologicznego					
	V	VI	VII	VIII	IX	X
Średni dopływ ścieków [$\text{m}^3\text{ s}^{-1}$]	0,46	0,43	0,43	0,40	0,45	0,44
Maksymalny dopływ ścieków [$\text{m}^3\text{ s}^{-1}$]	0,66	0,51	0,54	0,47	0,63	0,78
Minimalny dopływ ścieków [$\text{m}^3\text{ s}^{-1}$]	0,38	0,34	0,35	0,32	0,29	0,39

4.3. Przepływ Utraty w okresie suszy 2015 roku

W półroczu letnim 2015 roku przepływ Utraty, według danych IMGW-PIB ($Q_{obs-IMGW}$), kształtował się w zakresie od $2\text{ m}^3\text{ s}^{-1}$ do nieco ponad $8\text{ m}^3\text{ s}^{-1}$ (rys. 3). Takie wartości natężenia przepływu są dużo większe niż graniczne wartości niżówki, zarówno według kryterium Q_{10} , jak i Q_{25} . W związku z wystąpieniem wyjątkowo długiego okresu bezopadowego, wzmocnionego falami upałów, brak pojawienia się niżówki przepływów pozwala przypuszczać, że wartości przepływów ($Q_{obs-IMGW}$) są zawyżone. Na podstawie podwójnej krzywej kumulowanej odpływu, zestawiając kumulowane dobowe odpływy Utraty ($Q_{U,kum}$) i Jezioraki ($Q_{J,kum}$), ustalono, że w okresie od 1.11.2014 roku do 15.05.2015 roku zależność między odpływem $Q_{U,kum}$ a $Q_{J,kum}$ ma charakter stabilnej relacji, a wartości kumulowanego odpływu Utraty można przybliżyć równaniem $Q_{U,kum} = 1,21Q_{J,kum}$. Należy zaznaczyć, że wartości $Q_{U,kum}$ obejmują przepływ naturalny Utraty powiększony o wartości dopływu ścieków, stosunkowo regularnie odprowadzanych do sieci rzecznej (tabl. 1). Po 15.05.2015 roku krzywa gwałtownie zmienia kierunek, a przyrosty odpływu Utraty, szacowane przez IMGW-PIB na podstawie stanu wody, są dużo większe niż przyrosty

odpływu Jeziorki. Przypuszczamy, że przyczyną takiej sytuacji jest proces zarastania koryta rzecznego, powodujący podpiętrzenie stanów wody w profilu wodowskazowym, a wówczas określenie przepływów powinno być dokonywane na podstawie krzywej natężenia przepływu dla warunków zarastania. Zakładając, że zlewnie Utraty i Jeziorki znajdują się pod wpływem zbliżonych warunków termiczno-opadowych, przepływy obserwowane Utraty ($Q_{obs-rek}$), które wystąpiły po 15.05.2015 roku, zrekonstruowano na podstawie zależności między odpływem Utraty ($Q_{U,kum}$) a odpływem Jeziorki ($Q_{J,kum}$), ustalonej dla okresu sprzed zarastania. Przepływ $Q_{obs-rek}$ jest szczególnie niski w okresie od 10 sierpnia do początku września i wówczas jest niższy od Q_{25} , co potwierdza hipotezę wystąpienia niżówki mimo rejestrowania stanów wody odpowiadających przepływowi powyżej Q_{25} . Redukując przepływ $Q_{obs-rek}$ o wartości dopływu ścieków otrzymujemy wartość przepływu naturalnego Utraty (Q_{nat}). Z przebiegu przepływu Q_{nat} wynika, że w sierpniu, a także w wybranych kilkudniowych okresach września, przepływ naturalny kształtował się zdecydowanie poniżej Q_{10} (rys. 3).



Rys. 3. Zmienność średnich dobowych przepływów Utraty w półroczu letnim w 2015 roku.

Oznaczenia: $Q_{obs-IMGW}$ – przepływ według danych IMGW-PIB, Q_{25} – przepływ o prawdopodobieństwie przewyższenia 75%, Q_{10} – przepływ o prawdopodobieństwie przewyższenia 90%, $Q_{obs-rek}$ – przepływ obserwowany zrekonstruowany na podstawie podwójnej krzywej kumulowanej względem zlewni-analoga, Q_{nat} – przepływ naturalny, bez uwzględnienia dopływu ścieków

4.4. Pomiary przepływu w 2016 roku

Uzyskane rezultaty wskazują, że w czerwcu, mimo znacznie wyższych stanów wody niż w kwietniu, natężenie przepływu Utraty było zdecydowanie niższe; zmniejszeniu uległa także średnia i maksymalna prędkość przepływu wody, przy jednoczesnym zwiększeniu powierzchni przekroju poprzecznego (tabl. 2). Uważamy, że analogiczna sytuacja wystąpiła w 2015 roku.

Tablica 2

Wyniki pomiarów natężenia przepływu przeprowadzonych w kwietniu i czerwcu 2016 roku

Termin pomiaru	Stan wody na wodowskazie Krubice [cm]	Powierzchnia przekroju poprzecznego koryta [m ²]	Średnia prędkość przepływu w przekroju [m s ⁻¹]	Maksymalna prędkość przepływu w przekroju [m s ⁻¹]	Natężenie przepływu [m ³ s ⁻¹]
17.04.2016	96	4,67	0,41	0,67	1,93
24.04.2016	85	3,91	0,41	0,64	1,61
02.06.2016	105	5,62	0,16	0,26	0,88
06.06.2016	108	6,01	0,14	0,22	0,84

5. DYSKUSJA

Próba rekonstrukcji dopływu ścieków z trzech największych oczyszczalni w zlewni Utraty po profil Krubice wskazuje, że maksymalny dopływ ścieków w najbardziej suchym i gorącym okresie (lipiec-wrzesień) nie przekraczał 0,63 m³ s⁻¹. Należy podkreślić, że zestawienie analizowane w niniejszej pracy nie jest wyczerpujące; w zlewni Utraty istnieje szereg innych zakładów odprowadzających ścieki do sieci rzecznej. Wobec braku danych z pozostałych zakładów przemysłowych oraz niewielkich oczyszczalni, na podstawie literatury należy przyjąć, że średni dobowy dopływ ścieków z podmiotów nieujętych w niniejszej pracy nie przekracza 5000 m³ 24h⁻¹, co stanowi dodatkowe 0,06 m³ s⁻¹ (Fic i in. 2004; *Strategia Rozwoju...* 2005). Biorąc pod uwagę zrekonstruowane wartości przepływu Utraty ($Q_{obs-rek}$), udział ścieków w przepływie Utraty w letnim półroczu hydrologicznym wynosił średnio 42%, osiągając wartości od 16% do nawet 87% podczas okresów najniższego przepływu rzeki.

Tak duży udział ścieków w przepływie rzeki wydatnie intensyfikuje proces eutrofizacji wody. Jego wymiernym efektem był nadmierny rozwój zbiorowisk roślinności wodnej, między innymi jeżogłówki pojedynczej (*Sparganium emersum*),

moczarki kanadyjskiej (*Elodea canadensis* L.) oraz rzęsy drobnej (*Lemna minor* L.), zaobserwowany w korycie Utraty w półroczu letnim roku hydrologicznego 2015 (rys. 4). Skala zarastania była spotęgowana ekstremalnymi warunkami meteorologicznymi, które przełożyły się na wysoką temperaturę wody, przekraczającą wielokrotnie 25°C (Łaszewski 2016). Należy podkreślić, że czynnikiem sprzyjającym eutrofizacji Utraty jest wykonana w XX w. regulacja rzeki, skutkująca brakiem zacienienia lustra wody (a w konsekwencji również wydajną fotosyntezą) oraz brakiem stref roślinności brzegowej, będącej buforem dla zanieczyszczeń z obszarów rolniczych (Sweeney, Newbold 2014).



Rys. 4. Zarośnięte koryto Utraty w Nowym Łuszczewku w sierpniu 2015 roku, ok. 3 km w górę rzeki od posterunku wodowskazowego w Krubicach

Wobec powyższego stwierdzamy, że przyczyną nienaturalnie wysokiego stanu i przepływu Utraty ($Q_{obs-IMGW}$) w okresie suszy 2015 r. było podpiętrzenie rzędnych zwierciadła wody przez roślinność wodną. Pomiary stanu wody w Krubicach wykonywane są automatycznie przez limnigraf, bez udziału obserwatora, a następnie – na podstawie krzywej konsumcyjnej – są przeliczane na odpowiednie wartości natężenia przepływu. Brak informacji o zarastaniu koryta rzeki przekłada się na brak jego uwzględnienia w relacji stan wody – przepływ. Wymusza to dalece idącą ostrożność w ocenie danych pomiarowych z posterunku Krubice.

6. WNIOSKI

1. Ustrój hydrologiczny Utraty jest kształtowany pod wpływem czynników naturalnych, silnie modyfikowanych przez zrzuty ścieków pochodzących z pod-

miotów gospodarki komunalnej oraz z zakładów przemysłowych. Przepływ obserwowany wynika z naturalnego odpływu ze zlewni, powiększonego o ładunek odprowadzanych do rzeki ścieków, które mogą stanowić nawet 87% jej dobowego przepływu.

2. Rekonstrukcja przepływów Utraty w półroczu letnim 2015 roku w profilu Krubice umożliwiła weryfikację wartości przepływów szacowanych przez IMGW-PIB. Na tej podstawie dowiedziono, że niżówka przepływów wystąpiła w sierpniu i we wrześniu. Zrekonstruowane przepływy obserwowane kształtowały się poniżej wartości Q_{25} , natomiast zrekonstruowane przepływy naturalne – poniżej Q_{10} . Wskazuje to na wystąpienie wyjątkowo głębokiej niżówki.
3. Przyczyną nienaturalnie wysokiego stanu wody – a w konsekwencji zawyżonego przepływu Utraty w profilu Krubice ($Q_{obs-IMGW}$) – było zarastanie rzeki, powodujące podwyższenie rzędnych zwierciadła wody, co udowodniły pomiary natężenia przepływu przeprowadzone w 2016 roku. Zarastanie Utraty jest ewidentną pochodną antropopresji; zrzuty ścieków powodują nadmierną eutrofizację, a uregulowanie rzeki skutkuje bezpośrednim dostępem światła słonecznego do lustra wody i podwyższoną temperaturą. Wydaje się, że proces zarastania może być szczególnie zintensyfikowany w latach suchych i upalnych (m.in. 2015 rok), na skutek większego udziału ścieków (a w rezultacie koncentracji biogenów) w przepływie Utraty oraz podwyższonej temperatury wody.

PODZIĘKOWANIA

Autorzy składają podziękowania Kierownictwu Oczyszczalni MPWiK Pruszków, Oczyszczalni MPWiK Błonie oraz Oczyszczalni Gminnego Przedsiębiorstwa Komunalnego Eko-Raszyn za udostępnienie danych dotyczących dopływu ścieków do sieci rzecznej Utraty. Autorzy dziękują także pracownikom Instytutu Meteorologii i Gospodarki Wodnej – Państwowego Instytutu Badawczego za przekazanie danych hydrologicznych.

HUMAN IMPACTS ON THE UTRATA RIVER STREAMFLOW DURING 2015 DROUGHT

Summary

The aim of the study was to analyse the streamflow of the Utrata River in the Krubice gauging station during the summer drought of 2015. Data analysis revealed that the Utrata River streamflow was unnaturally high, which was probably due to disruption of the relationship

between water level and streamflow. To provide reliable streamflow data, double curve of the accumulated runoff of the Utrata and the Jeziorka River (adopted as an analogue catchment) was performed, which allow to reconstruct observed and natural streamflow of the Utrata River and verify streamflow values estimated by the IMGW-PIB. On this basis, it was found that low flow period occurred in August and September, and observed streamflow was below the Q_{25} , while natural – without waste water supply – below Q_{10} . We confirmed that the hydrological regime of the Utrata River is strongly modified by discharges from the municipal and industrial plants, which caused that the participation of waste water in river discharge in rainless periods were up to 87%. Finally, flow measurements conducted in the similar period of the 2016 proved that the unnaturally high water level – and in consequence streamflow – was due to the overgrowth of aquatic plants.

BIBLIOGRAFIA

- Dąbkowski S.L., Ciepeliowski A., Gutry-Korycka M., 2004, *Hydrologiczno-techniczne podstawy zabezpieczenia Pruszkowa przed wylewami Utraty*, Woda-Środowisko-Obszary Wiejskie, 4 (2b), 303-318
- Fic M., Kręgiel S., Mierzwicki K., Katryński W., 2004, *Program Ochrony Środowiska dla Miasta Pruszków*, Aquageo – Michał Fic, Falenty, 120 s., dostępne online: http://www.pruszkow.pl/__data/assets/pdf_file/0019/2854/program_osr_wer_ostatecz.pdf (08.08.2016)
- Łaszewski M., 2016, *Summer water temperature of lowland Mazovian rivers in the context of fisheries management*, Archives of Polish Fisheries, 24, 3-13
- Sprague L.A., 2005, *Drought effects on water quality in the South Platte River Basin, Colorado*, Journal of the American Water Resources Association, 41, 11-24
- Strategia Rozwoju Powiatu Pruszkowskiego do Roku 2025*, 2005, Rada i Zarząd Powiatu Pruszkowskiego, Pruszków, 158 s., dostępne online: http://bazy.ngo.pl/download/75646_sr.pdf (08.08.2016)
- Sweeney B.W., Newbold J.D., 2014, *Streamside forest buffer width needed to protect stream water quality, habitat and organisms: A literature review*, Journal of the American Water Resources Association, 50 (3), 560-584, DOI: 10.1111/jawr.12203
- Tallaksen L., Hewa G.A., 2009, *Extreme value analysis*, [w:] Manual on low-flow – Estimation and prediction, A. Gustard, S. Demuth (red.), Operational Hydrology Report No. 50, WMO-No. 1029, 57-70
- Tokarczyk T., 2008, *Wskaźniki oceny suszy stosowane w Polsce i na świecie*, Infrastruktura i Ekologia Terenów Wiejskich, 7, 167-182

- Van Lanen H.A.J., Laaha G., Kingston D.G., Gauster T., Ionita M., Vidal J.P., Vlnas R., Tallaksen L.M., Stahl K., Hannaford J., Delus C., Fendekova M., Mediero L., Prudhomme C., Rets E., Romanowicz R.J., Gailliez S., Wong W.K., Adler M.J., Blauhut V., Caillouet L., Chelcea S., Frolova N., Gudmundsson L., Hanel M., Haslinger K., Kireeva M., Osuch M., Sauquet E., Stagge J.H., Van Loon A.F., 2016, *Hydrology needed to manage droughts: the 2015 European case*, Hydrological Processes, DOI: 10.1002/hyp.10838
- Van Vliet M.T.H., Zwolsman J.J.G., 2008, *Impact of summer droughts on the water quality of the Meuse River*, Journal of Hydrology, 353 (1-2), 1-17, DOI: 10.1016/j.jhydrol.2008.01.001

**Zdzisław MICHALCZYK, Stanisław CHMIEL,
Sławomir GŁOWACKI, Krzysztof SIWEK,
Joanna SPOSÓB**

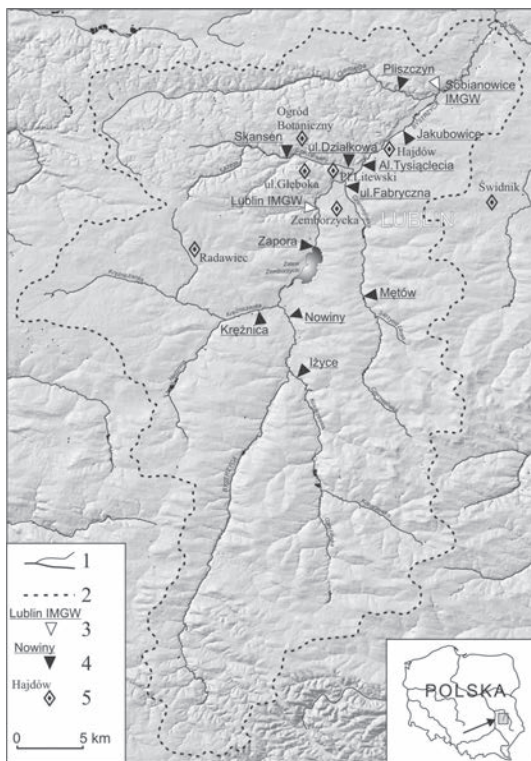
Uniwersytet Marii Curie-Skłodowskiej w Lublinie
Wydział Nauk o Ziemi i Gospodarki Przestrzennej

WPŁYW OBSZARU ZURBANIZOWANEGO LUBLINA NA POWSTAWANIE I TRANSFORMACJĘ WEZBRAŃ WÓD BYSTRZYCY

1. WPROWADZENIE

Procesy urbanizacji obszaru Lublina, zajmującego powierzchnię 147,5 km² z liczbą mieszkańców ok. 350 tys., doprowadziły do przekształcenia warunków obiegu wody. Przede wszystkim zabudowa mieszkaniowa oraz infrastruktura techniczna i drogowa wpływa na pogorszenie warunków infiltracji wody opadowej, co skutkuje zwiększaniem się spływu powierzchniowego. Miasto położone jest w środkowej części zlewni Bystrzycy (rys. 1), której powierzchnia wynosi 1 316 km², a odpływ jednostkowy ok. 4,0 dm³s⁻¹km². Powyżej miasta został wybudowany zbiornik wodny o pojemności 6,3 mln m³, w niewielkim stopniu wpływający na wartości przepływów minimalnych i maksymalnych na obszarze zurbanizowanym (Michalczyk 1997).

Miasto Lublin rozbudowało się na wzgórzach kredowych rozdzielonych dolinami Bystrzycy i jej dopływów Czechówki i Czerniejówki. Część z nich, położona na zachód i północ od doliny Bystrzycy, jest nadbudowana lessem, natomiast obszary na wschód i południe przykryte są cienką warstwą osadów piaszczysto-eolicznych. Największe zróżnicowanie rzeźby terenu występuje na obszarach lessowych, rozciętych gęstą siecią dolin erozyjno-denudacyjnych. Deniwelacje osiągają tu 30-40 m, a nachylenie zboczy dochodzi do 30°. Zabudowa miejska, komunalna i przemysłowa



Rys. 1. Położenie Lublina w zlewni Bystrzycy oraz rozmieszczenie stacji pomiarowych;

1 – rzeki, 2 – dział wodny Bystrzycy, 3 – wodowskazy IMGW-PIB, 4 – wodowskazy Zakładu Hydrologii UMCS, 5 – stacje opadowe

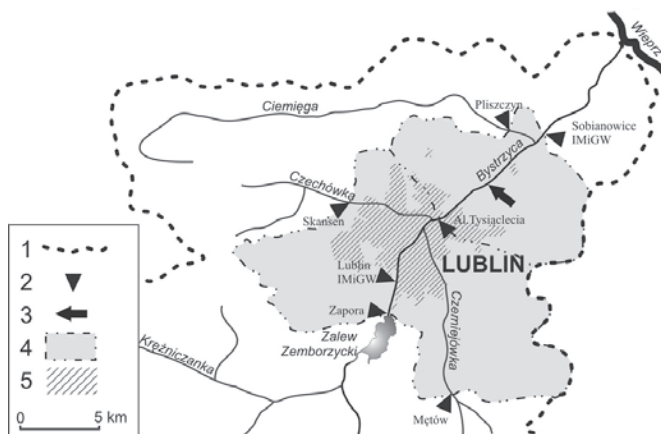
wa zmodyfikowała naturalne warunki obiegu wody, głównie poprzez zmianę charakteru powierzchni czynnej. Urbanizacja terenu wpływa na ograniczenie infiltracji, szczególnie w obszarach gęstej zabudowy miejskiej, z licznymi drogami, utwardzonymi placami i parkingami. Najczęściej zabudowane są obszary wierzchwinowe i część ich zboczy, co skutkuje zmniejszeniem infiltracji wody opadowej i roztopowej. Zmniejszenie możliwości zatrzymywania wody w gruncie skutkuje pojawianiem się spływu powierzchniowego (Dobija 1975), którego największe natężenie jest rejestrowane w północno-zachodniej części miasta.

Celem pracy jest ocena spływu wody z obszaru zurbanizowanego Lublina oraz analiza wpływu miasta na transformację fali wezbraniowej Bystrzycy. Szczegółowe badania przeprowadzono na podstawie dwu wezbrań, które wystąpiły w maju 2014 roku. Wykonane obliczenia stanowią kontynuację wcześniejszych prac, których częściowe wyniki były publikowane w opracowaniach – Michalczyk (1997, 2012), Michalczyk i in. (2008, 2012), Michalczyk, Sposób (2010).

2. MATERIAŁY

Oddziaływanie Lublina na transformację przepływu wezbraniowego opracowano na podstawie materiałów hydrometeorologicznych Zakładu Hydrologii UMCS oraz Zakładu Meteorologii i Klimatologii UMCS, uzupełnionych danymi IMGW. Sieć obserwacyjną Zakładu Hydrologii tworzy 7 automatycznych stacji wodowskazowych założonych na rzekach w rejonie Lublina (rys. 2), które rejestrują stany wody co 15 min. Systematycznie wykonywane pomiary przepływu umożliwiają obliczenie krzywej natężenia przepływu w poszczególnych przekrojach oraz ocenę wielkości, dynamiki i struktury opływu wody z obszaru miasta. Własne materiały hydrometryczne uzupełniono danymi dotyczącymi dobowych przepływów Bystrzycy w przekrojach Lublin i Sobianowice pozyskanymi z IMGW. Źródłem informacji o godzinowych stanach wody Bystrzycy w Sobianowicach był serwis internetowy IMGW (www.pogodynka.pl). Miesięczne objętości wód pościekowych odprowadzanych do Bystrzycy, w tym w części pochodzących ze spływu powierzchniowego, uzyskano w MPWiK w Lublinie.

Przekroje wodowskazowe zamykające zlewnie powyżej miasta charakteryzują się dużym odsetkiem powierzchni wykorzystywanych rolniczo – przeważnie gruntów ornych. Są to: „Zapora” na Bystrzycy, „Skansen” na Czechówce, „Mętów” na Czerniejówce i „Pliszczyń” na Ciemiedze. W centrum miasta obserwacje prowadzono w profilach: „ul. Działkowa” na Czechówce, „ul. Fabryczna” na Czerniejówce oraz „Al. Tysiąclecia” na Bystrzycy. Dane dotyczące przepływów poniżej miasta zaczerpnięto z obserwacji IMGW prowadzonych w profilu Sobianowice. Sytuację



Rys. 2. Rozmieszczenie wodowskazów wyznaczających obszar zlewni Lublina;

1 – dział wodny, 2 – automatyczne stacje wodowskazowe, 3 – zrzut wód pościekowych z oczyszczalni Hajdów, 4 – obszar zlewni różnicowej, 5 – obszar zwartej zabudowy Lublina

hydrologiczną w obszarze zurbanizowanym miasta odzwierciedlają materiały uzyskane dla zlewni różnicowej obejmującej tereny między wodowskazami Zapora i Sobianowice na Bystrzycy (wraz ze zrzutem wód pościekowych z oczyszczalni) oraz Mętów na Czerniejówce, Skansen na Czechówce i Pliszczyn na Ciemiędzy. Jej obszar obejmuje powierzchnię 231,6 km². Obserwacje prowadzone w centrum miasta, na wodowskazie Al. Tysiąclecia, pozwoliły na wydzielenie w obrębie całej zlewni miejskiej dwu części: górnej o powierzchni 146,8 km² i dolnej 84,8 km² (rys. 2).

Wielkość zasilania atmosferycznego w Lublinie obliczano na podstawie pięciu automatycznych stacji pomiarowych UMCS rozmieszczonych w różnych częściach miasta: na Placu Litewskim, w Ogrodzie Botanicznym, w Hajdowie, przy ul. Głębokiej i w Świdniku (rys. 1). Własne pomiary uzupełniono o godzinowe sumy opadu ze stacji IMGW Lublin Radawiec, zamieszczane w serwisie internetowym IMGW (www.pogodynka.pl).

3. WARUNKI KSZTAŁTOWANIA SIĘ ZASOBÓW WODNYCH I PRZEPŁYWY RZEK W 2014 ROKU

Zlewnia Bystrzycy cechuje się niezwykle rzadką siecią wód powierzchniowych, która jest konsekwencją występowania na powierzchni terenu dobrze przepuszczalnych utworów. Wody podziemne pierwszego poziomu występują w spękanych skałach górnej kredy i w piaszczysto-żwirowych utworach czwartorzędu. Głębokość występowania zwierciadła wody podziemnej jest bardzo zróżnicowana i wykazuje ogólny związek z rzeźbą terenu. W obszarach wierzchowinowych miąższość strefy aeracji dochodzi do 30-50 m. Natomiast w dolinach rzecznych wody podziemne w warunkach naturalnych występują tuż pod powierzchnią teras zalewowych, a jednocześnie pozostają w równowadze drenowania z wodami rzecznyymi. Duża zasobność wodna skał zbiornika kredowego decyduje o wyrównanym reżimie przepływu Bystrzycy i jej dopływów, wynikającym z dominującego udziału zasilania podziemnego w odpływie całkowitym.

Warunki kształtowania się zasobów wodnych i odpływu rzek zostały przekształcone w rejonie Lublina. W procesie rozwoju miasta zmieniono warunki retencjonowania wody poprzez wyprostowanie koryt rzecznych oraz zabudowę komunalną i przemysłową oraz infrastrukturę miejską. Działania te powodują systematyczne zwiększanie powierzchni utwardzonych (nieprzepuszczalnych), co skutkuje okresowym pojawianiem się dużego spływu powierzchniowego (Michalczyk 2012). Według opracowanej koncepcji kanalizacji deszczowej dla Lublina (Kalinowska i in. 2012), tereny zajęte przez zabudowę wielorodzinną i jednorodziną oraz usług

gi zajmują 806 ha, drogi 1 199,5 ha, usługi, przemysł, tereny komunikacyjne i infrastruktura 1 147,7 ha. Razem powierzchnia terenów zurbanizowanych obejmuje 3 737,2 ha, co stanowi 25,3% powierzchni miasta (Michalczyk 2012). Współczynnik spływu wody z poszczególnych obszarów ma różne wartości. Z bezpośrednich obserwacji wynika, że spływ wód opadowych i roztopowych, odbywający się kanałami burzowymi, jest bardzo szybki. Na obszarze Lublina istnieje 113 kanałów burzowych, w tym 44 odprowadza wody bezpośrednio do Bystrzycy, 26 do Czechówki i 43 do Czerniejówki. Sieć ta zbiera wody opadowe i roztopowe z ok. 1/3 powierzchni miasta. Według danych MPWiK długość kanałów deszczowych wynosi ok. 481 km, w tym kanałów głównych – 44,3 km. W czasie intensywnych opadów kanały nie przyjmują całości wody, co prowadzi do pojawiania się na ulicach spływu powierzchniowego. Część wody przedostaje się również do kanalizacji sanitarnej i jest odprowadzana do Bystrzycy wraz z wodami pościekowymi w Hajdowie.

Na odcinku miejskim koryta rzek zostały wyprostowane (rys. 3B), co zdecydowanie przyspiesza przepływ wody. Poniżej miasta, przy naturalnym meandrują-

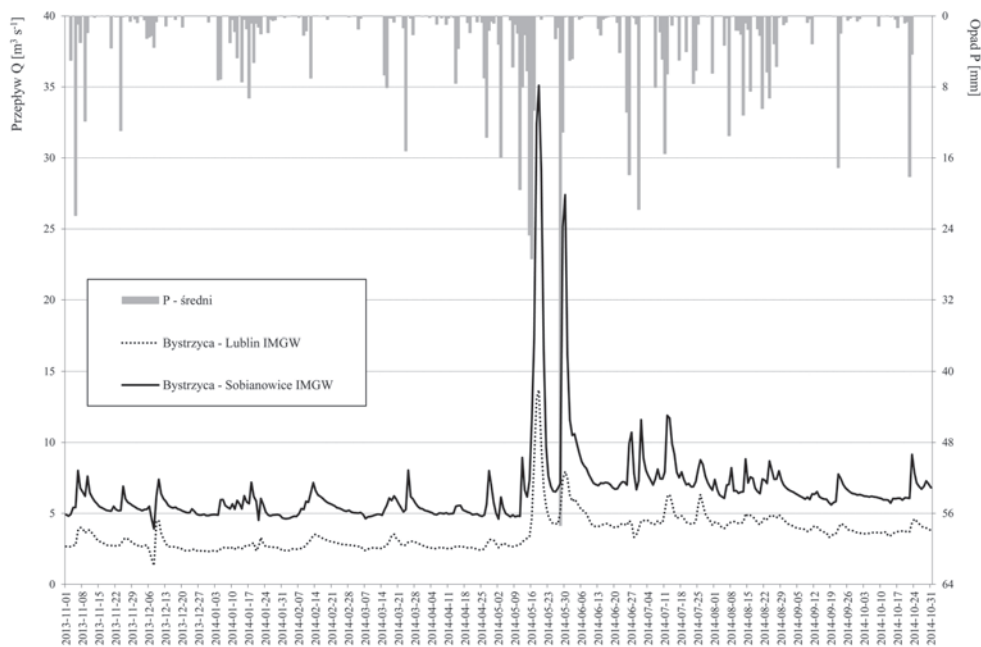


Rys. 3. Fragmenty doliny Bystrzycy: A – meandrujące koryto Bystrzycy po szerokiej zalewowej poniżej Lublina (naturalny), B – wyprostowany i obwałowany odcinek miejski Bystrzycy

cym korycie Bystrzycy po szerokiej równi zalewowej (rys. 3A), następuje radykalne zmniejszenie prędkości przepływu, dodatkowo spowolnione przez roślinność. W sytuacji przepływów korytowych nie stwierdzono wydłużenia czasu przepływu wody. Natomiast w okresie wysokiego wezbrania woda wylewa się z koryta na łąki terasy zalewowej, co decyduje również o mniejszej prędkości przepływu, a ponadto woda rzeczna może być retencjonowana w piaszczystych aluwiach w czasie trwania wysokich przepływów wezbraniowych.

Zasilanie atmosferyczne w roku hydrologicznym 2014 było większe od średniej z wielolecia o ponad 100 mm, gdyż suma zmierzonych opadów w Lublinie wyniosła 714 mm. Sumy opadów zarówno półrocza zimowego, jak i letniego były większe od średnich z wielolecia 1951-2000 i wyniosły odpowiednio 223 mm i 492 mm. Szczególnie wysokie opady wystąpiły w maju (223 mm), w którym zasilanie było trzykrotnie większe od średniej. Wielkość parowania terenowego w roku hydrologicznym 2014, obliczona metodą Konstantinowa, wyniosła ok. 571 mm. Odpływ ze zlewni do Sobianowic miał wartość 166,3 mm. Udział zasilania podziemnego w odpływie całkowitym wyniósł 79%.

Wartości dobowych przepływów i sumy opadu liczone jako średnia z 6 stacji przedstawiono na rys. 4. Zebrane materiały dokumentują dość wyrównane przepły-



Rys. 4. Dobowe wartości przepływów w przekrojach IMGW Lublin i Sobianowice (Q) oraz dobowe sumy opadu (P) w 2014 roku

wy Bystrzycy w półroczu chłodnym, brak typowego wezbrania wiosennego oraz dwa okresy wysokich przepływów w maju 2014 roku. Niewielkie wezbrania opadowe pojawiły się również w czerwcu i lipcu.

4. SPŁYW WODY Z OBSZARU LUBLINA I TRANSFORMACJA WEZBRAŃ BYSTRZYCY NA TERENIE MIEJSKIM W OKRESIE PÓŹNEJ WIOSNY 2014 ROKU

Wysokie zasilanie opadowe doprowadziło do wytworzenia się w rzekach Lublina dwóch dużych wezbrań spowodowanych intensywnymi opadami, których suma wyniosła 251 mm. Do szczegółowej analizy wybrano okres zaczynający się stabilnymi przepływami (20 kwietnia), jeszcze przez pojawieniem się opadów. Natomiast końcowa część analizowanej serii (do 12 czerwca) to okres recesji przepływów po wysokim zasilaniu w końcu maja i opadach z początku czerwca. Godzinowe wartości przepływów w rzekach Lublina oraz sumy opadu liczone z 6 stacji zamieszczono na rys. 5.

Oddziaływanie miasta na charakter spływu wody najlepiej dokumentują zmiany przepływu w okresach wezbrań w profilu Al. Tysiąclecia (rys. 5). Pod koniec trzeciej dekady kwietnia wystąpiło wezbranie opadowe, spadło wówczas 20,2 mm deszczu. Podobna sytuacja miała miejsce w dniach 3-4 i 12 maja. Podczas tych wezbrań maksymalne wielkości przepływu (ok. $14\text{--}15\text{ m}^3\text{s}^{-1}$) odnotowano w profilu Al. Tysiąclecia. Przepływy w profilu Sobianowice były niższe, co wynika z wydłużenia czasu przepływu wody i jej retencji w obrębie dna naturalnej doliny Bystrzycy poniżej Lublina.

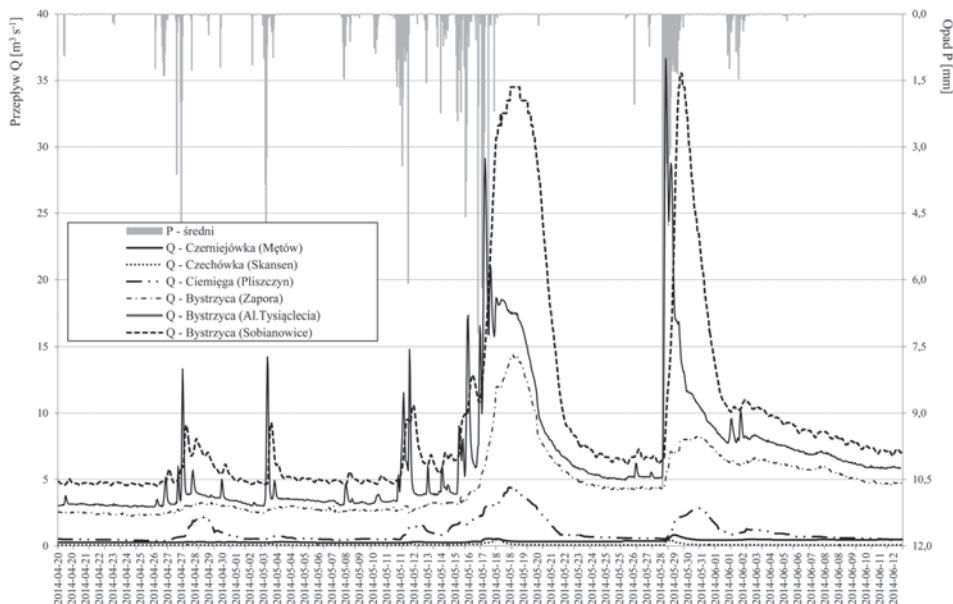
Najdłużej trwające wezbranie wystąpiło w dniach 15-25 maja, a suma opadów za ten okres wyniosła 69,8 mm. Pierwszy okres wysokich opadów, w dniach 15-16 maja 2014 roku, związany był z niżej przemieszczającym się z południowo-wschodu, któremu towarzyszył układ trzech frontów atmosferycznych z rozległą strefą opadów. W dniu 15 maja 2014 roku w godzinach południowych i nocnych południowo-wschodnia Polska była w zasięgu niżu znad Bałkanów, w strefie związanego z nim frontu okluzji. W wyniku tego na obszarze Lublina wystąpiły opady deszczu o intensywności do $5,0\text{ mm h}^{-1}$.

Drugi okres obfitych opadów wystąpił 28 maja oraz 1 czerwca 2014 roku, kiedy to łącznie opad atmosferyczny osiągnął 72,6 mm. Lubelszczyzna znajdowała się w strefie związanej z oddziaływaniem dwóch układów wyżowych (pierwszy z nich z centrum nad Rumunią, a drugi z centrum nad północną Skandynawią) oraz słabego niżu z centrum nad wschodnią Białorusią. Front chłodny znad północnej Polski

bardzo wolno wędrował w głąb kraju, a na styku ciepłych mas powietrza (PZ i PPK) z zimnymi (PA) istniały warunki sprzyjające wystąpieniu opadów burzowych o dużej intensywności i wydajności.

W obu okresach opady atmosferyczne osiągnęły wartości po ok. 70 mm. Różniła się ich intensywność i czas trwania, co znalazło odzwierciedlenie w przepływach rzek, zdecydowanie różniących się dynamiką zmian. Analiza przebiegu hydrogramów wskazuje na wyraźne różnice ich przebiegu w poszczególnych częściach dorzecza. W zlewniach rolniczych zamkniętych profilami wodowskazowymi: Skansen, Mętów, Pliszczyn i Zaporę wezbrania rzek były stosunkowo niskie, a spływ wody był rozłożony w czasie. Natomiast dane dla profilu Al. Tysiąclecia wskazują na bardzo szybki przyrost przepływu w Bystrzycy na terenie miasta.

Najbardziej gwałtowne wezbrania tworzą się na Bystrzycy w profilu Al. Tysiąclecia, do którego szybko docierają wody kanałami burzowymi (rys. 5). Wzrost natężenia przepływu rzeki rejestrowany jest w czasie 1 godziny od momentu wystąpienia opadu, natomiast przepływy maksymalne odnotowywano po upływie ok. 3 godzin, zwykle po pojawieniu się opadów o dużej intensywności. Przy zmniejszeniu intensywności opadu lub braku zasilania atmosferycznego ilość spływającej wody z obszaru zurbanizowanego szybko zmniejsza się. Zasilanie opadowe powoduje formowanie się krótkich, trwających zazwyczaj kilka godzin, wzrostów natężenia przepływu. W dniu 18 maja, już w okresie bezopadowym, zmienił się przebieg



Rys. 5. Godzinowe sumy opadu i przepływy rzek w rejonie Lublina

hydrogramu spowodowany dopływem wód z górnej części zlewni, dokumentowany w profilu Zapora. Podczas tego wezbrania maksymalny przepływ w profilu Al. Tysiąclecia wzrósł z $3,892 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ do $29,13 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$. W położonym poniżej Lublina profilu wodowskazowym IMGW w Sobianowicach przepływy wzrosły z $5,452 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ do $32,534 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$. W początkowym okresie wezbrania zaznaczył się chwilowy gwałtowny wzrost, spowodowany dotarciem wód spływających ze zlewni miejskiej.

Drugie wezbranie wywołane zostało intensywnym opadem, który pojawił się w godzinach popołudniowych 28 maja. W ciągu pierwszych 5 godzin suma opadu wyniosła 34 mm, co spowodowało szybki wzrost wielkości przepływów we wszystkich analizowanych profilach wodowskazowych. Podobnie jak we wcześniejszych przypadkach, najkrócej (1 godzinę) trwało formowanie się fali wezbraniowej na Bystrzycy w profilu Al. Tysiąclecia. Maksymalny przepływ $36,6 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ zarejestrowano po 5 godzinach od momentu wystąpienia opadu. W pozostałych stacjach wodowskazowych czas reakcji na zwiększone zasilanie był zróżnicowany. W profilach Zapora i Sobianowice na Bystrzycy wzrost przepływu następował po ok. 3 godzinach, natomiast w profilach Mętów na Czerniejówce i Pliszczyn na Ciemiędze po ok. 5-6 godzinach. Jeszcze większe różnice zaobserwowano, analizując czas wystąpienia przepływów maksymalnych.

Tablica 1

Miary odpływu w zlewniach za okres od 20.04 do 12.06.2014 roku

Rzeka	Profil	A	Q	q	H_c	H_p	H_s
		[km^2]	[$\text{m}^3 \text{ s}^{-1}$]	[$\text{dm}^3 \text{ s}^{-1} \text{ km}^2$]	[mm]		
Bystrzyca	Zapora	725,6	4,63	6,38	29,8	23,4	6,4
Czerniejówka	Mętów	94,4	0,351	3,72	17,4	16,2	1,2
Czechówka	Skansen	60,6	0,098	1,62	7,6	6,4	1,4
Bystrzyca	Al. Tysiąclecia	1027,3	6,52	6,35	29,6	20,5	9,1
wody pościekowe	Hajdów		0,752				
Ciemięga	Pliszczyn	152,4	1,06	6,96	32,3	23,5	8,8
Bystrzyca	Sobianowice	1264,6	9,61	7,60	35,5	24,7	10,8
Zlewnia zurbanizowana Lublina							
zlewnia do Lublina		1033,0	6,14	5,94	27,7	21,8	5,9
miejska górna (Zapora – Al. Tysiąclecia)		146,7	1,45	9,88	46,0	14,9	31,1
miejska dolna (Al. Tysiąclecia – Sobianowice)*		84,9	2,03	23,9	111,7	53,4	58,3
cała zlewnia miejska*		231,6	3,48	15,0	70,0	29,0	41,0

A – powierzchnia, Q przepływ średni, q – odpływ jednostkowy, H_c – odpływ całkowity, H_p – odpływ podziemny, H_s – spływ powierzchniowy, * z dopływem wód pościekowych

Bardzo interesujący jest wykres wezbrania w Sobianowicach, który wskazuje na znaczne rozciągnięcie w czasie spływu wody. W strefie meandrującego koryta Bystrzycy, wyciętego w piaszczystych aluwiach, może zachodzić okresowa zmiana równowagi hydrodynamicznej z drenującej na irygacyjną, co pozwala na okresowe zmagazynowanie spływającej wody na rozległej terasie doliny rzecznej. Wynika to z faktu dużego podniesienia stanów wody rzecznej w strefie piaszczystych aluwów, a także zalania tych osadów wodą rzeczną. Charakterystyczne parametry hydrometryczne za okres szczegółowych badań zestawiono w tabl. 1. Oprócz danych uzyskanych dla przekrojów wodowskazowych zamieszczono sumaryczne dane dla zlewni doprowadzających wodę do Lublina: Bystrzycy, Czerniejówki, Czechówki i Ciemięgi, czyli łączny dopływ wody ze zlewni rolniczych. W dalszej części podano spływ wody z górnej i dolnej części zlewni zurbanizowanej oraz z całego obszaru wydzielonej zlewni różnicowej Bystrzycy. Górna część to obszar zamknięty wodowskazami Zapora i Al. Tysiąclecia na Bystrzycy oraz Mętów na Czerniejówce i Skansen na Czechówce. Część dolna to obszar zamknięty wodowskazami: Al. Tysiąclecia i Sobianowice na Bystrzycy oraz Pliszczyn na Ciemiędze. Cała wydzielona zlewnia miejska Lublina zajmuje powierzchnię 231,6 km².

Parametry hydrometryczne zlewni miejskiej zdecydowanie różnią się od zlewni powyżej miasta – o charakterze rolniczym. Na terenie miasta następuje duże zwiększenie odpływu jednostkowego, co jest wywołane dużym wzrostem wartości spływu powierzchniowego (tabl. 1). Istotny wpływ na układ wartości względnych miar odpływu ma stały dopływ wód pościekowych z oczyszczalni w Hajdowie. Jest to w przeważającej części woda pobrana z zasobów podziemnych, które po wykorzystaniu jest kierowana do Bystrzycy. W okresach intensywnego spływu powierzchniowego część wód opadowych dopływa do oczyszczalni systemem kanalizacji sanitarnej. Ich ilość nie jest rejestrowana, gdyż przelewem są kierowane do rzeki.

Wpływ obszaru zurbanizowanego na wielkość przepływu Bystrzycy doskonale odzwierciadlają dane w tabl. 2, w której zamieszczono informacje o dwu wezbraniach: pierwsze spowodowane łącznym opadem 69,8 mm, a drugie 72,6 mm. Przebiegi hydrogramów obu wezbrań są różne, w obu przypadkach zauważalna jest silna transformacja przepływów na obszarze miasta. W zlewni zurbanizowanej zdecydowanie wzrasta przepływ średni i maksymalny oraz odpowiadające im wartości odpływu jednostkowego. Dzieje się to z powodu zwiększenia się spływu powierzchniowego, którego udział w odpływie całkowitym z obszaru zurbanizowanego dochodzi nawet do 70-90%.

Wezbranie na obszarze zurbanizowanym Lublina tworzy się szybko i jest pierwszym etapem spływu wody Bystrzycą. Woda do rzek dociera w krótkim czasie, co skutkuje tworzeniem się gwałtownych wezbrań poniżej miasta, 2-3 godziny

Tablica 2

Odpływ ze zlewni Bystrzycy w czasie dwu wezbrań w maju 2014 roku

Rzeka	Profil	15-22.05.2014 roku						28.05-01.06.2014 roku					
		Q_c	q	Q_{max}	q_{max}	H_c	H_s	Q_c	q	Q_{max}	q_{max}	H_c	H_s
Bystrzyca	Zapora	8,52	11,7	14,4	19,8	7,0	4,4	7,31	10,1	8,25	11,4	3,8	1,5
Czerniejówka	Mętów	0,37	3,88	0,55	5,79	2,3	0,7	0,53	5,61	0,83	8,75	2,1	0,6
Czechówka	Skansen	0,16	2,59	0,49	8,08	1,5	0,8	0,17	2,75	0,61	10,1	1,0	0,5
Bystrzyca	Al. Tysiąclecia	12,8	12,5	29,1	28,4	7,5	5,2	13,7	13,3	36,6	35,7	4,8	3,0
Ciemiega	Pliszczyn	2,66	17,4	4,42	29,0	10,4	7,4	1,93	12,7	2,84	18,7	4,5	3,2
Bystrzyca	Sobianowice	22,3	17,6	34,5	27,3	10,5	7,4	21,0	16,6	35,5	28,1	5,9	4,0
cała zlewnia miejska*		10,6	45,7			27,3	21,1	11,0	47,6			16,6	14,6

Q_c – przepływ w $m^3 s^{-1}$, q – odpływ jednostkowy w $dm^3 s^{-1} km^2$, Q_{max} – przepływ maksymalny w $m^3 s^{-1}$, q_{max} – maksymalny odpływ jednostkowy w $dm^3 s^{-1} km^2$, H_c – warstwa odpływu całkowitego w mm, H_s – warstwa spływu powierzchniowego, * z dopływem wód pościekowych

po intensywnym opadzie. Uzyskane wartości dla wezbrań z maja 2014 roku dokumentują duży spływ wody z terenu miasta. W obu przypadkach spływ powierzchniowy stanowił ok. 25% zasilania opadowego. W strefie naturalnego (meandrującego) koryta Bystrzycy następuje ponowna transformacja fali wezbraniowej poprzez zdecydowane wydłużenie czasu spływu wody. Mimo podwyższonych przepływów w badanym okresie, stwierdzono zdecydowaną przewagę wód pochodzących z zasilania podziemnego.

5. PODSUMOWANIE

W wyniku działalności człowieka miejski odcinek doliny Bystrzycy uległ dużym przeobrażeniom. Wyprostowanie, a tym samym skrócenie koryta rzeki, a także obwałowanie, znacznie zmniejszyło możliwości retencji korytowej i przyspieszyło odpływ wód. Charakter miejskiego odcinka rzeki najlepiej dokumentują zmiany przepływu podczas wezbrań rejestrowanych w przekroju Al. Tysiąclecia. Wezbrania te mają dużą dynamikę, krzywe koncentracji i opadania są bardzo strome, co wynika z małych możliwości retencyjnych obszaru zurbanizowanego. Nakładają się one na wezbrania tworzące się w zlewniach rolniczych, które są bardziej rozciągnięte w czasie. Poniżej miasta, w związku ze zmianą charakteru koryta Bystrzycy z wyprostowanego na meandrującego, następuje zdecydowana transformacja wysokich fal wezbraniowych. Wody wezbraniowe są retencjonowane w strefie dna doliny, następuje wydłużenie czasu ich spływu, co prowadzi do przemodelowania dy-

namiki odpływu. Przy małych wezbraniach, mieszczących się w korycie rzeki, nie stwierdza się wydłużenia czasu przepływu wody. Udział wód opadowych w spływie z obszaru zurbanizowanego Lublina w czasie dwu wezbrań w maju 2014 roku wynosił ok. 25%.

INFLUENCE OF THE LUBLIN URBANIZED AREA ON FORMATION AND TRANSFORMATION OF FLOODS ON THE BYSTRZYCA RIVER

Summary

Process of urbanization of the Lublin city, where 350,000 inhabitants live on the area of 147.5 km², has led to serious changes of water circulation conditions. Build-up areas, technical and road infrastructure have an influence on worsening of conditions of rainfall water infiltration, what results in surface runoff increase. Flowing rainfall and snow melting waters generate rapid floods on the rivers in Lublin area and influence the transformation of flood wave reaching the city borders. Evaluation of the effects of the city area on the course and formation of the flood wave was based on the measurements in May 2014 during two big flood events. Data used for evaluation of water surface runoff have come from water gauge observations and rainfall gauge measurements, completed by Institute of Meteorology and Water Management data, set together as hourly records. Analysis of two big flood events showed changes of flood wave parameters in the urbanized area, as the result of conditions and time of rainfall surface runoff, its flow through the straightened river channels and in the zone of natural meanders below the city.

BIBLIOGRAFIA

- Dobija A., 1975, *Wpływ urbanizacji na stosunki wodne*, Czasopismo Geograficzne, 46 (1), 73-78
- Kalinowska E., Dwernicka-Rosa E., Rudzki W., 2012, *Opracowanie koncepcji kanalizacji deszczowej dla miasta Lublin*, maszynopis, Urząd Miasta Lublin
- Michalczyk Z. (red.), 1997, *Strategia wykorzystania i ochrony wód w dorzeczu Bystrzycy*, Wydawnictwo UMCS, Lublin, 192 s.
- Michalczyk Z. (red.), 2012, *Ocena warunków występowania wody i tworzenia się spływu powierzchniowego w Lublinie*, Wydawnictwo UMCS, Lublin, 268 s.
- Michalczyk Z., Chmiel S., Głowacki S., 2008, *Zmiany przepływu Bystrzycy na terenie Lublina w 2007 roku*, Annales UMCS, B., LXIII, 213-221

- Michalczyk Z., Chmiel S., Głowacki S., Siwek K., Sposób J., 2012, *Spływ powierzchniowy z obszaru Lublina w czerwcu 2011 roku*, [w:] Gospodarowanie wodą w warunkach zmieniającego się środowiska, W. Marszelewski (red.), Monografie Komisji Hydrologicznej PTG, 1, 111-124
- Michalczyk Z., Sposób J., 2010, *Wpływ miasta na przepływ rzeczny na przykładzie Lublina*, [w:] Hydrologia w ochronie i kształtowaniu środowiska, A. Magnuszewski (red.), Monografie Komitetu Inżynierii Środowiska PAN, 69 (2), 159-168

**Zdzisław MICHALCZYK, Stanisław CHMIEL,
Sławomir GŁOWACKI**

Uniwersytet Marii Curie-Skłodowskiej w Lublinie
Wydział Nauk o Ziemi i Gospodarki Przestrzennej

Marcin K. WIDOMSKI

Politechnika Lubelska
Wydział Inżynierii Środowiska

ODPŁYW WODY KANALIZACJĄ DESZCZOWĄ Z MIASTA ŚWIDNIK W 2014 ROKU

1. WSTĘP

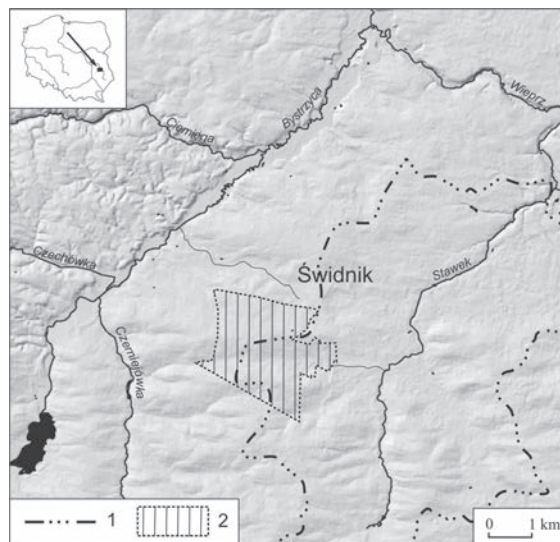
Funkcjonowanie systemów kanalizacji deszczowej decyduje o bezpieczeństwie mieszkańców i infrastruktury miasta. Postępujący przyrost terenów zurbanizowanych w znaczący sposób zmienia warunki obiegu wody. Tereny nieprzepuszczalne (drogi, budynki, chodniki itp.) zwiększają spływ powierzchniowy, co istotnie wpływa na zmniejszenie zasilania zasobów podziemnych (Soczyńska 1974; Dobija 1975). Zmieniające się warunki klimatyczne prowadzą do pojawiania się opadów o dużej intensywności, co wymaga odpowiedniego zwymiarowania kanalizacji deszczowej. Standardem opracowań projektowych staje się modelowanie warunków odpływu ze zlewni zurbanizowanych, w których udział powierzchni nieprzepuszczalnych systematycznie wzrasta. W literaturze krajowej i zagranicznej znajdują się różne przykłady zastosowania obliczeń numerycznych, w których położony był nacisk na nieco inne rozwiązania modelowe (Banasik, Barszcz 2001; Krause i in. 2005; Moriasi i in. 2007; Banasik i in. 2008; Banasik 2009; Kaczor, Wałęga 2011; Barszcz 2014). W przypadku Świdnika wykonane obliczenia wykazały małą przepustowość

kanalizacji deszczowej, co skutkuje wypływem wody ze studzienek (Chmielewska i in. 2013). Badania związane z oceną odpływu wody z obszarów zurbanizowanych znajdują praktyczne zastosowanie nie tylko przy projektowaniu systemów kanalizacji deszczowej, ale także przy wdrażaniu rozwiązań umożliwiających gospodarcze wykorzystanie spływających wód.

Celem pracy jest analiza reakcji systemu kanalizacji deszczowej na zasila-
nie oraz ocena dynamiki i wielkości odpływu wody opadowej z obszaru Świdnika
w 2014 roku.

2. OBSZAR BADAŃ

Miasto Świdnik położone jest w północnej części Wyżyny Lubelskiej, w odle-
głości ok. 10 km na wschód od Lublina. Obecnie zajmuje powierzchnię 20,35 km²,
a liczba mieszkańców wynosi 40,6 tys. (US 2014). Rozbudowało się na wysoko wy-
niesionej równinie denudacyjnej Płaskowyżu Łuszczowskiego (Chałubińska, Wilgat
1954), przez który przechodzi dział wodny III rzędu między dopływami Wieprza:
Bystrzycą i Stawkem (rys. 1). Wysokości terenu w najniższej położonej północno-
wschodniej części miasta zmniejszają się do 180 m n.p.m., a w części wododziało-
wej (zachodniej) zwiększają do 220 m n.p.m. Na terenie miasta nie ma sieci rzecznej,
a lasy i tereny zadrzewione zajmują powierzchnię 290,3 ha, co stanowi ok. 14,3%
powierzchni miasta.



Rys. 1. Położenie obszaru badań (1 – dział wodny III rzędu, 2 – obszar miasta)

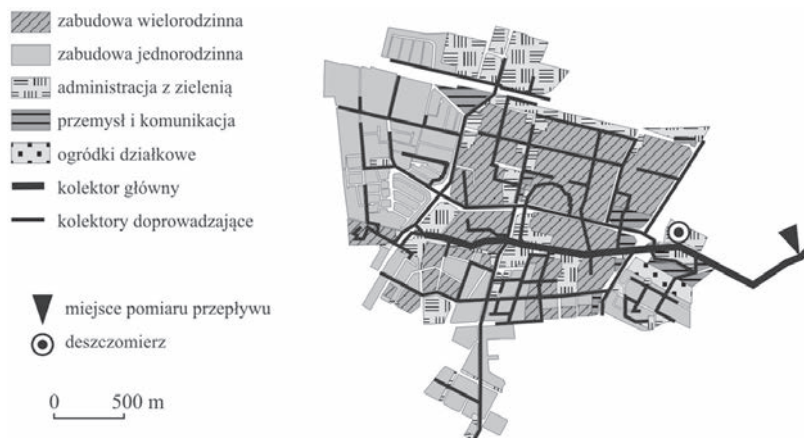
Obszar miasta budują węglanowe skały górnej kredy (mastrychtu górnego) wykształcone jako margle, wapienie i opoki, a w części północnej i zachodniej zalegają na nich węglanowe osady paleocenu, wykształcone jako gezy. Osady te są przykryte cienką warstwą utworów piaszczysto-pylastych, z wyjątkiem wschodniej części miasta, gdzie występują osady czwartorzędowe o większej miąższości, wykształcone jako pyły piaszczyste i utwory lessopodobne.

Na przeważającej części miasta osady węglanowe ukazują się na powierzchni terenu, szczególnie w jego północno-wschodniej i południowo-zachodniej części (Butrym i in. 1982). W strefie przypowierzchniowej skały kredowe są silnie zwietrzałe, a występujący głębiej maszyn skalny pocięty jest gęstą siecią spękań. W obszarze płytkiego występowania skał węglanowych, szczególnie w południowej części miasta, rozwinęły się w skałach węglanowych zjawiska krasowe, z okresowo wypełnionymi wodą zagłębieniami terenu. Średnia roczna suma opadów utrzymuje się na poziomie 550 mm, ze zdecydowaną przewagą opadów letnich nad zimowymi.

Wody podziemne pierwszego poziomu występują w silnie spękanych szczelinowo-warstwowych skałach węglanowych górnej kredy. Głębokość zwierciadła wód podziemnych jest dość zróżnicowana i wykazuje silny związek z rzeźbą terenu. W dolinie Stawka oraz w obniżeniu istniejącym w południowej części miasta wody podziemne występują na głębokości 1-5 m. W centralnej części Świdnika miąższość strefy aeracji wynosi 15-20 m, a w strefie wododziałowej zwiększa się nawet do 30 m. Zwierciadło wody podziemnej jest słabo nachylone ku dolinie Stawka, gdzie występuje na wysokości 178-179 m n.p.m.), natomiast w strefie działu wodnego jego rzędna zwiększa się do 185-190 m n.p.m. Naturalne wahania zwierciadła wody w sąsiedztwie doliny wynoszą 1-2 m, a w strefie wododziałowej wzrastają do 3-5 m.

W Świdniku istnieją dwa systemy kanalizacji sanitarnej: komunalny i przemysłowy oraz odrębny system kanalizacji deszczowej. Miejski system kanalizacji sanitarnej obejmuje ok. 94% mieszkańców. Ścieki są przetłaczane do komunalnej oczyszczalni w Hajdowie (Lublin). Drugi system kanalizacji sanitarnej funkcjonuje na obszarze WSK „PZL-Świdnik” S.A., zbiera i odprowadza ścieki sanitarne i ścieki przemysłowe z zakładu przemysłowego do własnej oczyszczalni. Oczyszczone wody pościekowe odprowadzane są do rzeki Stawek.

Rozbudowywana systematycznie sieć kanalizacji deszczowej o długości 56,2 km funkcjonuje w części obszaru zurbanizowanego. Obejmuje przede wszystkim centralną część miasta z dominującą zabudową wielorodzinną oraz część zachodnią z zabudową jednorodzinną (rys. 2). W jej zasięgu znajdują się również fragmenty południowej części miasta oraz tereny usługowo-sportowe na północ od torów kolejowych. Główne ciągi przepływu wody przebiegają z zachodu na wschód, wzdłuż głównej ulicy miasta, biegnącej w dnie naturalnego obniżenia. Miejski głów-



Rys. 2. Zagospodarowanie terenu i miejsca pomiarów hydrometeorologicznych

ny kolektor zbiorczy o długości 3130 m ma średnicę od 1,2 m do 1,6 m przy ujściu (DN 1200-1600). Zlewnia kolektora głównego obejmuje 3,2 km². Wody deszczowe i roztopowe odprowadzane są do rowu, a dalej (bez podczyszczania) do rzeki Stawek. Kolektor okresowo drenuje płytkie (zawieszone) wody podziemne.

3. MATERIAŁY

Podstawę opracowania stanowią własne materiały pomiarowe (Zakładu Hydrologii UMCS) pochodzące z automatycznego deszczomierza CASELLA RG13 zainstalowanego w centrum miasta oraz z rejestratora stanu i natężenia przepływu wody firmy Teledyne Isco 2150 umieszczonego w końcowym odcinku kolektora głównego. Przepływ obliczany jest na podstawie bezpośredniego pomiaru średniej prędkości cieczy (efekt Dopplera) oraz stanu napełnienia kolektora (pomiar ciśnienia hydrostatycznego). Rejestracja opadu i odpływu wykonywana była co 5 min. W opracowaniu zestawiono szczegółowe dane opadowe z wielkością odpływającej wody: w ujęciu miesięcznym oraz poszczególnych epizodów spływu wody dopływającej wyłącznie z deszczu lub topniejącego śniegu. Przy zestawianiu danych nie wliczano do spływu powierzchniowego wartości przepływu pojawiającego się w okresach bezdeszczowych, który pochodził z okresowego drenażu zawieszonego poziomu wody oraz z odwadniania stacji pomp PGKiM w Świdniku. Zebrane materiały hydrometeorologiczne oraz dotyczące infrastruktury wykorzystano do opracowania modelu numerycznego odpływu wody w programie SWMM 5, opisującego relację między wielkością zasilania atmosferycznego i odpływem wody kanalizacją deszczową.

4. SPŁYW WODY KANALIZACJĄ DESZCZOWĄ W 2014 ROKU

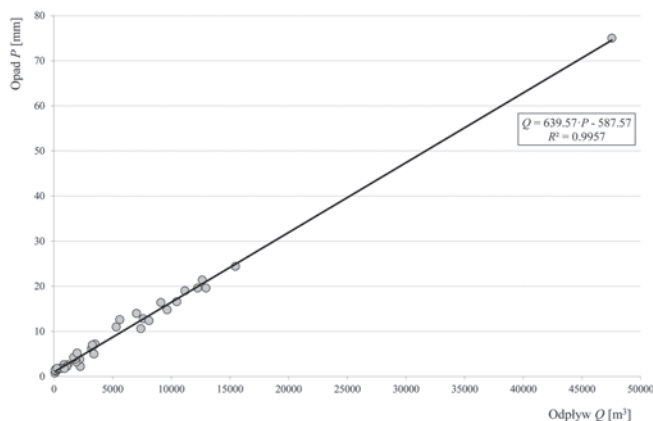
Ilość wody spływającej siecią kanalizacji deszczowej Świdnika w roku 2014 charakteryzowała się dużą zmiennością. Decydującym elementem kształtującym ten parametr była wielkość i czas trwania zasilania atmosferycznego. Suma opadów w Świdniku wyniosła 618,5 mm i była większa od średniej z wielolecia 1951-2010 dla stacji Lublin UMCS o ok. 70 mm (Michalczyk 2012). Opady w półroczu zimowym (XI-IV) były niższe od opadów półrocza letniego (V-X) i wyniosły odpowiednio 175,8 mm i 442,7 mm. Największą miesięczną sumę opadów zarejestrowano w maju – 198,2 mm, a najmniejszą w grudniu – 8,8 mm (tabl. 1).

Wysokość zasilania atmosferycznego przekładała się bezpośrednio na wielkość spływu wody z obszaru miasta. W roku 2014 kanalizacją deszczową Świdnika odpłynęło prawie 350 tys. m³ wody. Najwięcej w maju, bo prawie 40% rocznej sumy odpływu. Tak duży udział jest przede wszystkim efektem intensywnych opadów, które miały miejsce w dniach 28-29 maja, ich suma wyniosła 99,4 mm. Najmniejsze wartości miesięcznych sum odpływu (ok 3,2 tys. m³) odnotowano w miesiącach półrocza zimowego: grudniu i lutym. Przyczyniło się do tego nie tylko niewielkie zasilanie atmosferyczne, ale także występowanie okresów ze średnimi temperaturami

Tablica 1

**Miesięczne sumy opadu i wielkości odpływu wody
kanalizacją deszczową w roku hydrologicznym 2014**

Miesiąc/ rok	Opad [mm]	Objętość odpływu [m ³]	Średni przepływ [dm ³ s ⁻¹]	Warstwa odpływu [mm]	Współczynnik odpływu [%]
XI	60,8	32855,4	12,7	10,3	16,9
XII	8,8	3260,7	1,2	1,0	11,6
I	39,0	20504,7	7,7	6,4	16,4
II	11,8	3250,6	1,3	1,0	8,6
III	32,8	16720,2	6,2	5,2	15,9
IV	22,6	8178,3	3,2	2,6	11,3
V	198,2	128862,5	48,1	40,3	20,3
VI	57,8	35747,6	13,8	11,2	19,3
VII	68,7	36761,9	13,7	11,5	16,7
VIII	71,4	35016,2	13,1	10,9	15,3
IX	23,2	13453,9	5,2	4,2	18,1
X	23,4	12981,0	4,8	4,1	17,3
Rok	618,5	347593,1	11,0	108,6	17,6



Rys. 3. Wysokość zasilania wybranych epizodów opadowych [P] i objętości spływu wody [Q] kanalizacją deszczową

dobowymi poniżej 0°C . Średni przepływ w końcowym odcinku kolektora głównego w roku 2014 wyniósł $11 \text{ dm}^3 \text{ s}^{-1}$, a w poszczególnych miesiącach zmieniał się od $1,2 \text{ dm}^3 \text{ s}^{-1}$ w grudniu do $48,1 \text{ dm}^3 \text{ s}^{-1}$ w maju. Maksymalne spływy wody z obszaru miasta osiągały wartość $2,25 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$, a jednostkowy odpływ wody z obszaru drenażu przekraczał $0,7 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1} \text{ km}^2$. Przy wysokich opadach, z uwagi na ograniczoną przepustowość, nie cała woda spływała do kolektora, w skrajnych sytuacjach powodując podtopienia niżej położonych osiedli mieszkaniowych. Miesięczne wartości wskaźnika odpływu wody zmieniały się proporcjonalnie do zasilania atmosferycznego, od $1,0 \text{ mm}$ w grudniu i lutym do $40,3 \text{ mm}$ w maju. Natomiast współczynniki spływu wody deszczowej wynosiły od $8,6\%$ w lutym do $20,3\%$ w maju. Mniejsze wartości w lutym i w grudniu były spowodowane okresową retencją śnieżną.

Istotne relacje uzyskano między zarejestrowaną wysokością opadów wybranych epizodów i objętością odpływu (rys. 3). Wartość spływu wody proporcjonalnie zwiększała się wraz z opadem. Otrzymane równanie linii trendu pozwala na obliczenie objętości spływu wody [Q] na podstawie wysokości opadu [P], z którego wynika, że przy opadzie 10 mm spływ osiągnie $5\,808 \text{ m}^3$, przy 20 mm – $12\,204 \text{ m}^3$, a przy 50 mm wzrośnie do $31\,391 \text{ m}^3$.

5. NUMERYCZNY MODEL ODPLYWU WODY SIECIĄ KANALIZACJI DESZCZOWEJ

Do poszukiwania relacji między wielkością zasilania atmosferycznego i odpływem wody kanalizacją deszczową w Świdniku zastosowano model numeryczny

opracowany za pomocą programu SWMM 5. Jego strukturę tworzy 500 zlewni, 473 węzłów sieciowych oraz 476 odcinków przewodów – zestawionych na podstawie materiałów Urzędu Miasta Świdnik. Posłużyły one do określenia wymiarów geometrycznych przewodów, lokalizacji węzłów oraz charakterystyki zlewni (wymiały, kształt, nachylenie powierzchni oraz udział powierzchni przepuszczalnych i nieprzepuszczalnych). Charakterystyki hydrauliczne zlewni oraz przewodów oparto na danych literaturowych. Obliczenia modelowe przeprowadzono w oparciu na modelu fali dynamicznej, dla kroku czasowego spływu powierzchniowego oraz przepływu wewnątrz przewodów wynoszącego 15 sekund.

Kalibrację modelu wykonano na podstawie pomiarów wielkości opadów i odpływu w końcowym odcinku kolektora głównego (rys. 2), przy przyjęciu średniej dobowej wartości ewapotranspiracji jako 1 mm. Kalibracja została przeprowadzona w sposób globalny, poprzez zmiany danych wejściowych charakterystyk wszystkich przewodów i zlewni jednocześnie. Obejmowała zmianę pięciu parametrów zlewni oraz przewodów, przeprowadzaną w celu uzyskania jak największej zgodności między wartościami obliczonymi a pomierzonymi przepływu chwilowego ścieków deszczowych (tabl. 2). Zastosowanymi miarami zgodności analizowanych wyników były: współczynnik determinacji R^2 , pierwiastek błędu średniokwadratowego odniesiony do odchylenia standardowego danych pomiarowych (RSR) oraz współczynnik efektywności modelu Nasha-Sutcliffe’a E (Moriasi i in. 2007).

Obliczenia modelowe wykonano dla trzech (A, B, C) zróżnicowanych epizodów opadowych:

- A. W dniu 14 sierpnia 2014 roku w godzinach nocnych wystąpiły krótkotrwałe intensywne opady. W czasie nieco ponad 1 godziny spadło 10,6 mm. Największe natężenie zasilania zostało zarejestrowane na początku opadu, wówczas w ciągu 20 min spadło 8,6 mm deszczu (rys. 4). Objętość spływu wody wynio-

Tablica 2

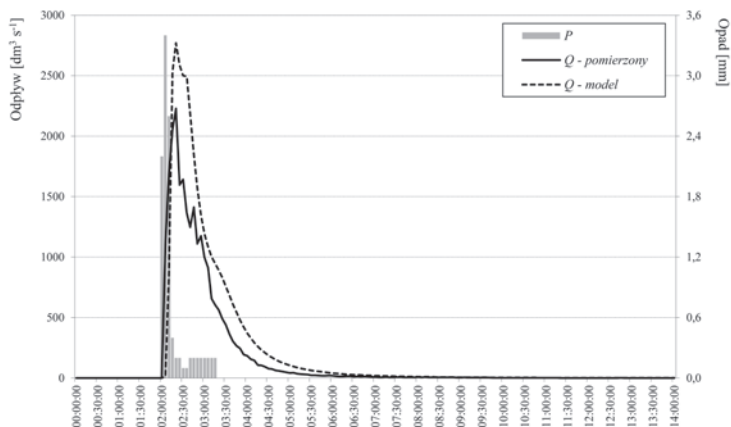
Wartości zastosowane w czasie kalibracji modelu

Parametr	Jednostka	Przyjęta do obliczeń	Przyjęta podczas kalibracji
Szorstkość n Manninga przewodu	$\text{m s}^{-1/3}$	0,014	0,02
Szorstkość n Manninga powierzchni nieprzepuszczalnych	$\text{m s}^{-1/3}$	0,012	0,03
Szorstkość n Manninga powierzchni przepuszczalnych	$\text{m s}^{-1/3}$	0,15	0,2
Maksymalna intensywność infiltracji	mm h^{-1}	3	7
Minimalna intensywność infiltracji	mm h^{-1}	0,5	3

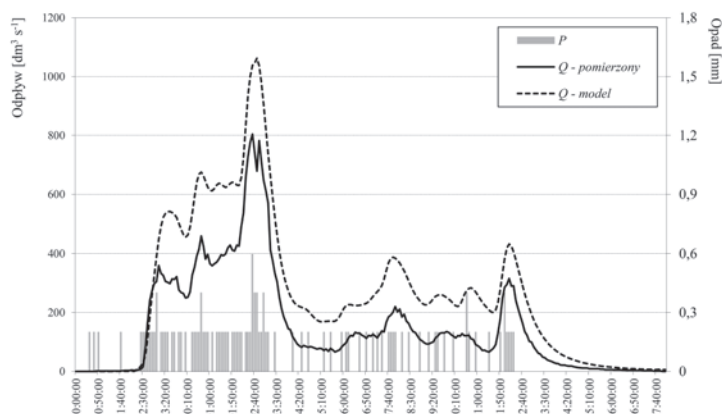
sła 7383 m^3 , a największy chwilowy przepływ osiągnął wartość $2245 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$. Analiza hydrogramu pozwala stwierdzić bardzo szybką reakcję zlewni miejskiej Świdnika na intensywne opady. Odpływ pojawił się już po 5 min, a dalsze wzmożone zasilanie spowodowało gwałtowny wzrost przepływu. Przebieg wykresu wskazuje również na to, że czas potrzebny do formowania fali kulminacyjnej w kolektorze głównym jest krótszy niż okres jej opadania.

- B. W dniach 11-12 maja 2014 roku w ciągu 16 godzin spadło 19,4 mm deszczu (rys. 5). Były to opady ciągłe z niewielkimi przerwami i dość równomiernym natężeniu nieprzekraczającym $3,2 \text{ mm h}^{-1}$. Największe odpływy, ok. $800 \text{ dm}^3 \text{ s}^{-1}$, zarejestrowano 12 maja w godzinach od 2⁰⁰ do 3⁰⁰, które były związane z chwilowym wzrostem zasilania atmosferycznego. Widoczne na hydrogramie krótkie wezbrania jednoznacznie wskazują na ścisły związek między intensywnością opadów a wielkością przepływu wody siecią kanalizacji deszczowej Świdnika.
- C. W ciągu całej doby w dniu 14 lipca 2013 roku wystąpiły opady o zmiennej intensywności, trwające od kilku minut do 5 godzin (rys. 6). Suma opadów tego dnia wyniosła 35,6 mm, a objętość odpływu $24\,587,7 \text{ m}^3$. Największe natężenie opadów zarejestrowano w godzinach: 1⁵⁵-2¹⁰, kiedy spadło 9,2 mm, oraz 7¹⁰-8³⁰ z deszczem o wysokości 17 mm. W tych godzinach maksymalny przepływ u wylotu kolektora głównego wyniósł odpowiednio $1\,589 \text{ dm}^3 \text{ s}^{-1}$ i $1\,998 \text{ dm}^3 \text{ s}^{-1}$.

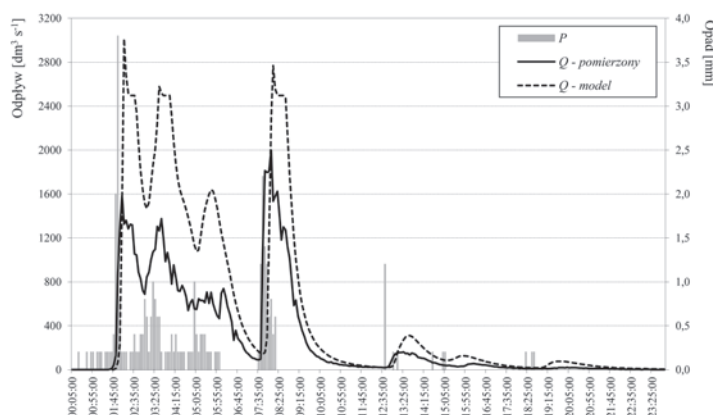
Analiza przedstawionych wyników symulacji pozwala stwierdzić, że za pomocą przedstawionego modelu, nawet po przeprowadzonej kalibracji, nie udało się osiągnąć wysokiej zgodności wyników obliczeń z pomiarami dla każdego z wariantów obliczeń. W przypadku dwóch z trzech analizowanych opadów osiągnięto zgodność akceptowalną (jednak nie wg wszystkich zastosowanych kryteriów oce-



Rys. 4. Pięciominutowe sumy opadu oraz średnie odpływy (pomierzone i uzyskane z modelu) w dniu 14.08.2014 roku



Rys. 5. Pięciominutowe sumy opadu oraz średnie odpływy (pomierzone i uzyskane z modelu) w dniach 11-12.05.2014 roku



Rys. 6. Pięciominutowe sumy opadu oraz średnie odpływy (pomierzone i uzyskane z modelu) w dniu 14.07.2013 roku

ny). Krzywe przebiegu obliczonej chwilowej zmienności natężenia przepływu są podobne do krzywych przedstawiających wartości pomierzone, aczkolwiek widać wyraźnie, że obliczone przepływy chwilowe są wyraźnie większe niż wartości uzyskane z pomiarów. Zauważa się także, że dla modelu wykorzystującego uzyskane dane oraz kalibrowanego całościowo na podstawie pomiarów natężenia przepływu w jednym punkcie spadek jakości wyników obliczeń jest bezpośrednio związany ze zmiennością w czasie intensywności opadu.

Przedstawione w tabl. 3 wyniki obliczeń walidacyjnych wykazują, że akceptowalne wartości wszystkich przyjętych miar zgodności (Moriassi i in. 2007) uzyskano wyłącznie dla opadu A, z 14 sierpnia 2014 roku. W przypadku opadu B, z 11-12

Tablica 3

Wyniki obliczeń walidacyjnych

Wariant opadu	R^2	RSR	E
A (14.08.2014 roku)	0,885	0,54	0,70
B (11-12.05.2014 roku)	0,956	0,79	0,38
C (14.07.2013 roku)	0,772	1,12	-0,28

(objaśnienia w tekście)

maja 2014 roku, mimo bardzo dużej wartości współczynnika determinacji oraz akceptowalnej wartości współczynnika Nasha-Sutcliffe'a ($E > 0$), wartość wskaźnika RSR znajduje się poniżej progu akceptowalności ($RSR < 0,7$). W przypadku opadu trzeciego, C, z 14 lipca 2013 roku, jedynie współczynnik determinacji wykazuje akceptowalną wartość.

Analizując wyniki obliczeń walidacyjnych, należy pamiętać, że współczynnik Nasha-Sutcliffe'a, oparty na kwadratach różnic wartości zaobserwowanych i obliczonych, wykazuje tendencje do przeszacowywania dużych wartości i pomijania niewielkich, co w efekcie prowadzi do niskiej czułości w przypadku systematycznego zawyżania lub zaniżania wyników modelowania (Krause i in. 2005).

W związku z tym, że opracowany model przeszacowuje objętość ścieków deszczowych należałoby przeprowadzić strefową kalibrację modelu opartą na pomiarach chwilowego natężenia przepływu w większej ilości punktów zlokalizowanych na sieci, np. w końcowych odcinkach kolektorów bocznych oraz zwiększyć dokładność oszacowania udziału powierzchni przepuszczalnych i nieprzepuszczalnych w każdej ze zlewni. W dalszych badaniach konieczne jest opracowanie dokładnego modelu opartego na ortofotomapie badanej zlewni, co obecnie nie było możliwe do wykonania.

6. PODSUMOWANIE

System kanalizacji deszczowej Świdnika obejmuje swym zasięgiem centralną i północną część miasta. W roku 2014 wielkość spływu wody kanalizacją deszczową wynosiła 108,6 mm, co stanowi 17,6% opadu. Miesięczne wartości wskaźnika odpływu wody zmieniały się proporcjonalnie do zasilania atmosferycznego, od 1,0 mm w grudniu i lutym do 40,3 mm w maju, a współczynniki odpływu utrzymywały się najczęściej w granicach 15-20%. Z uwagi na znaczny udział powierzchni nieprzepuszczalnych w strefie dopływu wody, stwierdzano krótki czas reakcji systemu kanalizacji deszczowej na zasilanie. W zależności od natężenia opadów atmosferycznych odpływ z kolektora głównego pojawiał się od 10 do 30 min od

rozpoczęcia deszczu, natomiast czas spływu wody wydłużał się do 2-3 godzin po zakończeniu opadu. Maksymalny odpływ z miasta osiągnął wartość $2,25 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$, a jednostkowy spływ wody z obszaru drenażu przekroczył $0,7 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1} \text{ km}^2$.

Relacje między wielkością zasilania atmosferycznego a odpływem wody kanalizacją deszczową w Świdniku odwzorowano na modelu numerycznym z wykorzystaniem programu SWMM 5. Krzywe przebiegu obliczonego natężenia przepływu są podobne do krzywych przedstawiających wartości pomierzone, jednakże obliczone przepływy chwilowe są wyraźnie wyższe niż wartości uzyskane drogą pomiarów. Poprawa parametrów modelu będzie możliwa po zwiększeniu dokładności oszacowania struktury użytkowania gruntów w strefie dopływu do kolektora głównego.

OUTFLOW FROM THE STORM WATER SYSTEM FROM ŚWIDNIK TOWN AREA IN 2014

Summary

The paper presents results of analysis of dynamics and amount of water inflow and outflow from the storm drainage system in Świdnik town area. Storm drainage system collects waters from the central part of the town of the area 3.20 km^2 . Because of the high share of build-up areas, response time of the storm water system is short. Depending on rainfall intensity, outflow in the end part of the storm sewer was observed after 10-30 minutes, and runoff time was extended to 2-3 hours. In 2014 amount of water outflow in the storm drainage system was estimated as 108.6 mm, what constituted 17.6% of the total rainfall. Monthly values of runoff index changed proportionally to atmospheric feeding, from 1.0 mm in December and February to 40.3 mm in May, and runoff coefficient was in the range 15-20%. Maximum outflow from the town area reached $2.25 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$, and specific runoff from the drainage area was $0.7 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1} \text{ km}^2$.

Relationships between amount of atmospheric feeding and outflow from the storm drainage system in Świdnik were numerically modelled by means of SWMM5 software. Curves of calculated and measured discharges are similar, however calculated discharges are clearly higher than those from measurements. Calibration of model parameters will be possible after precise estimation of land use structure in the zone of influence of storm system in Świdnik.

BIBLIOGRAFIA

Banasik K., 2009, *Wyznaczanie wezbrań powodziowych w małych zlewniach zurbanizowanych*, Wydawnictwo SGGW, Warszawa, 42 s.

- Banasik K., Barszcz M., 2001, *Wpływ metody wyznaczania opadu efektywnego na czas opóźnienia odpływu i parametry modelu opad-odpływ*, Zeszyty Problemowe Postępów Naukowych Nauk Rolniczych, 477, 15-21
- Banasik K., Hejduk L., Barszcz M., 2008, *Flood flow consequences of land use changes in a small urban catchment of Warsaw*, [w:] Proceedings of 11th International Conference on Urban Drainage, Edinburgh, Scotland, 14 (107), 95-102
- Barszcz M., 2014, *Ocena przydatności konceptualnego modelu Nasha do symulacji hydrogramu przepływów w zlewni zurbanizowanej z uwzględnieniem scenariuszy warstwy opadu*, Przegląd Naukowy Inżynieria i Kształtowanie Środowiska, 64, 113-123
- Butrym J., Harasimiuk M., Henkiel A., 1982, *Szczegółowa Mapa Geologiczna Polski 1:50000*, Wydawnictwo Geologiczne, Warszawa
- Chałubińska A., Wilgat T., 1954, *Podział fizjograficzny województwa lubelskiego*, [w:] Przewodnik V Ogólnopolskiego Zjazdu PTG, Lublin, 3-44
- Chmielewska A., Widomski M.K., Musz A., Łagód G., Mazurek W., 2013, *Quantitative and qualitative numerical analysis of operational conditions of stormwater system*, Ecological Chemistry and Engineering, 20 (12), 1397-1410, DOI: 10.2428/ecea.2013.20(12)126
- Dobija A., 1975, *Wpływ urbanizacji na stosunki wodne*, Czasopismo Geograficzne, 46 (1), 73-78
- Kaczor G., Wałęga A., 2011, *Przebieg wybranych epizodów opadowych na obszarze aglomeracji krakowskiej w aspekcie modelowania sieci kanalizacji deszczowej*, Gaz Woda i Technika Sanitarna 10, 364-366
- Krause P., Boyle D., Base F., 2005, *Comparison of different efficiency criteria for hydrological model assessment*, Advances in Geosciences, 5, 89-97, DOI: 10.5194/adgeo-5-89-2005
- Moriasi D.N., Arnold J.G., Van Liew M.W., Bingner R.L., Harmel D.R., Veith T.L., 2007, *Model evaluation guidelines for systematic quantification of accuracy in watershed simulations*, Transaction of the ASABE, 50 (3), 885-900, DOI: 10.13031/2013.23153
- Michalczyk Z. (red.), 2012, *Ocena warunków występowania i tworzenia się spływu powierzchniowego w Lublinie*, Badania hydrograficzne w poznawaniu środowiska. Tom X, Wydawnictwo UMCS, Lublin, 268 s.
- Michalczyk Z., Chmiel S., Głowacki S., Kowal P., 2014, *Spływ wody kanalizacją burzową ze Świdnika w czerwcu i lipcu 2013 roku*, [w:] Woda w mieście, T. Ciupa, R. Suligowski (red.), Monografie Komisji Hydrologicznej PTG, 2, 155-164
- Słomka A., Chmiel S., Michalczyk Z., 2007, *Ocena stężenia wskaźników fizykochemicznych wód spływających kanalizacją deszczową z miasta Świdnika*, [w:] Obieg wody w środowisku naturalnym i przekształconym. Badania hydrograficzne w poznawaniu środowiska, Z. Michalczyk (red.), VII, Wydawnictwo UMCS, Lublin, 462-467
- Smuszkiewicz A.M., Smuszkiewicz K., Golonka M., 1999, *Operat wodnoprawny na odprowadzanie wód deszczowych z miasta Świdnika do rowu S-F na terenie gminy Mełgiew*, maszynopis, Urząd Miejski Świdnik

- Soczyńska U., 1974, *Hydrologiczne skutki urbanizacji*, Wiadomości Meteorologiczne i Gospodarka Wodna, 22 (4), 11-22
- US, 2014, *Rocznik statystyczny województwa lubelskiego 2014*, Urząd Statystyczny w Lublinie, dostępne online: http://lublin.stat.gov.pl/download/gfx/lublin/pl/defaultaktualnosci/752/2/13/1/rocznik_2014-pol-calosc_2.pdf (08.08.2016)

Anna BOGUSZ, Tamara TOKARCZYK

Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej
Państwowy Instytut Badawczy

ROLA TERENÓW ZALESIONYCH W KSZTAŁTOWANIU RETENCJI WÓD OPADOWYCH W ZLEWNIACH ZURBANIZOWANYCH

1. WSTĘP

Dyrektywa powodziowa wprowadza jako nadrzędny cel zmniejszanie następstw powodzi w efekcie właściwego zarządzania ryzykiem powodziowym, które obejmuje:

1. Unikanie zwiększenia ryzyka (etap prewencji);
2. Ograniczanie istniejącego ryzyka (etap prewencji i ochrony);
3. Ograniczanie skutków w czasie powodzi (etap przygotowania);
4. Ograniczanie skutków po powodzi oraz wnioski (etap odbudowy i analiz).

W ramach opracowania planów zarządzania ryzykiem powodziowym w Polsce rozpatrywane były techniczne i nietechniczne działania mające na celu ograniczenie ryzyka powodziowego. Jednym z działań nietechnicznych, dla których analizowano skuteczność w zakresie redukcji ryzyka powodziowego, była ochrona i zwiększenie retencji leśnej w zlewni, zarówno o charakterze naturalnym, jak i zurbanizowanej. Las stanowi swoisty (niesterowalny) zbiornik retencyjny. Wynikające stąd oddziaływanie na odpływ ze zlewni jest powszechnie cytowane w literaturze (Suliński 1993; Kowalik 1995; Miler 2003). Nie jest natomiast jednoznaczne, czy lasy zwiększają czy zmniejszają odpływ ze zlewni. Zwiększona transpiracja z terenów leśnych kompensowana jest przez zwiększone opady atmosferyczne implikowane przez mikroklimat tychże kompleksów (Miler 2008). Wyniki badań wykazują, że obszary leśne

zmniejszając amplitudę wahań odpływów. Również istotny wpływ na wielkość odpływu ze zlewni ma duży udział terenów nieprzepuszczalnych w zagospodarowaniu obszarów zurbanizowanych (Geiger, Dreiseitl 1999).

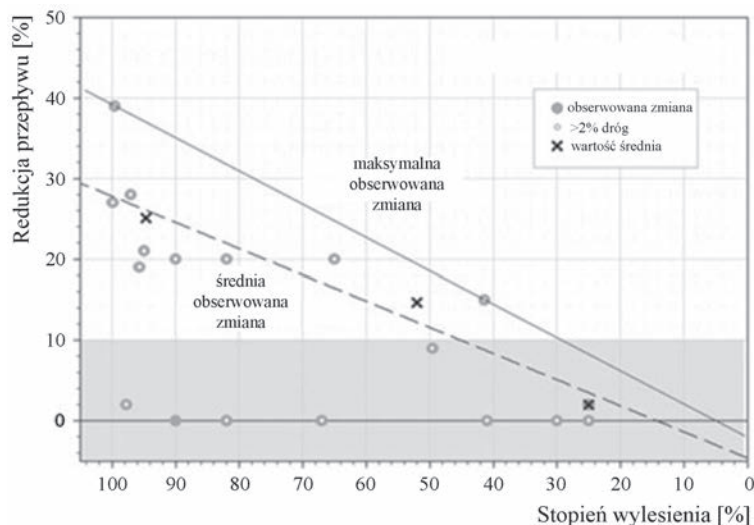
Jednym z działań nietechnicznych prowadzących do redukcji ryzyka powodziowego w zlewniach zurbanizowanych jest zwiększenie retencji, w szczególności poprzez ochronę i zwiększenie retencji leśnej w zlewni.

W artykule przedstawiono analizę wpływu zmiany użytkowania terenu w zlewniach zurbanizowanych na odpływ, którego konsekwencje prowadzą do redukcji ryzyka powodziowego. Analizie poddano szczególnie wpływ rozmieszczenia lasów w zlewni na wielkość odpływu, z zastosowaniem wskaźnika lesistości oraz wskaźnika rozwinięcia lesistości Lambora. Na podstawie badań literaturowych opracowana została macierz redukcji przepływów w zależności od procentowego wzrostu stopnia zalesienia oraz lokalizacji obszarów zalesionych dla zlewni o powierzchni do 600 km². Założenia zweryfikowano na podstawie modelowania opad-odpływ dla wybranej zlewni Bierawki z zastosowaniem programu HEC-HMS.

2. PRZEGLĄD LITERATURY

Znaczenie obszarów leśnych w bilansie wodnym zlewni jest badane od ponad 100 lat. Pierwsze wyniki otrzymano na podstawie badań prowadzonych w dwóch zlewniach doświadczalnych o różnym stopniu zalesienia 30 i 99%, założonych w Szwajcarii ok. roku 1900 (Klus 1964). Stwierdzono korzystny wpływ lasu w postaci zmniejszenia odpływu o 12%, przy zwiększonym odpływie w okresach suszy oraz znacznie mniejszym ruchu rumoszu w zlewni zalesionej. Inni badacze potwierdzili, że obszary leśne wyraźnie zmniejszają amplitudę wahań odpływów i przyczyniają się do zmniejszenia fali powodziowej. W latach 80. po wylesieniu znacznych obszarów w Sudetach odpływ wody ze zlewni wzrósł od 15 do 30%, na skutek zmniejszenia intercepcji i zwiększenia spływu powierzchniowego. Jednocześnie odnotowano, że przy bardzo dużych opadach i wypełnieniu pojemności retencyjnej, wpływ lasu na odpływ wody ze zlewni jest znikomy (Pierzgalski 2003).

Wyraźny trend w zależności między stopniem wylesienia a redukcją przepływu maksymalnego zaobserwowano podczas badań eksperymentalnych w małych zlewniach badawczych do 10 km² (Guillemette i in. 2005), rys. 1. Jednocześnie autorzy zastrzegli, że przeniesienie wyników na zlewnie o większej powierzchni (od 10 km² do 500 km²) wymaga analizy wszystkich czynników wpływających na wielkość przepływów maksymalnych, m.in.: stanu i wieku drzewostanu, jego rozkładu przestrzennego w zlewni, lokalizacji i gęstości sieci drogowej.



Rys. 1. Zależność redukcji przepływu od stopnia wylesienia obszaru (Grant i in. 2008) dla zlewni o powierzchni do 10 km²

Badacze analizujący zlewnie o większych powierzchniach wykazali, że wpływ zalesienia na przepływy maksymalne maleje wraz ze wzrostem zlewni ze względu na morfologię sieci rzecznej, opory przepływu w korytach rzecznych, retencje obszarów zalewowych oraz rozkład przestrzenny intensywnych opadów (Archer 1989). Czynniki te mogą redukować wielkość przepływu jednostkowego nawet do 50% lub więcej. Sriwongsitanon i Taesombat (2011) potwierdzili zmienny wpływ zalesienia na wielkość wskaźnika odpływu na podstawie badań przeprowadzonych dla 11 zlewni o powierzchniach od 240 do 3858 km². Większy stopień zalesienia wpływał na redukcję współczynnika odpływu w przypadku małych epizodów powodziowych, natomiast dla dużych zdarzeń powodziowych obszary lesiste zwiększały ilość retencionowanych zasobów wodnych, co w konsekwencji skutkowało zwiększoną wielkością odpływu.

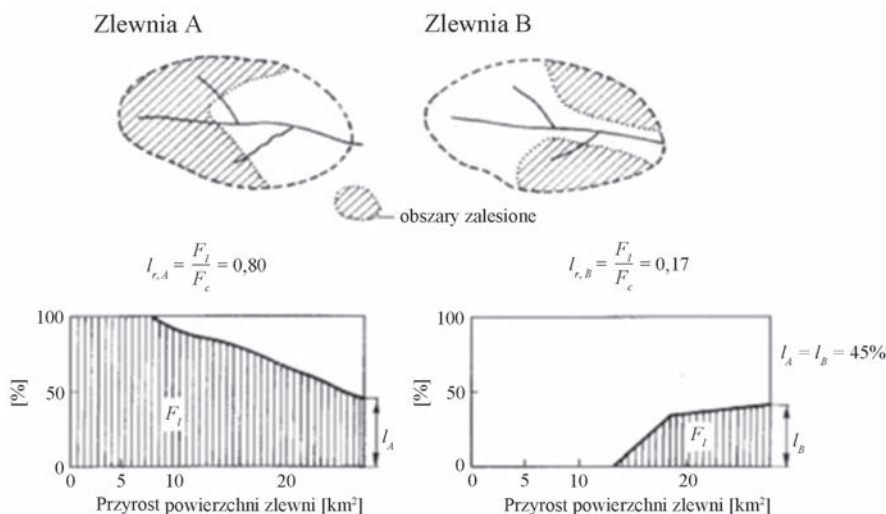
Również pozostałe badania eksperymentalne, prowadzone dla zlewni o większych powierzchniach potwierdzają wpływ wielkości zalesienia na wielkość odpływu. Coutu i Vega (2007) badali wpływ zmian zalesienia na wielkość spływu powierzchniowego w zlewniach cząstkowych o powierzchniach od 0,5 do 50 km². Badania wykazały, że średnia redukcja zalesienia o 17% w zlewni o powierzchni 316 km² wpłynęła na wzrost, średnio o 12,15%, wielkości spływu powierzchniowego. Dla zlewni przekraczających 100 km² wpływ zalesienia na wielkość odpływu jest zależny od innych czynników, w tym również od stopnia nasycenia zlewni. Wang i in. (2014) badali wpływ zalesienia na wielkość współczynnika odpływu, wy-

rażonego jako stosunek odpływu całkowitego do opadu całkowitego w skali roku. Na podstawie przeprowadzonych analiz dla zlewni o powierzchni 1 151 km² stwierdzili występowanie wpływu zalesienia na wielkość odpływu.

3. WPŁYW ZMIAN UŻYTKOWANIA TERENU NA REDUKCJĘ RYZYKA POWODZIOWEGO

Naturalny cykl hydrologiczny składa się z szeregu procesów, z których najważniejszymi są: parowanie, transpiracja, opady atmosferyczne, retencja, infiltracja, odpływ powierzchniowy i gruntowy, przepływ w korytach cieków. Działalność człowieka powoduje szereg zaburzeń w przebiegu naturalnego cyklu hydrologicznego. Wzrost ryzyka powodzi jest następstwem zmian zagospodarowania zlewni – zwłaszcza tych, które wpływają na zmniejszenie jej zdolności retencyjnej. Zwiększenie powierzchni uszczelnionych skutkuje zmniejszeniem się infiltracji wody w głąb gleby i zwiększeniem odpływu ze zlewni. Uszczelnienie terenu może skutkować również wzrostem liczby powodzi o gwałtownym przebiegu wezbrania, z wysokimi stanami wody w ciekach naturalnych. W wyniku urbanizacji zlewni zmianie ulegają poszczególne formy retencji. Na powierzchniach nieprzepuszczalnych, na skutek zwilżania, zatrzymuje się część wody, wzrasta więc retencja powierzchni nieprzepuszczalnych. Jednakże wzrost ten nie rekompensuje strat w całkowitej retencji zlewni, związanych ze zmniejszoną powierzchnią terenów otwartych i biologicznie czynnych, mniejsza będzie bowiem retencja szaty roślinnej, glebowa i gruntowa. Wzrost udziału powierzchni nieprzepuszczalnych w zlewni powoduje zmniejszanie się strat w wyniku ewapotranspiracji, a także zmniejszanie się ilości wody infiltrującej do gruntu, co przekłada się na wzrost odpływu powierzchniowego. Jednocześnie ze wzrostem wielkości odpływu powierzchniowego ze zlewni zurbanizowanej następuje jego przyspieszenie, co jest efektem nie tylko ułatwionego spływu wód opadowych po powierzchniach nieprzepuszczalnych, ale przede wszystkim efektem działania sieci kanalizacji deszczowej, która istotnie skraca czas dopływu wód opadowych do cieku – odbiornika. Wraz ze wzrostem udziału terenów zabudowanych w zlewni zmienia się kształt i objętość fal wezbraniowych – wielkość przepływu kulminacyjnego wzrasta i jednocześnie maleje czas wystąpienia kulminacji (Geiger, Dreiseitl 1999; Banasik 2009).

Ograniczenie wielkości spływu wód opadowych do cieków-odbiorników lub spowolnienie odpływu można uzyskać poprzez zachowanie mozaiki powierzchni nieprzepuszczalnych z terenami biologicznie czynnymi na terenach zurbanizowanych (parki, ogrody, trawniki) (Mrowiec 2015). Wprowadzenie właściwego zago-



Rys. 2. Wskaźnik rozwinięcia lesistości (Ozga-Zielińska, Brzeziński 1997)

spodarowania całej zlewni, prowadzenie metod gospodarki leśnej mającej na celu również zmniejszenie ilości spływającej wody (dobór odpowiednich gatunków drzew i krzewów na stokach (Suliński 2002), poprawa właściwości wodnych gleb, zabudowa szlaków zrywkowych, stosowanie urządzeń technicznych np. tarasów grzbietowych itd.), a także zwiększenie retencji powierzchniowej może w znaczący sposób zmniejszyć fale wezbraniowe.

Oprócz zwiększenia pojemności retencyjnych lasów, przeciwdziałających destrukcyjnym skutkom powodzi, równie ważne jest dostosowanie lokalizacji obszarów zalesionych do warunków tworzenia się fal wezbraniowych. Rozpatrując wpływ zalesienia na odpływ dla dwóch różnych zlewni o takim samym procentowym udziale obszarów zalesionych, wyrażonych tą samą wartością wskaźnika lesistości, może być on różny ze względu na lokalizację lasów, co wyraża wskaźnik rozwinięcia lesistości.

W przypadku zlewni A, gdzie obszary zalesione pokrywają obszary źródłowe rzeki głównej i dopływów, wartość wskaźnika rozwinięcia lesistości jest równa 0,8, natomiast dla zlewni B, gdzie tereny zalesione zlokalizowane są głównie przy przekroju zamykającym zlewnię, wartość wskaźnika wynosi 0,17. Im wartość wskaźnika rozwinięcia lesistości jest bliższa 1, tym obszar zalesienia ma większy wpływ na odpływ (Ozga-Zielińska, Brzeziński 1997).

Ocenę potrzeb zalesień i zadrzewień wprowadzanych w celu kształtowania korzystnych stosunków wodnych, tzn. dla poprawy zasobności retencji gruntowej i glebowej oraz zwiększenia ochrony przeciwpowodziowej, przeprowadzono na

podstawie analizy wskaźnikowej. Spośród wielu wskaźników, dostępnych w literaturze, charakteryzujących ocenę zalesienia obszaru, wybrano wskaźnik lesistości oraz wskaźnik rozwinięcia lesistości wg Lambora (1965).

Wskaźnik lesistości oznacza udział obszarów zalesionych w zlewni:

$$l = 100 \left(\frac{A_l}{A} \right) \quad (1)$$

gdzie: l – wskaźnik lesistości [%]; A_l – powierzchnia obszarów zalesionych [km^2]; A – powierzchnia zlewni [km^2]; natomiast wskaźnik rozwinięcia lesistości wg Lambora wskazuje na sposób rozmieszczenia lasów w obszarze zlewni:

$$l_r = \frac{F_l}{F_c} \quad (2)$$

gdzie: l_r – wskaźnik rozwinięcia lesistości [-]; F_l – pole powierzchni zawartej pod krzywą rozwinięcia lesistości; F_c – pole powierzchni prostokąta o podstawie równej powierzchni zlewni (A) oraz wysokości równej 100%.

Na podstawie badań literaturowych opisanych w rozdziale 2 (Przegląd literatury) opracowano macierz redukcji przepływów (tabl. 1) w zależności od procentowego wzrostu stopnia zalesienia oraz lokalizacji obszarów zalesionych dla zlewni o powierzchni do 600 km^2 .

W celu potwierdzenia przyjętych założeń wykonano modelowanie typu opad-odpływ dla wybranej zlewni zurbanizowanej.

4. OBLICZENIA SYMULACYJNE

Obliczenia symulacyjne wykonano z zastosowaniem programu HEC-HMS, który należy do grupy programów HEC opracowanych przez U.S. Army Corps of Engineers – Hydraulic Engineering Center. Oprogramowanie HEC-HMS służy do symulacji procesów opad-odpływ oraz transformacji fali w korytach otwartych z wykorzystaniem następujących komponentów:

- modele służące do obliczania opadu efektywnego (na podstawie wielkości opadu oraz charakterystyk zlewni szacowane są wielkości strat na intercepcję, infiltrację, retencję, ewapotranspirację);
- modele transformacji opadu efektywnego w odpływ bezpośredni;
- modele odpływu bazowego;

Tablica 1

Macierz redukcji przepływu w zlewniach zurbanizowanych dla określonych wskaźników lesistości oraz wskaźników rozwinięcia lesistości

Wskaźnik lesistości [%]	Wskaźnik rozwinięcia lesistości [-]	Redukcja przepływu [%]
<40	<0,4	<5
40-50	0,4-0,5	5-10
>50	>0,5	10

- modele transformacji przepływu wody w korytach rzecznych.

Jako zlewnię badawczą o charakterze zurbanizowanym przyjęto zlewnię rzeki Bierawki do stacji wodowskazowej Tworóg Mały, o powierzchni utworów nieprzepuszczalnych 30%. Analizę redukcji przepływów przeprowadzono dla różnych wariantów zwiększenia zalesienia w zlewni, z uwzględnieniem różnych lokalizacji.

Charakterystyki fizyczno-geograficzne zlewni oraz parametry modeli składowych opracowano na podstawie:

- Numerycznego Model Terenu o rozdzielczości 1 m;
- Mapy Podziału Hydrograficznego Polski w skali 1:50 000 (cieki, zlewnie, lokalizacja posterunków wodowskazowych i stacji opadowych);
- Bazy danych obiektów topograficznych – dane dotyczące kompleksów pokrycia terenu oraz obszarów nieprzepuszczalnych;
- mapy glebowo-rolniczej Polski w skali 1:1 000 000.

Do określenia opadu efektywnego dla analizowanych zlewni zastosowano metodę SCS opracowaną przez Służbę Ochrony Gleb (*Soil Conservation Service*). W metodzie tej opad efektywny uzależniony jest od: rodzaju gleb, sposobu użytkowania terenu zlewni oraz uwilgotnienia gleby w zlewni przed wystąpieniem opadu. Wszystkie te czynniki ujmuje jeden bezwymiarowy parametr *CN* (*Curve Number*), związany z maksymalną potencjalną retencją zlewni (Ignar 1993).

Wyznaczenie opadu efektywnego w pierwszej kolejności opiera się na określeniu rodzaju gleb występujących na terenie zlewni badawczej, tj. przypisaniu gleb do jednej z czterech grup w zależności od możliwości powstawania odpływu powierzchniowego. Parametr *CN* określany jest następnie w zależności od użytkowania powierzchni zlewni, grupy glebowej oraz warunków hydrologicznych, które określają możliwość powstania odpływu powierzchniowego wynikającego z gęstości szaty roślinnej. Zmienność wartości *CN* dla poszczególnych wzebrań wynika głównie z różnic w stanie retencji początkowej zlewni. Stan ten uwzględnia się poprzez analizę sumy opadów w okresie 5 dni poprzedzających analizowany opad, określając poziom wilgotnościowy *AMC*. Obszarową zmienność użytkowania

powierzchni zlewni, rodzaju gleby, sposobu uprawy i warunków hydrologicznych uwzględnia się w wartości CN , obliczając ją jako średnią ważoną.

Do transformacji opadu efektywnego w odpływ zastosowano metodę hydrogramu jednostkowego SCS, która pozwala na określenie wartości przepływu kulminacyjnego, całkowitej objętości odpływu, kształtu hydrogramu oraz jego przebiegu w czasie. Wartość przepływu kulminacyjnego wyznaczana jest z zależności:

$$q_p = C \cdot \frac{A}{t_p} \quad (3)$$

gdzie: q_p – przepływ kulminacyjny; C – stała konwersji jednostek ($C = 2,08$); A – powierzchnia zlewni [km^2]; t_p – czas wznoszenia się fali kulminacyjnej [h]

$$t_p = \frac{\Delta t}{2} + T_{lag} \quad (4)$$

gdzie: Δt – czas trwania opadu efektywnego [h]; T_{lag} – czas opóźnienia [h]

Czas opóźnienia definiowany jest jako różnica czasu między środkiem ciężkości hietogramu opadu efektywnego a wystąpieniem przepływu kulminacyjnego. Dla zlewni kontrolowanych może być wyznaczany w procesie automatycznej optymalizacji parametrów, dla zlewni niekontrolowanych zaleca się szacowanie czasu opóźnienia na podstawie zależności:

$$T_{lag} = 0,6 \cdot t_c \quad (5)$$

gdzie: t_c – czas koncentracji [h].

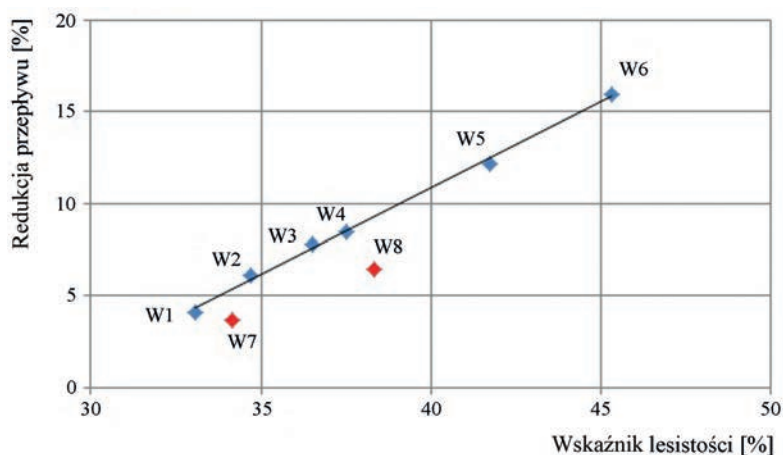
Dla zlewni Bierawki wykonano obliczenia symulacyjne dla 8 wariantów zwiększenia zalesienia, przy czym jako obszary potencjalnego zalesienia wybrano powierzchnie terenów roślinności krzewiastej, trawiastej oraz gruntów odsłoniętych. Dla wariantów obliczeniowych W1-W6 stopniowo zwiększano powierzchnię terenów zalesionych w zlewni, począwszy od źródła rzeki. Dla wariantów W7 i W8 przeanalizowano zwiększanie zalesienia jedynie w części zlewni tuż powyżej przekroju zamykającego. Obliczenia wykonano dla okresu 10-30 maja 2010 r., obejmującego zdarzenie powodziowe o prawdopodobieństwie wystąpienia ok. 2%.

Przeprowadzone obliczenia potwierdziły wpływ lokalizacji terenów zalesionych w zlewni na wielkość redukcji przepływu. Przy tej samej sumarycznej powierzchni lasów w zlewni, wyrażonej wskaźnikiem lesistości, obserwuje się większą redukcję przepływu dla wariantów o wyższym wskaźniku rozwinięcia lesistości.

Tablica 2

Wyniki obliczeń symulacyjnych dla zlewni Bierawki

Wariant	Powierzchnia zalesiona [km ²]	Wskaźnik lesistości [%]	Wskaźnik rozwinięcia lesistości	Przepływ w profilu zamykającym [m ³ s ⁻¹]	Redukcja przepływu [%]
W0 (stan istniejący)	65,47	30,53	0,31	45,9	
W1	70,92	33,07	0,38	44,0	4,1
W2	74,39	34,69	0,41	43,1	6,1
W3	78,27	36,51	0,43	42,3	7,8
W4	80,44	37,51	0,44	42,0	8,5
W5	89,45	41,72	0,47	40,3	12,2
W6	97,18	45,32	0,47	38,6	15,9
W7	73,20	34,14	0,32	44,2	3,7
W8	82,21	38,34	0,34	42,9	6,5



Rys. 3. Zależność wielkości redukcji przepływu od wskaźnika lesistości dla zlewni rzeki Bierawki do stacji wodowskazowej Tworóg Mały

5. PODSUMOWANIE

Nadrzędnym celem dyrektywy powodziowej jest ograniczenie ryzyka i zmniejszanie następstw powodzi w efekcie właściwego zarządzania tym ryzykiem. Obecnie duży nacisk kładzie się na wykorzystanie działań nietechnicznych mających na celu ograniczenie ryzyka powodziowego. Do działań tych można zaliczyć między

innymi ochronę i zwiększenie retencji naturalnej w zlewni, w tym retencji leśnej, której wpływ na bilans wodny zlewni stanowi przedmiot badań naukowców od wielu lat.

Przeprowadzone obliczenia symulacyjne dla wybranej zlewni zurbanizowanej na przykładzie rzeki Bierawki do wodowskazu Tworóg Mały potwierdzają przyjęte na podstawie literatury założenia dotyczące wpływu obszarów zalesionych w zlewni na wielkość odpływu. Wielkość redukcji przepływu uzależniona jest nie tylko od wzrostu powierzchni obszarów zalesionych w zlewni, ale również od ich lokalizacji. W celu ograniczenia ryzyka powodziowego korzystne jest wprowadzanie zmian użytkowania terenu w źródłowej części zlewni. Im bliżej ujścia cieku, tym potencjalny wzrost zalesienia ma mniejszy wpływ na redukcję przepływów.

CHANGES IN LAND USE IN URBAN CATCHMENTS AS A NON-TECHNICAL MEASURE LEADING TO FLOOD RISK REDUCTION

Summary

A large share of impervious areas in the spatial development of urban areas has a significant impact on the amount of runoff from the catchment. The increase in surface sealing causes the decrease in the amount of water infiltrating into the ground, and a reduction of the evapotranspiration losses. The consequence is an increase in surface runoff from urban catchment and at the same time its acceleration, which is the result of facilitated rainwater runoff on the impervious surfaces, as well as rainwater sewage system operation, which significantly reduces the time of rainwater inflow into the stream-receiver. With the increase in developed areas in the catchment, the shape and volume of flood waves is changing, peak discharge increases and the time of culmination decreases.

One of the non-technical measures leading to reducing flood risk in urban catchments may be increasing of the retention, in particular by protecting and increasing the forest retention in the catchment. The importance of forest areas in the water balance of the basin has been studied for over 100 years. The survey results have shown that forest areas significantly reduce the amplitude of fluctuations in runoff and contribute to reducing the flood. The impact of afforestation on the runoff from the catchment depends on, among others, condition, age and structure of trees species, its spatial distribution in the basin, the location and density of the road network. Moreover, the impact of afforestation on peak discharges decreases with catchment increasing, due to the morphology of the river network, flow resistance in the river channels, floodplains retention and spatial distribution of precipitation. Research also shows that the afforestation level has a greater impact on reducing the runoff factor for small flood episodes than large flood events.

The article presents an analysis of the impact of forests distribution in the catchment on runoff amount on the basis of the indicator of woodlands and indicator of woodlands expansion according to Lambor. Based on the references, matrix of discharge reduction in respect to the percentage increase in the afforestation level and the location of afforested areas for catchments of less than 600 km² has been developed. Assumptions have been verified on the basis of rainfall-runoff modeling for selected catchments using HEC-HMS software.

BIBLIOGRAFIA

- Archer D.R., 1989, *Flood wave attenuation due to channel and floodplain storage and effects on flood frequency*, [w:] *Floods: hydrological, sedimentological, and geomorphological implications*, K.J. Beven (red.), John Wiley and Sons, 37-46
- Banasik K., 2009, *Wyznaczanie wezbrań powodziowych w małych zlewniach zurbanizowanych*, Wydawnictwo SGGW, Warszawa, 44 s.
- Booth D., Reinelt L., 1993, *Consequences of urbanization on aquatic systems: measured effects, degradation thresholds, and corrective strategies*, [w:] *Proceedings Watershed*, 21-24 March 1993, Alexandria, Virginia, 545-550
- Ciepielowski A., Dąbkowski S.L., Grzyb M., 2000, *Kształtowanie retencji wodnej na obszarach leśnych*, Głos Lasu, 3, 10-12
- Coutu G.W., Vega C., 2007, *Impacts of land use changes on runoff generation in the east branch of the Brandy Wine Creek watershed using a gis-based hydrologic model*, *Middle States Geographer*, 40, 142-149, dostępne online: http://msaag.org/wp-content/uploads/2013/04/17_Coutu_Vega.pdf (4.08.2016)
- Geiger W., Dreiseitl H., 1999, *Nowe sposoby odprowadzania wód deszczowych*, Oficyna Wydawnicza Projprzem-EKO, Bydgoszcz, 334 s.
- Garbrecht J., 1991, *Effects of spatial accumulation of runoff on watershed response*, *Journal of Environmental Quality*, 20, 31-35, DOI: 10.2134/jeq1991.00472425002000010007x
- Grant G.E., Lewis S.L., Swanson F.J., Cissel J.H., McDonnell J.J., 2008, *Effects of forest practices on peak flows and consequent channel response: A state-of-science report for Western Oregon and Washington*, United States Department of Agriculture, General Technical Report, PNW-GTR-760, dostępne online: http://www.fs.fed.us/pnw/pubs/pnw_gtr760.pdf (4.08.2016)
- Guillemette F., Plamondon A.P., Prevost M., Levesque D., 2005, *Rainfall generated storm-flow response to clearcutting a boreal forest: peak flow comparison with 50 world-wide basin studies*, *Journal of Hydrology*, 302, 137-153, DOI:10.1016/j.jhydrol.2004.06.043
- Ignar S., 1993, *Metodyka obliczania przepływów wezbraniowych w zlewniach nieobsługiwanych*, SGGW, Warszawa, 55 s.

- Klus T., 1964, *Obudowa potoków górskich*, Sylwan, 99 (3), 240-249
- Kowalik P., 1995, *Obieg wody w ekosystemach lądowych*, Monografie Komitetu Gospodarki Wodnej PAN, 9, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa
- Lambor J., 1965, *Podstawy i zasady gospodarki wodnej*, Wydawnictwa Komunikacji i Łączności, Instrukcje i Podręczniki, 60 s.
- Miler A.T. (red.), 2003, *Kształtowanie i ochrona środowiska leśnego*, Wydawnictwo Akademii Rolniczej, Poznań
- Miler A.T., Kamiński B., Czerniak A., Grajewski S., Okoński B., Korzak M., Krysztofiak A., Poszyler-Adamska A., 2008, *Metodyka ochrony zasobów wodnych leśnych obszarów mokradlowych*, Studia i Materiały Centrum Edukacji Przyrodniczo-Leśnej, 2 (18), 115-124
- Mrowiec M., 2015, *Badania modelowe spływu z utwardzonych powierzchni przepuszczalnych*, Gaz, Woda i Technika Sanitarna, 89 (1), 15-18, DOI: 10.15199/17.2015.1.4
- Ozga-Zielińska M., Brzeziński J., 1997, *Hydrologia stosowana*, PWN, Warszawa, 323 s.
- Pierzgalski E., 2003, *Woda i siedliska leśne*, Poznajmy Las, 3, 6-12
- Soczyńska U. (red.), 1997, *Hydrologia dynamiczna*, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa, 410 s.
- Sriwongsitanon N., Taesombat W., 2011, *Effects of land cover on runoff coefficient*, Journal of Hydrology, 410, 226-238, DOI:10.1016/j.jhydrol.2011.09.021
- Suliński J., 1993, *Modelowanie bilansu wodnego w wymianie między atmosferą, drzewostanem i gruntem przy użyciu kryteriów ekologicznych*, Zeszyty Naukowe Akademii Rolniczej w Krakowie, 179, 133 s.
- Suliński J., 2002, *Podstawowe założenia w nauczaniu hydrologii leśnej*, Sylwan 12, 69-79
- Twaróg J., 1984, *Wodochronne i glebochronne znaczenie lasów górskich*, Sylwan, 12, 17-25
- Wang G., Yang H., Wang L., Xu Z., Xue B, 2014, *Using the SWAT model to assess impacts of land use changes on runoff generation in headwaters*, Hydrological Processes, 28, 1032-1042, DOI: 10.1002/hyp.9645

Maryna NAKONECHNA, Konstantyn NAKONECHNY
Czerniowiecki Uniwersytet Narodowy im. Jurija Fedkowycza
Wydział Geografii

Tatiana SOLOVEY
Państwowy Instytut Geologiczny – Państwowy Instytut Badawczy

**SKŁAD CHEMICZNY I JAKOŚĆ WÓD
W KRASOWEJ ZLEWNI RZECZNEJ
(NA PRZYKŁADZIE AGLOMERACJI
PRUT-DNIESTRZAŃSKIEJ)**

1. WSTĘP

Środowisko przyrodnicze obszarów krasowych należy do najbardziej podatnych na przekształcenia pod wpływem działalności człowieka. Podstawowym czynnikiem rozwoju krasu jest woda, która szybko i głęboko penetruje masywy krasowe. Dlatego wszelkiego rodzaju zaburzenia obiegu wody w krasie zarówno fizyczne, jak i chemiczne mają wpływ na zmiany całego środowiska morfogenetycznego i ekologicznego.

W obszarze krasowym charakterystyczny jest specyficzny reżim migracji i akumulacji substancji chemicznych, który powoduje przyspieszenie migracji oraz rozprzestrzenienia się zanieczyszczeń na dużych powierzchniach.

Na obszarze aglomeracji Prut-Dniestrzańskiej, w obrębie Zastawnianskiego rejonu krasowego położonego w zachodniej części międzyrzecza Prut-Dniestr na Ukrainie, istotnym czynnikiem destrukcji środowiska krasowego są: komunalne ogniska zanieczyszczenia wód, konstrukcje hydrotechniczne (liczne zapory na rzece Sowytsja), wzmożona presja rolnicza. Na tle omawianej specyfiki wpływu działál-

ności człowieka na środowisko krasowe wyłaniają się problemy, które były przedmiotem badań w niniejszej pracy. Są to:

- rozpoznanie cech hydrochemicznych krasu serii siarczanowej miocenu międzyrzecza Prut-Dniestr oraz wykrycie przestrzennych zmienności składu chemicznego wód krasowych;
- wyodrębnienie wśród tych cech takich, które mają charakter antropogeniczny;
- rozpoznanie jakości wód powierzchniowych i podziemnych.

Cel ten realizowano na podstawie wstępnych badań monitoringowych stężenia składników chemicznych wód krasowych i powierzchniowych (z rzeki Sowytsja i jej dopływów). W pracy przedstawiono wstępne roczne wyniki badań rozpoczętych w listopadzie 2014 roku i kontynuowanych do czerwca 2015 roku.

2. WARUNKI GEOLOGICZNE ZBIORNIKÓW WÓD KRASOWYCH I ZAGROŻENIA ANTROPOGENICZNE W OBSZARZE BADAŃ

Międzyrzecze Prut-Dniestr charakteryzuje się szerokim rozprzestrzenieniem gipsów miocennskich środkowobadeńskiej formacji ewaporatowej, podatnych na krasowienie (Andriejczuk 1986). Obszar ten położony jest w strefie granicznej płyty wołyńsko-podolskiej i zapadliska przedkarpackiego (rys. 1). Dominuje tutaj tektonika blokowa, w związku z tym przebieg warstwy gipsów o miąższości od 18 do 30 m jest zaburzony uskokami zrzutowymi (Turchinov 1997). Zanurzanie się bloków tektonicznych powoduje zróżnicowaną relację warstwy gipsów do głównych stref drenażu, jakimi są doliny Dniestru i Prutu. Obszar szczegółowych badań

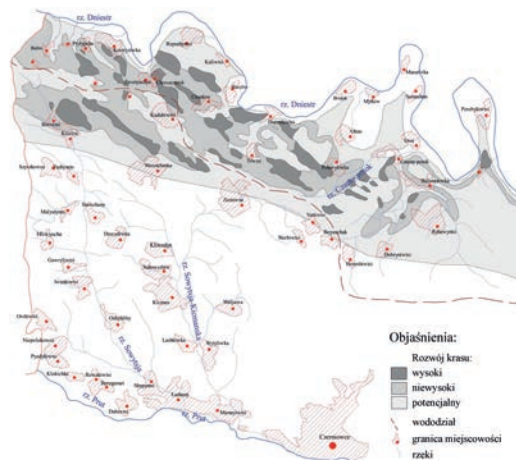


Rys. 1. Rozmieszczenie Zastawniańskiego rejonu krasowego w obrębie międzyrzecza Prut-Dniestr na tle strefy występowania badeńskich gipsów Przedkarpacia (Ukraina)

reprezentuje Zastawnianski rejon krasowy, zlokalizowany w centralnej części międzyrzecza, gdzie doliny rzeczne wcinają się w warstwę gipsów i aktywnie rozwijają się procesy krasowe (Andriejczuk 1986). Procesy te intensyfikowane są za pośrednictwem wód powierzchniowych wnikaających w głąb masywu skalnego pustkami szczelinowo-krasowymi.

Na obszarze badań występuje głównie kras siarczanowy, lokalnie węglanowy. Intensywność rozwoju procesów krasowych uwarunkowana jest rozmieszczeniem i litologią skał krasowych, miąższością utworów pokrywających te skały, wodoprzepuszczalnością nakładu oraz szczelinowością skał krasowych (Aksjom, Chilczewskij 2002). Gips charakteryzuje się skrytokrystaliczną strukturą, plamistymi, szaro-białymi barwami. W części stropowej kompleksu dominują duże, dobrze wykształcone kryształy gipsu, natomiast w głąb profilu zwiększa się udział form skrytokrystalicznych. Aktywny kras na obszarze badań występuje w obrębie dolin rzecznych. Ilość form krasowych maleje od dna doliny w kierunku wododziału – z 4,5 do 1,2 na km². Zmienność ta jest uwarunkowana występowaniem w strefie wododziałowej miąższej pokrywy czwartorzędowej (5-10 m). W kierunku południowym, ku dolinie rzeki Prut, wzrasta miąższość warstwy pokrywającej gipsy do 50 m. Zróżnicowanie przestrzenne intensywności rozwoju krasu siarczanowego na obszarze badań prezentuje rys. 2.

Zasilanie zbiorników wód krasowych zachodzi głównie w wyniku infiltracji opadów atmosferycznych oraz influacji wód powierzchniowych wnikaających w głąb masywu skalnego pustkami szczelinowo-krasowymi, ponorami i innymi formami krasowymi. Strefa zasilania znajduje się w obrębie obszarów wododziałowych. Drenaż wód krasowych zachodzi w głęboko wciętych V-kształtnych dolinach rzecznych.



Rys. 2. Intensywność rozwoju krasu siarczanowego w Zastawnianskim rejonie krasowym

Znaczące pionowe i poziome rozczłonkowanie rzeźby obszaru badań powoduje nie-wielkie rozmiary strefy tranzytowej wód podziemnych, brak jest rozbudowanych systemów liniowych kanałów krasowych.

Cechy litologiczne badeńskich gipsów Przedkarpacia warunkowały przestrzen-ny układ krasowych pustek w profilu i cechy ich morfologii. Jaskinie obszaru badań, założone w gipsach, charakteryzują się brakiem gigantycznych struktur kopułowa-tych. Przestrzenne położenie korytarzy i galerii w jaskiniach jest uwarunkowane po-wierzchnią kontaktu między strefami i podstrefami profilu gipsów. Galerie jaskiń są rozwinięte głównie w górnej części profilu i mają płaskie stropy. Morfologia pustek krasowych jest zazwyczaj predestynowana subhoryzontalnym zaleganiem warstw gipsu szablatego. W dolnej części pokładu pustki krasowe spotyka się rzadko i mają one przekrój szczelinowaty lub trójkątny (Korzyk 2007).

Obszar badań jest gęsto zaludniony oraz zagospodarowany rolniczo. Antropo-presja na wody krasowe i powierzchniowe jest rozpatrywana w czterech aspektach: komunalne ogniska zanieczyszczenia wód, użytkowanie rolnicze terenu, odwodnie-nie masywów krasowych w strefie ujęć wód podziemnych, konstrukcje hydrotech-niczne (zapory na rzece Sowytysja oraz stawy rybne).

Na obszarze badań przeważają tereny rolne z rozproszonym osadnictwem. Większość miejscowości (98%) nie ma sieci wodociągowej i kanalizacyjnej oraz oczyszczalni ścieków. Ścieki komunalne są najczęściej odprowadzane bezpośrednio do wód lub ziemi. Istotnym ogniskiem zanieczyszczenia wód są też zorganizowa-ne składowiska odpadów komunalnych (ich ogólna powierzchnia wynosi 54,5 ha), ponieważ nie są one zabezpieczone od góry warstwą ochronną ani od dołu warstwą izolacyjną. Szczególnym zagrożeniem dla wód są składowiska odpadów na terenach aktywnego rozwoju krasu. Na omawianym obszarze 30% powierzchni składowisk rozmieszczone jest na terenie krasowym. W 20% miejscowościach brak składowisk odpadów komunalnych oraz funkcjonują liczne nielegalne wysypiska (Zadubriwka, Zweniaczyn, Josypiwka, Prylypcze, Chreszczatyk).

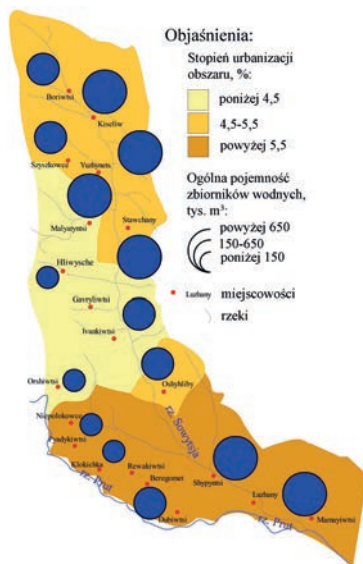
Największym obszarowym ogniskiem zanieczyszczenia wód na terenie badań jest rolnictwo. Czynnikiem oddziaływania rolniczego na skład chemiczny wód są: sposób użytkowania, rodzaj upraw, nawożenie. Do terenów rolniczych, na których mogą występować potencjalnie duże straty składników nawozowych z produkcji polowej, należy zlewnia rzeki Sowytysja. Na jej żyznych glebach są uprawiane głów-nie rośliny okopowe, pszenica, a także wymagające intensywnej uprawy i nawoże-nia warzywa. Stosunkowo duży areal użytków rolnych zajmowanych pod uprawę warzyw i roślin okopowych jest czynnikiem zwiększającym zagrożenie dla jako-ści wód, ponieważ ten rodzaj upraw, w porównaniu z innymi, charakteryzuje się małym wykorzystaniem składników nawozowych, zwłaszcza azotu, i dużymi ich

stratami (Koc i in. 1996). Według niektórych ocen w warunkach intensywnej uprawy ziemniaków straty azotu w wyniku wymycia azotanów mogą przekraczać nawet 100 kg N ha^{-1} (Sapek 1996).

Wody podziemne na omawianym obszarze są jedynym źródłem zaopatrzenia w wodę pitną. W północnej i centralnej części obszaru badań wodonośny poziom mioceński, o charakterze szczelinowo-krasowym, pełni funkcję głównego użytkowego poziomu. Wody podziemne odgrywają ważną rolę w rozwoju gospodarczym takich obszarów krasowych, ze względu na specyficzne dla nich ubóstwo wód powierzchniowych. Stąd na tym obszarze wody krasowe są głównym źródłem zaopatrzenia w wodę pitną. W południowej części terenu badań funkcję głównego użytkowego poziomu wodonośnego pełni poziom czwartorzędowy.

W północnej części terenu badań zidentyfikowano liczne zmiany morfologii obszarów (zapadliska, osiadania) spowodowane odwodnieniem masywów krasowych w strefie ujęć wód podziemnych. Obecnie pobór wód podziemnych nie jest rejestrowany, a ich użytkowanie prowadzi się bez pozwoleń wodnoprawnych, co skutkuje zwiększonym ryzykiem rozwoju krasowej erozji i sufozji podziemnej. Aktualnie intensywność zjawisk zapadania i/lub osiadania gruntów wynosi corocznie co najmniej 10 wydarzeń na 1 km^2 .

Na największych rzekach terenu badań (Sowytsja i Sowytsja Kicmanska) znajdują się liczne budowle wodne – zapory i jazy, służące do utrzymania stałego poziomu wody (w związku z ubóstwem wód powierzchniowych w obszarze krasowym). Rieczne zbiorniki retencyjne oraz stawy użytkowane są głównie w celach rybactwa



Rys. 3. Ogólna pojemność zbiorników wodnych w zlewni rzeki Sowytsja na tle urbanizacji

i rolnictwa. Stopień urbanizacji terenu determinuje ilość i wielkość zbiorników wodnych (rys. 3). Na obszarze krasowym zbiorniki wodne aktywizują procesy krasowe wskutek przyspieszenia i modyfikacji przebiegu procesów rozpuszczania skał siarczanowych (Solovey, Jóźwiak 2008). W związku z powyższym powodują dodatkowe zagrożenie antropogeniczne.

Efektem wielokierunkowej antropopresji na badanym obszarze krasowym jest zanieczyszczenie wód, intensyfikacja procesów rozpuszczania skał siarczanowych skutkująca niekorzystnymi zmianami morfologii terenu i cech hydrochemicznych obszaru, co pogarsza ogólną sytuację ekologiczną rejonu.

3. SKŁAD CHEMICZNY I JAKOŚĆ WÓD PODZIEMNYCH

W pracy przedstawiono wyniki sezonowych badań właściwości fizyko-chemicznych, składu chemicznego i jakości wód krasowych źródłanych i wód podziemnych kompleksu czwartorzędowo-mioceńskiego w 141 punkcie na obszarze Zastawnianskiego rejonu krasowego.

Przeprowadzono badania terenowe w okresach: listopad 2014 roku marzec-kwiecień 2015 roku oraz czerwiec 2015 roku. Terenowe badania właściwości fizyko-chemicznych wód obejmowały pomiary: temperatury wody, przewodności elektrycznej właściwej, pH, Eh i O_2 w wodzie. W badanych punktach dokonano opróbowania wód do pojemników polietylenowych – do analiz chemicznych, które następnie wykonano w Laboratorium Instytutu Geografii Uniwersytetu Jagiellońskiego. W opróbowanych wodach dokonano oznaczenia stężeń makro- i mikroskładników: Ca, Mg, Na, K, HCO_3 , Cl, SO_4 , NO_3 , NH_4 , PO_4 , F.

Badane źródła (5 punktów) krasowe są zlokalizowane głównie w obrębie północnej części obszaru badań – w rejonie występowania krasu powierzchniowego. Głównym poziomem wodonośnym, w których występują źródła, jest poziom mioceński o miąższości 18-30 m. Ten poziom na obszarze wysokiego ryzyka rozwoju krasu występuje bez warstw nakładu, a na obszarach niewysokiego i potencjalnego ryzyka – pod pokrywą czwartorzędową o miąższości 5-10 m (rys. 2).

Wody krasowe poziomu mioceńskiego, drenowane badanymi źródłami, należą do systemu płytkiego krążenia w obrębie ośrodka skał siarczanowych. Czynniki geologiczne (szczególnie duża rozpuszczalność skał siarczanowych) i klimatyczne, kształtujące chemizm wód w formacji siarczanowej, są przyczyną występowania wód przeważnie słonawych o mineralizacji $1600-3500\text{ mg dm}^{-3}$, słabo kwaśnych i słabo zasadowych (pH 6,9-8,1), bardzo twardych ($15,6-20,7\text{ mval dm}^{-3}$). Wartości Eh w zakresie 100-360 mV kwalifikują wody źródlane do występowania w warunkach

od przejściowych do słabo utleniających. Według klasyfikacji Szczukariewa-Priłkońskiego są to z reguły wody dwujonowe typu $\text{SO}_4^{2-}\text{-Ca}^{2+}$, rzadziej trzyjonowe typu $\text{SO}_4^{2-}\text{HCO}_3^-\text{-Ca}^{2+}$. Są one praktycznie nasycone siarczanem wapnia – stężenia jonu siarczanowego wahają się od 700 do 2911 mg dm^{-3} .

Analizy składu chemicznego wód krasowych poddano obliczeniom geochemicznym, wykonanym za pomocą programu PHREEQC. Obliczone wskaźniki *SI* dla minerałów siarczanowych (gips, anhydryt) oscylują wokół wartości świadczących o stanie bliskim równowagi tych minerałów z wodami podziemnymi z punktów badawczych leżących na lokalnych i pośrednich drogach krążenia wód poziomu miocenu.

Od chemizmu badanej populacji statystycznej krasowych wód źródłanych różnią się wody podziemne o niższej mineralizacji (800-1300 mg dm^{-1}) ze studni, które ujmują połączone warstwy wodonośne czwartorzędu i miocenu. Wskutek zmieszania się słonawych wód krasowych oraz słodkich czwartorzędowych powstaje odmienny typ chemiczny wód – $\text{SO}_4^{2-}\text{-HCO}_3^-\text{-Ca}^{2+}\text{-Mg}^{2+}$ lub $\text{HCO}_3^-\text{-SO}_4^{2-}\text{-Ca}^{2+}\text{-Mg}^{2+}$. Są to wody od słabo kwaśnych do słabo zasadowych (pH 6,6-7,5) i bardzo twarde (10,6-12,7 mval dm^{-3}).

Ostatnią, trzecią, odmienną wg składu chemicznego grupę formują wody z utworów piaszczystych czwartorzędu. Te wody występują w południowej części obszaru badań. Są to z reguły wody dwujonowe typu $\text{HCO}_3^-\text{-Ca}^{2+}$, o najniższej mineralizacji (540-680 mg dm^{-3}), od słabo kwaśnych do słabo zasadowych (pH 6,6-8,9), twarde i bardzo twarde (8,6-10,5 mval dm^{-3}).

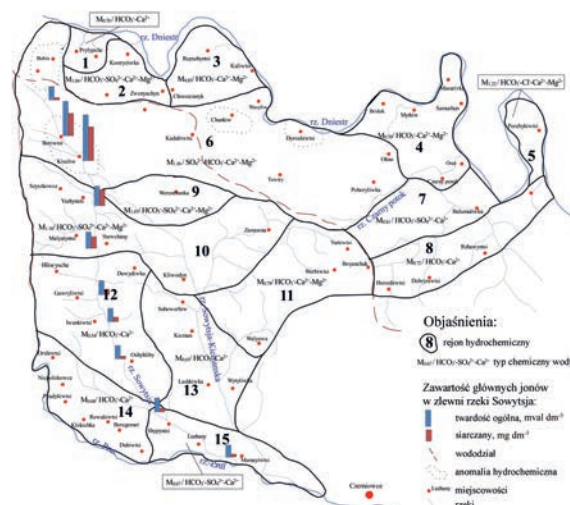
Generalnie w obszarze badań można wyodrębnić 15 rejonów hydrochemicznych wg składu chemicznego wód użytkowanych poziomów wodonośnych (rys. 4, tabl. 1). Analizując przestrzenne zróżnicowanie chemizmu wód podziemnych na tle warunków determinujących, zaobserwowano wyraźną organizację przestrzenną nawiązującą do rejonizacji wg intensywności rozwoju krasu siarczanowego (tabl. 2).

Zgodnie z kryteriami i sposobem oceny stanu wód podziemnych (Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 23 lipca 2008 roku Dz.U. nr 143, poz. 896) badane wody odpowiadają przeważnie IV-V (niezadawalającej i złej) klasie jakości wód podziemnych ze względu na podwyższone stężenia w wodzie, głównie azotanów i siarczanów (tabl. 1). Te klasy stwierdzono w większości rejonów hydrochemicznych – 1-11 i 13. Podwyższone wartości siarczanów (350-1400 mg dm^{-3}) na obszarze badań, szczególnie w rejonach 2, 6 i 9, spowodowane są procesami naturalnymi (krasowymi). Natomiast wysokie stężenia azotanów (120-350 mg dm^{-3}) w rejonach 1-6 i 9-11 potwierdza wzmożoną presję antropogeniczną. Najwyższe stężenia azotanów odnotowano na terenach rolniczych i zabudowanych. Wody podziemne w obrębie rejonów 1-11 oraz 13 nie spełniają kryteriów dla wody przeznaczonej do spożycia przez ludzi.

Tablica 1

**Charakterystyka rejonów hydrochemicznych wód
podziemnych Zastawnianskiego obszaru krasowego**

Nr	Nazwa rejonu hydrochemicznego	Wybrane wskaźniki chemiczne				% prób wody z jakością poniżej III klasy
		Mineralizacja [mg dm ⁻³]	Ogólna twardość [mval dm ⁻³]	Siarczany [mg dm ⁻³]	Azotany [mg dm ⁻³]	
1	Wymusiwski	701	10,6	112,44	125,64	65
2	Kostrzyński	1036	15,6	290,03	128,29	90
3	Repuziński	853	11,8	71,41	273,33	85
4	Czarnopotocki	704,42	11,3	70,35	133,76	65
5	Perebykowiecki	1216,03	18,2	165,12	348,86	90
6	Babino-Pogoryliwski	1362,22	20,7	565,61	120,26	95
7	Balamutiwski	811,87	12,7	196,98	53,4	60
8	Rżawyński	718,91	10,9	91,41	68,88	65
9	Verenczański	1073	16,7	304,22	124,99	85
10	Szypięńsko-Zastawniowski	1182,28	17,1	201,43	215,87	85
11	Jurkowiecko-Walawski	793	11,6	120,73	103,87	60
12	Chliwyszczeńsko-Oszychlibski	540	8,6	62,826	34,97	35
13	Suchowierchowski-Wytyliwski	647	9,7	71,37	66,22	40
14	Orsiwecko-Dubiwecki	682,68	10,5	80,82	27,6	25
15	Szypięńsko-Mamajowski	674,35	10,4	124,62	15,58	30



Rys. 4. Rejonizacja hydrochemiczna Zastawnianskiego obszaru krasowego
wg składu chemicznego wód użytkowanych poziomów wodonośnych

Tablica 2

Intensywność występowania na powierzchni form krasowych

Nr	Nazwa rejonu hydrochemicznego	Gęstość występowania pow. form krasowych, [szt./km ²]	Występowanie skał siarczanowych	Intensywność rozwoju powierzchniowych form krasowych
1	Wymusiwski	0-5	Z	Znacząca
2	Kostrzyński	10-15	Z	Znacząca
3	Repuziński	5-15	Ś	Średnia
4	Czarnopotocki	5-30	Z	Znacząca
5	Perebykowiecki	5-10	Ś	Średnia
6	Babino-Pogoryliwski	15-70	W	Wysoka
7	Balamutiwski	10-12	Z	Znacząca
8	Rżawyński	5-10	Ś	Średnia
9	Verenczański	5-10	Ś	Średnia
10	Szypięńsko-Zastawniowski	3-10	Ś	Średnia
11	Jurkowiecko-Waławski	0	Ś	Średnia
12	Chliwyszczeńsko-Oszychliński	0	M	Znikoma
13	Suchowierchowski-Wytyliński	0	M	Znikoma
14	Orsiwecko-Dubiwecki	0	M	Znikoma
15	Szypięńsko-Mamajowski	0	M	Znikoma

* W – Bezpośrednie występowanie skał siarczanowych na powierzchni terenu i/lub miąższość nakładu do 1 m; Z – występowanie skał siarczanowych pod pokrywą czwartorzędową o miąższości 1-5 m; Ś – występowanie skał siarczanowych pod pokrywą czwartorzędową o miąższości 5-10 m; M – występowanie skał siarczanowych pod pokrywą czwartorzędową powyżej 10 m.

Jedynie w dolinie rzeki Prut (rejon hydrochemiczny 12, 14 i 15) wody czwartorzędowego poziomu były II i III klasy jakości. Klasa II i III to wody dobrej i zadowalającej jakości, w których wartości elementów fizykochemicznych wskazują na bardzo słaby wpływ działalności człowieka. Te wody mogą być dopuszczone do spożycia przez ludzi.

Wody podziemne w Zastawnińskim obszarze krasowym, wskutek sprzyjających warunków hydrogeologicznych dla migracji substancji z powierzchni terenu do poziomu wodonośnego, są bardzo podatne na zanieczyszczenia. O dużej podatności wód podziemnych na zanieczyszczenia na obszarze badań decyduje głównie miąższość warstw nakładu skał siarczanowych oraz intensywność rozwoju sieci krasowej.

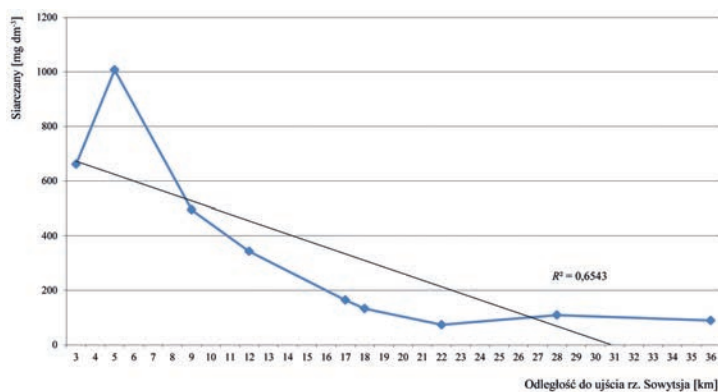
4. SKŁAD CHEMICZNY I JAKOŚĆ WÓD POWIERZCHNIOWYCH

Skład chemiczny wód powierzchniowych rozpoznano w zlewni rzeki Sowyt-sja (22 punkty) i małych dopływach Dniestru (8 punktów). Wykonano jednorazowe opróbowanie. W zlewni Sowyt-sja próbki pobrano w listopadzie 2014 roku, w zlewni Dniestra – w czerwcu 2015 roku. Zakres badań był analogiczny do zakresu badań wód podziemnych.

Rzeka Sowyt-sja płynąca przez obszar badań ma ok. 39 km długości i jest lewobrzeżnym dopływem Prutu. Powierzchnia zlewni Sowyt-sja wynosi 230 km², przy spadku 3 m km⁻¹. Średnia wysokość zlewni wynosi 210 m. W strukturze użytkowania ziemi użytki rolne zajmują 83,5%, lasy – 0,3% powierzchni całkowitej (Nakonechna, Solovey 2013).

Wody powierzchniowe obszaru badań są przeważnie słodkie, o mineralizacji 500-900 mg dm⁻³ (średnia 850 mg dm⁻³), słabo zasadowe (pH 7,1-8,1). Są to z reguły wody dwujonowe typu HCO₃⁻-Ca²⁺. Skład chemiczny wód powierzchniowych jest bardzo zróżnicowany wskutek oddziaływania wód krasowych. Ciekli drenujące obszar bezpośredniego występowania skał siarczanowych na powierzchni terenu mają odmienny skład chemiczny. Są to wody słone o mineralizacji 1600-1800 mg dm⁻³ oraz trzyjonowe typu SO₄²⁻-HCO₃⁻-Ca²⁺.

Największym zróżnicowaniem stężenia w wodach cechowały się siarczany. Maksymalne stężenie od 700 do 1100 mg dm⁻³ występowało w ciekach Babino-Pogoryliwskiego rejonu z najbardziej intensywnym rozwojem procesów krasowych (rys. 4). W rzece Sowyt-sja udział wód krasowych w zasilaniu zmniejsza się w kierunku ujścia. Na rysunku 5 zamieszczono wykres zmienności stężenia siarczanów w wodach rzeki Sowyt-sja wzdłuż biegu, który wskazuje na krasową genezę rzeki. Mineralizacja wody spada w tym kierunku od 1400 do 500 mg dm⁻³.



Rys. 5. Zmienność stężenia siarczanów w wodach rzeki Sowyt-sja wzdłuż biegu

Ze składników o charakterze biogennym największym zróżnicowaniem stężenia w wodach powierzchniowych cechował się jon N-NO_3 . Największe stężenie – od 100 do 300 mg dm^{-3} występowało w wodach związanych z intensywnymi uprawami warzyw. Generalnie w 80% prób wody zawartość azotanów przewyższała 50 mg dm^{-3} .

Ocena jakości wód powierzchniowych na obszarze badań została przeprowadzona na podstawie rozporządzenia MŚ z dnia 9 listopada 2011 roku w sprawie klasyfikacji stanu ekologicznego, potencjału ekologicznego i stanu chemicznego jednolitych części wód powierzchniowych (Dz.U. 2011 nr 258, poz. 1549). W punktach pomiarowych brak jest wód bardzo dobrej i dobrej jakości (klasy I-II). Zadowolającą jakość stwierdzono w 20% punktów. Reszta punktów odznaczała się niezadowolającą, rzadziej złą jakością. Najczęściej o wynikach klasyfikacji decydowała zawartość siarczanów i azotanów.

5. WNIOSKI

1. Procesy krasowe w utworach siarczanowych są głównym czynnikiem kształtowania składu chemicznego wód obszaru badań. Wskutek dużej rozpuszczalności skał gipsowych wody cechują się wysoką mineralizacją, twardością oraz zawartością siarczanów.
2. W wyniku sprzyjających warunków hydrogeologicznych dla migracji substancji z powierzchni terenu do poziomu wodonośnego wody krasowe są bardzo podatne na zanieczyszczenia.
3. W północnej i centralnej części obszaru badań wodonośny poziom mioceński, o charakterze szczelinowo-krasowym, odgrywa rolę głównego użytkowego poziomu. W tym rejonie nie zidentyfikowano żadnej studni gospodarczej, która spełniałaby kryteria jakości wody przeznaczonej do spożycia przez ludzi.
4. Intensywna uprawa warzyw oraz nieuporządkowana gospodarka wodna (98% miejscowości nie ma sieci wodociągowej i kanalizacyjnej oraz oczyszczalni ścieków) na tle dużej podatności naturalnej wód podziemnych na zanieczyszczenie stwarza realne zagrożenie dla jakości wód.
5. W 80% punktów pomiarowych badane wody odpowiadają IV-V (niezadawalającej i złej) klasie jakości wód ze względu na podwyższone stężenia w wodzie, głównie azotanów i siarczanów. Najlepszą jakością cechowała się woda czwartorzędowego poziomu wodonośnego w dolinie rzeki Prut.
6. Z uwagi na dość dużą zawartość azotanów w wodzie rzeki Sowysia istnieje możliwość wystąpienia procesu eutrofizacji.

CHEMICAL COMPOSITION AND WATER QUALITY IN KARST RIVER BASIN (THE EXAMPLE OF PRUT-DNIESTR AGGLOMERATION)

Summary

Research related of the karst influence on water, their chemical composition and quality. According to the results of hydrochemical studies found that of the Zastavna speleokarst areas observed the unsatisfactory condition of the quality of underground water for total hardness and sulfate content. Also, the problem of water quality is of nitrate contamination.

BIBLIOGRAFIA

- Aksjom S.D., Chilczewskij W.K., 2002, *Вплив сульфатного карсту на хімічний склад природних вод у басейні Дністра*, К.: Ніка-Центр, 204
- Andriejczuk W.N., 1986, *Некоторые закономерности спелеогенеза на юге Подольско Буковинско карстовой области // Пещеры*. - Пермь, 17-24
- Звіт про інженерно-геологічне довивчення території Чернівецької області з метою геологічного обґрунтування протизсувних заходів та геологічного забезпечення УІАС НС, ДГС НАК "Надра України" Дочірнє підприємство "Західукргеологія", 2006, 60*
- Dz.U. 2008 nr 143, poz. 896, Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 23 lipca 2008 roku w sprawie kryteriów i sposobów oceny stanu wód podziemnych, Internetowy Spis Aktów Prawnych, Sejm RP
- Dz.U. 2011 nr 258, poz. 1549, Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 9 listopada 2011 r. w sprawie klasyfikacji stanu ekologicznego, potencjału ekologicznego i stanu chemicznego jednolitych części wód powierzchniowych, Internetowy Spis Aktów Prawnych, Sejm RP
- Koc J., Ciećko C., Janicka R., Rochwerger A., 1996, *Czynniki kształtujące poziom mineralnych form azotu w wodach obszarów rolniczych*, Zeszyty Problemowe Postępów Nauk Rolniczych, 440, 177-183
- Korzyk V., 2007, *Карст і печери Буковини. Проблеми моніторингу, охорони і використання*, Зелена Буковина, 304
- Nakonechna M., Solovey T., 2013, *Аналіз впливу забруднення поверхневих вод на інтенсивність хімічної денудації в долині р. Чорний Потік (Прут-Дністровське межиріччя)*, Гідрологія, гідрохімія і гідроекологія, 1 (28), 104-108
- Sapek A., 1996, *Zagrożenie zanieczyszczenia wód azotem w wyniku działalności rolniczej*, Zeszyty Problemowe Postępów Nauk Rolniczych, 440, 309-329
- Solovey T., Jóźwiak K., 2008, *Zmiany chemizmu wód w utworach krasu gipsowego na tle zmian w zagospodarowaniu terenu*, Biuletyn Państwowego Instytutu Geologicznego, 436, 189-194

Turchinov I., 1997, *Litologiczne uwarunkowania rozwoju procesów krasowych w badeńskich gipsach Przedkarpacia*, Przegląd Geologiczny, 45 (8), 803-806

**Maciej ZIUŁKIEWICZ, Anna FORTUNIAK,
Michał GÓRECKI, Sylwia GRZĘDZIŃSKA, Beata MAŁECKA**

Uniwersytet Łódzki, Wydział Nauk Geograficznych

Anita WAACK-ZAJĄC

Wydział Gospodarki Komunalnej Urzędu Miasta Łodzi

ZDJĘCIE HYDROCHEMICZNE RZEKI MIEJSKIEJ NA PRZYKŁADZIE OLECHÓWKI (ŁÓDŹ)

1. WSTĘP

Praca przedstawia wyniki eksperymentu badawczego, który polegał na wykonaniu zdjęcia hydrochemicznego rzeki miejskiej. Chodziło o równoczesowe przeprowadzenie pomiarów i poboru prób do analiz chemicznych we wszystkich punktach pomiarowo-kontrolnych (p.p.k.) wytypowanych na biegu rzeki, od jej źródła aż po ujście. Do badań wybrano Olechówkę, rzekę, która odwadnia południowe dzielnice Łodzi pomiędzy Olechowem i Rudą Pabianicką.

Zdjęcie hydrochemiczne ukazuje chwilowy stan wód rzecznych. W każdym uchwyconym obserwacją punkcie jest to jednak inna woda – w odcinku źródłowym będzie to woda „0”, która rozpoczęła spływ korytem, w najniższym p.p.k. będzie to woda „0” + t_R , czyli ta, która pokonała całą długość rzeki. Założenie to jest prawdziwe, jeśli przyjmiemy, że rzeką spływa tylko woda własna ciekłu. Olechówka, pełniąc rolę odbiornika ścieków opadowych, prowadzi jednak wody obce. Tak więc czas przepływu nie będzie dokumentował przemian zachodzących tylko w korycie (samooczyszczanie), lecz będzie świadczył o oddziaływaniu skanalizowanej zlewni miejskiej. Im niżej na biegu rzeki położony jest p.p.k., tym większego, skumulowanego oddziaływania zlewni należy się spodziewać.

Przy doprowadzeniu w krótkim czasie dużych ilości wód może dojść do sytuacji, kiedy tym samym korytem będą spływały wody niemające fizycznie ze sobą nic wspólnego, poza tym, iż pochodzą ze zlewni powierzchniowej tego samego cieku. Zdjęcie hydrochemiczne może ukazać więc różne wody, spływające z różnych części zlewni. O sile, z jaką zlewnia determinuje chwilowe warunki hydrochemiczne, decyduje efektywność zebrania i odprowadzenia ścieków do koryta, czyli skanalizowana powierzchnia, układ przestrzenny sieci kanalizacyjnej i jej przepustowość. Przejawia się to szybkością i wielkością reakcji na opad atmosferyczny. Celem pracy jest sprawdzenie fizycznych możliwości wykonania zdjęcia hydrochemicznego oraz jego interpretacji dla wskazania ważnych dla rzeki miejskiej czynników kształtowania jej zasobów, tym bardziej, że Olechówka pełni różne funkcje w mieście – od odprowadzania ścieków burzowych po zasilanie zbiorników rekreacyjnych. Funkcje te stoją ze sobą w sprzeczności, a skala zmian w zlewni uniemożliwia powrót do warunków naturalnych. Pozostaje dbanie o zrównoważony spływ ścieków opadowych ze zlewni i ich niskie obciążenie zanieczyszczeniami.

2. MATERIAŁ I METODY

Olechówka ma długość 12,5 km. Odwadnia zlewnię o powierzchni 35,2 km², przy czym skanalizowanie obejmuje 32,6 km², a uszczelnienie 13,4 km². Średni spadek podłużny doliny Olechówki wynosi 3,5%, a spadki poprzeczne wahają się od 10 do 50‰ (UM Łódź 2000). Rzeka została włączona w system kanalizacji burzowej miasta i jest głównym odbiornikiem wód deszczowych z 70 kanałów, przepustów oraz rowów doprowadzonych do niej z południowych dzielnic miasta (Olechów, Widzew, Chojny, Ruda Pabianicka).

Górna część zlewni Olechówki (powyżej jedyne zachowanego naturalnego jej dopływu – Augustówki) jest mniej zurbanizowana niż część dolna – wśród zachowanych jeszcze użytków rolnych i terenów zielonych wybudowano duże osiedla mieszkaniowe Widzew-Wschód i Olechów-Południe. Współczynnik uszczelnienia zlewni (Ψ) wynosi tam 0,44 (UM Łódź 2000). Od ujścia Augustówki zagospodarowanie zlewni sukcesywnie się rozwija. Na tym obszarze występują tereny przemysłowe, poprzemysłowe i usługowe osiedla Dąbrowy oraz wysoka i niska zabudowa mieszkaniowa. Szczególne nasilenie presji urbanizacyjnej zaznacza się w dolnej części zlewni, na obszarze dzielnicy Ruda Pabianicka, w obrębie której Olechówka uchodzi do Jasienia. Na tym obszarze współczynnik uszczelnienia zlewni (Ψ) wynosi 0,60 (UM Łódź 2000).

Średni jednostkowy odpływ rzeczny w zlewni Olechówki oszacowano na $5\text{--}6 \text{ dm}^3 \text{ s}^{-1} \text{ km}^2$, a średni niski odpływ jednostkowy na $1,0\text{--}1,5 \text{ dm}^3 \text{ s}^{-1} \text{ km}^2$. Zurbanizowany charakter zlewni powoduje krótkotrwałe, lecz gwałtowne, wezbrania opadowe, które modyfikowane są przez cztery zbiorniki retencyjne. Wezbrania deszczowe, kształtujące warunki ekstremalne w rzece, przypadają na V-VIII, a wezbrania roztopowe na III-IV. Typowe okresy występowania niżówek to IX-X (niżówka jesienna) oraz I-II (niżówka zimowa) (UM Łódź 2000). Średni przepływ górnej Olechówki wynosi $0,043 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$, a powyżej ujścia rzeka osiąga $0,182 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$. Przepływy wielkie letnie sięgają odpowiednio $0,880 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ i $3,360 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$.

Na biegu Olechówki wyznaczono 28 stanowisk obserwacyjno-badawczych. Dwa dodatkowe wyznaczono przy ujściu Augustówki oraz wylocie kolektora ściekowego przy ul. Przyjacielskiej. O lokalizacji p.p.k. decydowały kryteria wskazane przez H. Mańczaka (1972) i obowiązujące w monitoringu wód powierzchniowych płynących (*Program...* 1996). Z uwagi na włączenie Olechówki do miejskiego systemu odprowadzania ścieków deszczowych ważna jest świadomość położenia p.p.k. względem wylotów kolektorów kanalizacyjnych (rys. 1). Najwięcej wylotów znajduje się w dolnym odcinku Olechówki, gdzie na stosunkowo krótkich odcinkach dzielących poszczególne p.p.k. znajduje się duża ilość połączeń rzeki z kanalizacją miejską – pomiędzy p.p.k. 26 i 27 siedem wylotów, p.p.k. 23 i 24 sześć wylotów, p.p.k. 24 i 25 pięć wylotów. Generalnie poniżej Stawów Jana, na ostatnich pięciu kilometrach biegu Olechówki, znajdują się łącznie wyloty 33 kolektorów i 2 rowów.

Z uwagi na specyfikę zanieczyszczeń miejskich, badania przeprowadzono w zakresie wskaźników zasolenia – przewodność elektrolityczna właściwa (PEW) i jon chlorkowy; wskaźników eutrofizacji – jon amonowy i fosforanowy; oraz wskaźnika zanieczyszczeń mechanicznych – zawiesina ogólna (ZO).

Dla wstępnego rozpoznania warunków panujących na cieku przeprowadzono wizję lokalną stanowisk, wykonano pomiary przepływu rzeki metodą pływakową. Wykonano również pomiar PEW dla wstępnej oceny roztworu pod kątem późniejszych oznaczeń jonu chlorkowego w laboratorium PG UŁ. Prace te zrealizowano 16 kwietnia 2015 roku. Zasadnicze prace badawcze przeprowadzono 6 maja 2015 roku, z złożenia równocześnie we wszystkich 30 p.p.k. Tego dnia wystąpiły jednak trudne warunki hydrologiczne wywołane intensywnymi opadami atmosferycznymi. Woda w rzece znacznie się podniosła, płynęła z dużą siłą unosząc drobne przedmioty. Ze względu na bezpieczeństwo prowadzących badania, zrezygnowano z pomiaru natężenia przepływu i ograniczono się tylko do poboru prób wody do analiz chemicznych.

Po niezwłocznym dostarczeniu prób do laboratorium, w warunkach zalecanych przez PIOŚ, wykonano pomiar PEW. Próby pobrane na oznaczenie zawiesiny ogólnej przekazano do GOS. Pozostałe oznaczenia wykonano w laboratorium PG UŁ.

3. WYNIKI I DYSKUSJA

3.1. Warunki hydrologiczne

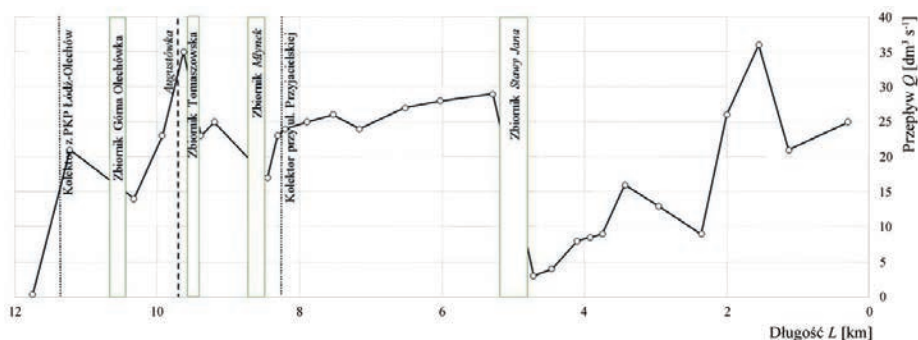
Pomiary wykonane w I etapie badań, w dniu 16 kwietnia, wykazały, że natężenie przepływu wody w Olechówce mieści się w granicach od $0,4 \text{ dm}^3 \text{ s}^{-1}$ w najwyższym p.p.k. do $36 \text{ dm}^3 \text{ s}^{-1}$ w dolnym odcinku rzeczki (rys. 2).

Zauważalne są następujące zjawiska:

- napełnianie zbiorników retencyjnych wodą – przepływy powyżej zbiorników są wyraźnie wyższe od rejestrowanych poniżej budowli piętrzących. Największa różnica wystąpiła w przypadku największego zbiornika – Stawów Jana;
- na wielkość przepływu Q Olechówki ma wpływ Augustówka oraz większe kolektory ściekowe;
- na odcinkach pozbawionych uszczelnionego koryta i wylotów kolektorów ściekowych, tj. pomiędzy p.p.k. 6 i 7 oraz p.p.k. 9 i 11, stwierdzono przyrost natężenia przepływu, co może świadczyć o aktywnym drenażu korytowym z przyległych fragmentów zlewni;
- w dolnym odcinku rzeki stwierdzono wystąpienie dwóch fal wezbraniowych, w obrębie jednej z nich wystąpił najwyższy zarejestrowany przepływ.

W związku z niebezpieczeństwem, jakie stanowiły wezbrane wody Olechówki rano 6 maja 2015 roku, pomiarów natężenia przepływu i badań hydrochemicznych nie wykonano. Ograniczono się tylko do poboru prób wody, co nastąpiło na wszystkich p.p.k. o godz. 9.05. Tego dnia nad ranem przechodził nad Łodzią ciepły front, czemu towarzyszyły opady, szczególnie intensywne w południowych dzielnicach miasta. W pasie od ul. Pabianickiej przez Graniczną do ul. Zygmunta w ciągu 4 godzin (5.30-9.30) spadło od 10,5 do 14 mm deszczu (Piotrowski 2016).

Natężenie przepływu wody w korycie Olechówki w dniu 6.05.2015 roku oszacowano na podstawie modelowych krzywych przepływów w korycie złożonym



Rys. 2. Zmiany natężenia przepływu Olechówki w dniu 16.04.2015 roku

zawartych w (UM Łódź 2000). Ograniczono się przy tym do punktów reprezentujących te same miejsca, w których prowadzono badania hydrochemiczne. Na podstawie rekonstrukcji, przeprowadzonej przy użyciu dokumentacji fotograficznej z 16.04 i 6.05.2015 roku oraz w odniesieniu do warunków panujących 16.04.2015 roku, określono wielkość napełnienia koryta wodą w czasie wezbrania (t). Na tej podstawie z krzywej przepływu wyznaczono wielkość Q (tabl. 1).

Tablica 1

**Szacunkowe wielkości Q podczas wezbrania opadowego
na Olechówce w dniu 6.05.2015 roku**

Lp.	p.p.k.	t [m]	Przepływ Q [$\text{m}^3 \text{s}^{-1}$]
1	1	0,5	1,6
2	12	0,7	1,3
3	16	0,8	4,0
4	21	1,1	7,5
5	29	2,1	21,0

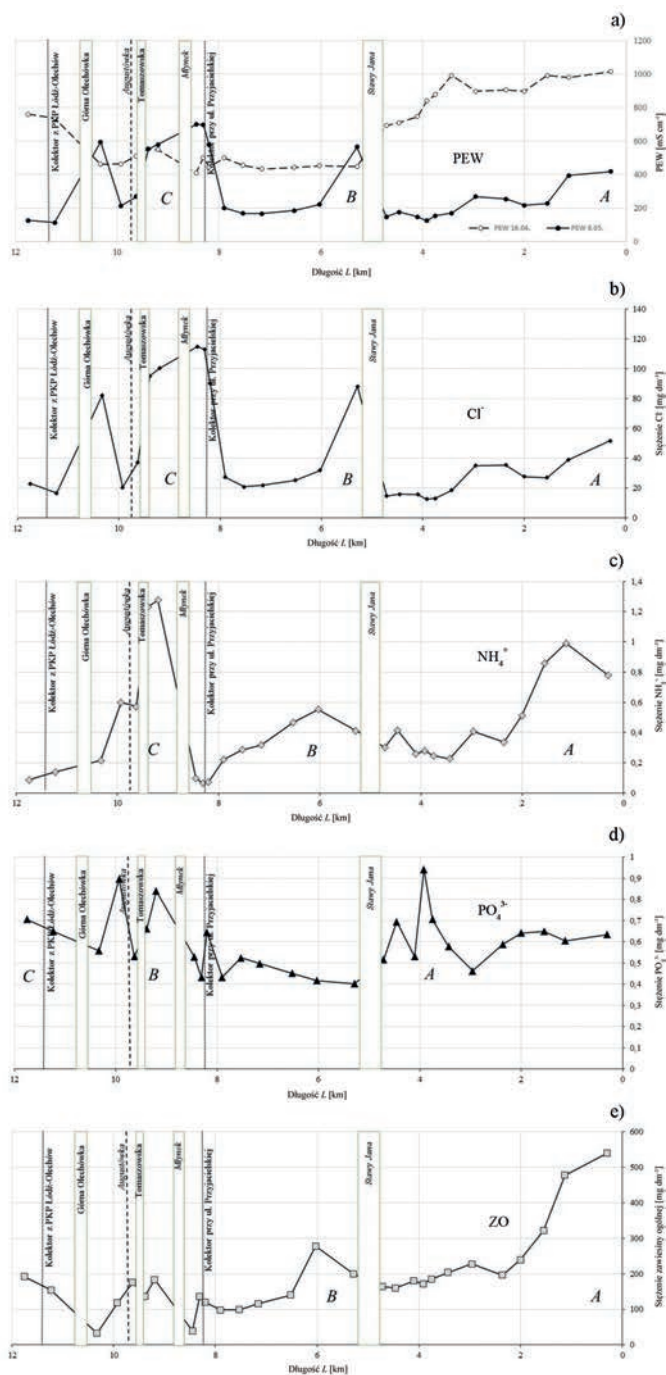
3.2. Warunki hydrochemiczne

Zmiany PEW wzdłuż biegu rzeki w obu terminach badawczych przedstawiono na rys. 3a. Obserwacje wskazują na:

- wyższe wartości PEW w I terminie przy niskich przepływach niż w drugim terminie w czasie wezbrania;
- wysokie wartości PEW w I terminie występowały już w górnym odcinku rzeki; ulegały obniżeniu na odcinku środkowym, gdzie znajdują się zbiorniki retencyjne. Poniżej Stawów Jana wartości PEW rosło skokowo i tendencja ta utrzymała się już do ujścia;
- najniższe wartości PEW w II terminie wystąpiły w górnym odcinku rzeki i stopniowo rosły do ujścia, za wyjątkiem odcinka pomiędzy zbiornikami retencyjnymi, gdzie uległy skokowemu wzrostowi.

Stężenia chlorków wyraźnie rosły poniżej zbiorników retencyjnych położonych w górnej części rzeki (rys. 3b). Po przepłynięciu Zbiornika Tomaszowska i Młynek wzrost stężeń Cl^- wyniósł niemalże 100 mg dm^{-3} , a PEW wzrosło z $200 \mu\text{S cm}^{-1}$ do $700 \mu\text{S cm}^{-1}$.

Jon amonowy wykazał dużą zmienność stężeń. Najwyższe wartości wystąpiły poniżej Zbiornika Tomaszowska ($1,23$ i $1,28 \text{ mg dm}^{-3}$), a najniższe poniżej Zbiornika Młynek ($0,1$ i $0,07 \text{ mg dm}^{-3}$) – rys. 3c. W przebiegu stężeń NH_4^+ zaznaczają się trzy



Rys. 3. Wartości badanych elementów hydrochemicznych na biegu Olechówki w dniu 6.05.2015 roku o godz. 9.05; a) PEW, b) jonu chlorkowego, c) jonu amonowego, d) fosforanów, e) zawiesiny ogólnej

kulminacje: pierwsza, wspomniana wyżej, poniżej Zbiornika Tomaszowska, druga bezpośrednio powyżej ujścia Olechówki do Jasienia i trzecia, najmniejsza, powyżej Stawów Jana. Kulminacje te są przesunięte o 1-2 p.p.k. wstecz w stosunku do kulminacji wartości PEW. Stężenia amonu są niższe za zbiornikami Młynek i Stawy Jana, natomiast wyższe za Zbiornikiem Górna Olechówka i wspomnianym Zbiornikiem Tomaszowska.

Fosforany rejestrowano w wezbranych wodach Olechówki w zakresie od $0,40 \text{ mg dm}^{-3}$ powyżej Stawów Jana do $0,94 \text{ mg dm}^{-3}$ na Rudzie Pabianickiej (p.p.k. 20) – rys. 3d. Stężenia zmieniały się skokowo zwłaszcza w kulminacjach, które wystąpiły na odcinku górnym rzeki pomiędzy zbiornikami i poniżej Stawów Jana. W odniesieniu do przebiegu zmian wartości PEW i stężeń NH_4^+ na biegu Olechówki można zauważyć, że kulminacje stężeń fosforanów są przesunięte wstecz o 8-9 p.p.k.

Zmiany stężeń zawiesiny ogólnej w środkowym i dolnym odcinku nawiązywały do przebiegu stężeń amonu – kulminacje odpowiadały sobie bezpośrednio (rys. 3e). Natomiast w górnym biegu, poprzez oddziaływanie zbiorników zatrzymujących zawiesinę, taka relacja nie stała się czytelna.

W zbiorze elementów hydrochemicznych wód rzecznych Olechówki w czasie ich wezbrania w dniu 6.05.2015 roku PEW silnie koreluje z jonem chlorkowym, a amon z zawiesiną ogólną, przy czym ta relacja jest dużo słabsza (tabl. 2). Jon chlorkowy determinuje więc wartość PEW wód Olechówki.

Wzajemne przesunięcia kulminacji wartości elementów hydrochemicznych najsurowiej przypuszczają, że jest to świadectwo schodzenia Olechówką fal wezbraniowych, w których zaznacza się pewien charakterystyczny obraz reakcji zlewniowej – następstwo zmian. Kolejne epizody wezbraniowe zaznaczono na wykresach (rys. 3a-3e) dużymi literami alfabetu (A-C). W pierwszej kolejności rosną stężenia chlorków i w ślad za nimi PEW. Następnie rosną stężenia zawiesiny ogólnej i jonu amonowego. Na końcu w obserwowanej sekwencji – fosforanów.

Tablica 2

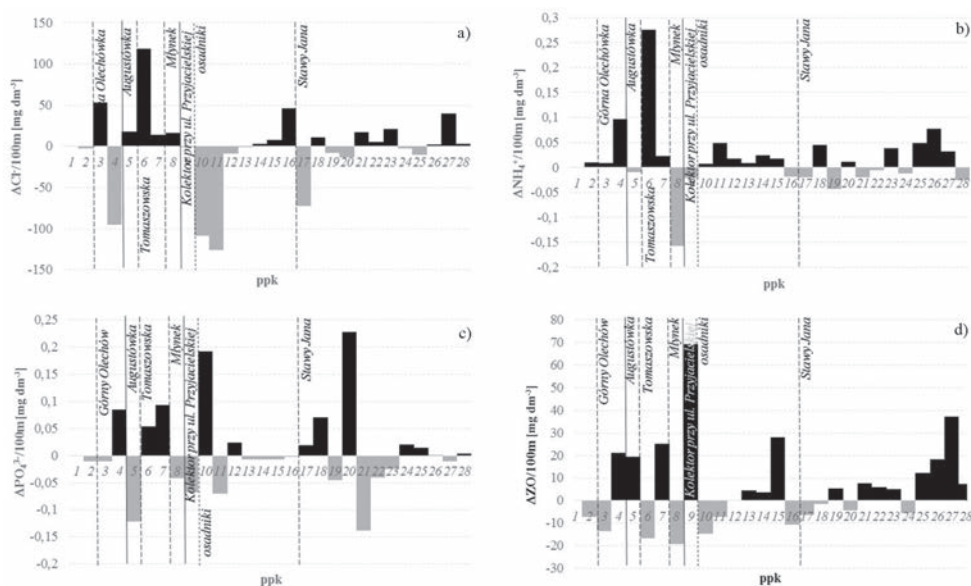
**Analiza korelacji elementów hydrochemicznych wód Olechówki
w czasie wezbrania opadowego w dniu 6.05.2015 roku, istotność $p < 0,05$**

	PEW	Cl^-	NH_4^+	PO_4^{3-}	ZO
PEW	-	0,982/p = 0,00	0,186/p = 0,343	-0,145/p = 0,47	-0,092/p = 0,642
Cl^-		-	0,163/p = 0,41	-0,145/p = 0,46	-0,185/p = 0,642
NH_4^+			-	0,286/p = 0,14	0,488/p = 0,008
PO_4^{3-}				-	0,062/p = 0,754
ZO					-

Ze względu na nierównomierne rozmieszczenie p.p.k., zbiorników retencyjnych, wylotów rowów i kolektorów ściekowych, podjęto próbę zobiektywizowania obrazu zmian hydrochemicznych na biegu Olechówki i ukazania ich dynamiki. Zastosowano w tym celu przeliczenie wielkości zmiany wartości elementu hydrochemicznego pomiędzy poszczególnymi p.p.k. i przeliczono tę wielkość na 100 m biegu rzeki. Uzyskany obraz pozwala wskazać odcinki, miejsca, gdzie obraz hydrochemiczny zmienia się bardzo dynamicznie – rys. 4. W tych lokalizacjach zaznacza się oddziaływanie czynników kształtujących zasoby wodne Olechówki w warunkach wezbraniowych.

Najbardziej dynamiczne zmiany w zakresie wszystkich wskaźników zachodzą pomiędzy zbiornikami retencyjnymi w górnej części ciek i mają charakter różnokierunkowy (rys. 4 a-d). Poza zbiornikami, warunki hydrochemiczne Olechówki kształtują tam również Augustówka i kolektory ściekowe. Mniejszą dynamikę reprezentuje odcinek ujściowy, zmiany dotyczą tam zasadniczo tylko amonu i zawiesiny ogólnej (rys. 4b, d). Trzeci odcinek znajduje się poniżej Stawów Jana i dotyczy tylko fosforanów (rys. 4c).

Zestawienie zmian hydrochemicznych podczas wezbrania Olechówki (rys. 3) wraz z oceną gradientów (rys. 4) pozwala ocenić reakcję zbiorników retencyjnych na wezbranie. PEW i chlorki wskazują na zasilenie rzeki w sole mineralne. Podobna



Rys. 4. Dynamika zmian badanych parametrów hydrochemicznych Olechówki pomiędzy poszczególnymi punktami pomiarowo-kontrolnymi w trakcie wezbrania w dniu 6.05.2015 roku; a) jon chlorkowy, b) jon amonowy, c) fosforany, d) zawiesina ogólna

reakcja została zarejestrowana w Potoku Służewieckim (Bojakowska i in. 2012). Dopływająca masa wód wezbraniowych działa na zbiornik niczym tłok i wypycha z głębszych partii zachowane tam zasolone wody z sezonu zimowego i roztopów. W Stawach Jana, opróżnianych na zimę, tego typu zjawisko nie wystąpiło.

W przypadku zawiesiny ogólnej wszystkie obserwowane zbiorniki zareagowały obniżając jej stężenia. Obserwowane lokalnie obniżenie stężeń amonu mogło nastąpić w wyniku nityfikacji, rozcieńczenia lub, w sytuacjach szczególnych (zakwit sinicowy), asymilacji biologicznej. Czas zatrzymania wody w zbiorniku wpływa na efektywność nityfikacji (Gołdyn 2000). W zbiornikach położonych na Olechówce zarysował się związek czasu retencji z kierunkiem zmian stężenia amonu. Tam, gdzie czas ten jest dłuższy (230-240 h: Młynek i Stawy Jana) następuje obniżenie stężenia NH_4^+ , natomiast w tych obiektach, gdzie jest krótszy (180-190 h, Górna Olechówka i Tomaszowska) stężenia rosną. Różnica czasowa nie wydaje się jednak duża, tym bardziej, że czasy te zostały wyznaczone dla warunków przeciętnych, jakie wystąpiły w I terminie pomiarowym. Należy więc założyć, że zmiany stężeń amonu są efektem mieszania się wód o różnej historii (wezbraniowe, przedwezbraniowe, rzeczne z kanalizacji, ze zbiornika retencyjnego). Fosforany podkreślają przeciwstawność reakcji dwóch sąsiednich zbiorników: Tomaszowska i Młynek. Pierwszy przyczynia się do podwyższenia stężeń obu jonów, a Młynek zmniejsza ich stężenia. W Zbiorniku Tomaszowska woda utrzymywana jest przez cały rok. Przy dużym dopływie zanieczyszczeń w warstwie naddennej mogą powstawać warunki beztlenowe, które sprzyjają uwalnianiu fosforanów do toni wodnej. Przy ograniczonym mieszaniu, wywołanym różnicami zasolenia wód, mogą one podlegać akumulacji i dopiero gwałtowny dopływ wód wezbraniowych może je ze strefy naddennej usunąć wraz z wymianą wody.

Udokumentowany chwilowy stan hydrochemiczny Olechówki w czasie epizodu wezbraniowego, w porównaniu do innych rzek miejskich w Polsce, stawia badaną rzekę pod względem:

- PEW: w dolnych zakresach charakterystycznych dla zanieczyszczonych rzek dużych ośrodków miejskich i przemysłowych: Kłodnicy (Nocoń i in. 2006), Wilgi (Gliniak i in. 2014), Potoku Służewieckiego (Bojakowska i in. 2012) i w spektrum zmian rejestrowanych w takich rzeczkach jak Strzyża w Gdańsku (Zdziuch i in. 2011), Biała w Białymstoku (Wysocka-Czubaszek, Wojno 2014) czy w Sudole Dominikańskim – podmiejskiej rzeczce Krakowa (Kanownik, Rajda 2008);
- stężenia chlorków: wyraźnie poniżej zakresu, jaki reprezentują Wilga i Potok Służewiecki, a w spektrum stężeń zarejestrowanych w Sufragańcu (Ciupa 2012), Białej, Strzyży i Sudole Dominikańskim;

- stężenia amonu i fosforanów: znacznie poniżej wartości stwierdzonych w Kłodnicy, a w zakresach udokumentowanych w Białej;
- zawiesiny ogólnej: w skrajnie dolnej części zakresu określonego w Kłodnicy, a na poziomie wartości występujących w Strzyży. Na uwagę zasługuje fakt, że Olechówka reprezentuje gorszy stan od stwierdzonego w Potoku Służewieckim.

Jak wynika z powyższego przeglądu, Olechówka w czasie wezbrania reprezentowała stan odpowiadający zanieczyszczeniu cieków płynących przez obszary słabszej presji miejskiej, biorących początek na terenach podmiejskich.

4. PODSUMOWANIE

1. Przeprowadzone badanie, dokumentujące chwilowy stan całej rzeki miejskiej, pozwala wskazać dużą rolę zbiorników retencyjnych w kształtowaniu oblicza hydrochemicznego cieku, przy czym są to oddziaływania złożone, różnokierunkowe, nie zawsze przyczyniające się do poprawy jakości zasobów.
2. Analiza wzajemnego położenia kulminacji wartości poszczególnych elementów hydrochemicznych w wodach Olechówki podczas wezbrania nasunęła przypuszczenie o charakterystycznej reakcji zlewni miejskiej na wzmożone zasilanie opadowe. W pierwszej kolejności wynoszone są z niej sole mineralne, następnie zanieczyszczenia mechaniczne, a w ślad za nimi substancje będące pochodną obecności zanieczyszczeń organicznych.
3. Wykonane prace przyczyniły się do ukazania oblicza rzeki, które w standardowych badaniach monitoringowych, o określonym reżimie przestrzennym i przebiegu czasowym, nie jest możliwe do zrealizowania. Ograniczeniem takiej metody badawczej jest konieczność dysponowania dużą grupą badaczy. Do powyższych prac zaangażowanych były łącznie 64 osoby, studenci II i III r. studiów stacjonarnych pierwszego stopnia na kierunku Geomonitoring na Wydziale Nauk Geograficznych UŁ.

CURRENT HYDROCHEMICAL IMAGE OF RIVER CITY IN THE CASE OF THE OLECHÓWKA RIVER (ŁÓDŹ)

Summary

1. The study, documenting the current state of the river city can indicate a major role of reservoirs in shaping the hydrochemical face of examined watercourse, which are complex interactions, multidirectional, not always contribute to improving the quality of water resources.

2. Analysis of the relative position of the culmination of the hydrochemical elements in the Olechówka River during floods led to the expectation of the characteristic reaction catchment urban runoff increased power. The first are being carried the mineral salts, then the mechanical contaminants, and followed them substances that are derived from the presence of organic impurities.

3. Completed work helped to show the current image of the river, which normally carried out monitoring research, a specific regime of spatial and temporal course, it is impossible to realize. The limitation of this test method is the need to have a large group of researchers. To these works involved were a total of 64 people, students of II and III year of the full-time undergraduate degree in Geomonitoring at the Faculty of Geographical Sciences, University of Łódź.

BIBLIOGRAFIA

- Bojakowska I., Lech D., Jaroszczyńska J., 2012, *Wskaźnik zasolenia w wodach Potoku Służewieckiego i Jeziora Wilanowskiego*, *Górnictwo i Geologia*, 7 (2), 85-99
- Ciupa T., 2012, *Znaczenie dróg na obszarze zurbanizowanym w kształtowaniu odpływu i transportu fluwialnego (Kielce)*, *Lanform Analysis*, 19, 17-28
- Gliniak M., Pawul M., Sobczyk W., 2014, *Wpływ transportu i składowisk przemysłowych byłych Krakowskich Zakładów Sodowych „Solvay” na stan i jakość wody rzeki Wilga w Krakowie*, *Logistyka*, 4, 4295-4302
- Gołdyn R., 2000, *Zmiany biologicznych i fizyczno-chemicznych cech jakości wody rzecznej pod wpływem jej piętrzenia we wstępnych, nizinnych zbiornikach*, Wydawnictwo Naukowe UAM, Poznań, 186 s.
- Kanownik W., Rajda W., 2008, *Źródła zanieczyszczenia wód powierzchniowych w zlewni potoku Sudół Dominikański*, *Acta Scientiarum Polonorum. Formatio Circumietus*, 7 (2), 3-14
- Mańczak H., 1972, *Techniczne podstawy ochrony wód przed zanieczyszczeniem*, Skrypty Politechniki Wrocławskiej, Wrocław
- Nocoń W., Kostecki M., Kozłowski J., 2006, *Charakterystyka hydrochemiczna rzeki Kłodnicy*, *Ochrona Środowiska*, 28 (3), 39-44
- Piotrowski P., 2016, *Wyniki pomiarów wysokości opadów atmosferycznych na terenie Łodzi w roku 2015*, Katedra Meteorologii i Klimatologii, WNG UŁ, Łódź, materiały niepublikowane
- UM Łódź, 2000, *Projekt generalny rzeki Olechówki*, Wydział Gospodarki Komunalnej Urzędu Miasta Łodzi, materiały niepublikowane
- PIOŚ, 1996, *Program regionalnego monitoringu wód powierzchniowych dla zlewni wybranej rzeki*, Państwowa Inspekcja Ochrony Środowiska, Zamość

- Witczak S., Kmiecik E, Kania J., 2013, *Katalog wybranych fizycznych i chemicznych wskaźników zanieczyszczeń wód podziemnych i metod ich oznaczania*, Główny Inspektorat Ochrony Środowiska, Warszawa
- Wysocka-Czubaszek A., Wojno W., 2014, *Sezonowa zmienność chemizmu wody w małej rzece w zlewni zurbanizowanej*, Przegląd Naukowy – Inżynieria i Kształtowanie Środowiska, 3, 64-76
- Zdziuch D., Jezierska M., Wołodkiewicz J., Kowitz B., 2011, *Ładunek zanieczyszczeń odprowadzany z terenu Gminy Gdańsk do Zatoki Gdańskiej*, [w:] Ocena stanu środowiska w mieście Gdańsku za rok 2010, Urząd Miejski w Gdańsku, dostępne online: <http://www.gdansk.pl/zielony-gdansk/Ocena-stanu-srodowiska-w-miescie-Gdansk-za-rok-2010,a,22587> (15.07.2016), 36-38

