

Monografie  
Komitetu  
Gospodarki  
Wodnej  
Polskiej  
Akademii  
Nauk

Zeszyt 36

2013

Praca zbiorowa pod redakcją  
Stanisława WĘGLARCZYKA

PROBLEMY OBLICZANIA  
PRZEPŁYWÓW EKSTREMALNYCH  
W ZLEWNIACH KONTROLOWANYCH  
I NIEKONTROLOWANYCH

Tom II

WARSZAWA 2013

## RADA REDAKCYJNA

Beniamin Więzik – WSA, Bielsko-Biała, przewodniczący  
Kazimierz Banasik – SGGW, Warszawa, wiceprzewodniczący  
Kaz 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

## OPINIODAWCA

Jarosław Napiórkowski

Opracowanie redakcyjne i skład – Rafał Stepnowski, Karolina Racka

Wydanie publikacji dofinansowane przez Ministerstwo Nauki i Szkolnictwa Wyższego

© Copyright by Komitet Gospodarki Wodnej Polskiej Akademii Nauk

© Copyright by Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej – Państwowy Instytut Badawczy

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

Ark wyd. 7 Druk ukończono w grudniu 2013 r.

Druk i oprawa: AGENT PR  
31-158 Kraków, Krowoderska 58/18

## SPIS TREŚCI

WSKAŹNIK POWODZIOWOŚCI WEZBRAŃ O RÓŻNEJ GENEZIE Artur Magnuszewski .....	5
WYKORZYSTANIE ANALIZY CZĘSTOTLIWOŚCI REGIONALNEJ DO OCENY MAKSYMALNEGO PRZEPIYWU PRAWDOPODOBNEGO W ZLEWNIACH NIEKONTROLOWANYCH Małgorzata Gutry-Korycka, Jarosław Suchożebrski, Dariusz Woronko.....	15
PORÓWNANIE PRZEPIYWÓW MAKSYMALNYCH ROCZNYCH O OKREŚLONYM PRAWDOPODOBIENSTWIE PRZEWIYSZENIA OBLICZONYCH METODAMI EMPIRYCZNYMI W ZLEWNI SKAWICY Beniamin Więzik, Marek Madzia .....	35
WPIYW PARAMETRÓW FIZYCZNO-GEOGRAFICZNYCH ZLEWNI NA PRZEPIYWY MAKSYMALNE ROCZNE O OKREŚLONYM PRAWDOPODOBIENSTWA PRZEWIYSZENIA Ewa Suchanek, Beniamin Więzik.....	45
WYKORZYSTANIE ZMODYFIKOWANEGO CHWILOWEGO HYDROGRAMU JEDNOSTKOWEGO CLARKA DO SYMULACJI WEZBRAŃ OPADOWYCH Andrzej Wałęga, Agnieszka Cupak.....	57
WYBRANE PROBLEMY ZWIĄZANE Z MODELOWANIEM ODPIYWU ZE ZLEWNI NIEKONTROLOWANYCH W ASPEKCIE PROJEKTOWANIA STREF ZAGROŻENIA POWODZIOWEGO Edyta Drożdżał, Michał Piórecki, Radosław Radoń, Andrzej Wałęga .....	69
ZASTOSOWANIE MODELU OPAD-ODPIYW DO OSZACOWANA SPPIYWU WÓD OPADOWYCH Z GÓRNEJ CZĘŚCI ZLEWNI POTOKU STRZYŻA W GDAŃSKU, POPREDZAJĄCEGO AWARIĘ ZBIORNIKA NOWIEC II Michał Szydłowski, Piotr Zima.....	83
OCENA WPIYWU SIECI DROGOWEJ NA ODPIYW POWIERZCHNIOWY Z MAŁYCH ZLEWNI NIZINNYCH Mariusz Sojka, Rafał Wróżyński .....	101
WPIYW ZMIAN UŻYTKOWANIA TERENU ORAZ ZBIORNIKA RETENCYJNEGO NA PRZEPIYW W ZLEWNI GÓRNEJ NARWI Renata J. Romanowicz, Marzena Osuch, Jarosław Napiórkowski .....	113



**Artur MAGNUSZEWSKI**

Uniwersytet Warszawski  
Wydział Geografii i Studiów Regionalnych

## **WSKAŹNIK POWODZIOWOŚCI WEZBRAŃ O RÓŻNEJ GENEZIE**

### **1. WSTĘP**

Jednym z problemów istotnych przy hydrologicznych analizach regionalnych jest określenie potencjału powodziowego zlewni. Powódź jest zjawiskiem zróżnicowanym przestrzennie, ponieważ w różnym stopniu obejmuje główną rzekę i jej dopływy, zmienia się także wraz z wielkością zlewni. Warunki fizycznogeograficzne zlewni i sposób jej zasilania opadem wpływają na szybkość formowania się wezbrań i ich wielkość. Ta różna reakcja zlewni na opad może być ilościowo scharakteryzowana jako jej potencjał powodziowy. Jest to miara, pokazująca jak duży przepływ może wygenerować zlewnia, a także, jaka jest dynamika transformacji opadu w odpływ. Zakładamy przy tym homogeniczność regionalną powodzi, zwłaszcza na poziomie genetycznym. W badaniach nad powodzią przyjmuje się także, że w danym regionie zachowane zostaje podobieństwo statystyczne przepływów powodziowych  $c_v [WWQ(A)]$ , gdzie  $c_v$  – współczynnik zmienności,  $WWQ$  – przepływ maksymalny,  $A$  – powierzchnia zlewni. Spełnienie warunku podobieństwa miary zmienności przepływów maksymalnych w dużych zlewniach, których górna część ma np. charakter górski, jest niemożliwe ze względu na efekt orograficzny oddziałujący na pole opadu atmosferycznego. W takim wypadku porównywanie zlewni wymagałoby wprowadzenia, oprócz współczynnika skali proporcjonalnego do powierzchni zlewni, także parametru wysokości. Gupta i Waymire (1998) uważają jednak, że spełnienie warunku podobieństwa parametru zmienności  $c_v$  nie jest tak istotne, jak zachowanie samopodobieństwa zlewni na poziomie struktury sieci rzecznej wyrażonej np. wymiarem fraktalnym. Samopodobieństwo sieci rzecznych jest bowiem zachowane tylko w pewnym zakresie skal przestrzennych, co wynika zarówno z ograniczeń budowy geologicznej, jak i czasowo-przestrzennych właściwości pola opadów atmosferycznych (Magnuszewski 1993).

Powódź ma swoją genezę w zjawiskach atmosferycznych, a jej wielkość i przestrzenny zasięg zależy od zasilania opadem atmosferycznym czy też grubości i prędkości topnienia pokrywy śnieżnej. W hydrologii przyjęto kilka klasyfikacji powodzi, np. Chomicz (1971), Dębski (1959), Lambor (1971), Byczkowski (1999) wyróżniają typy wezbrań opadowych, wywołanych opadami nawalnymi, frontalnymi (rozlewnymi). Ich skutkiem są powodzie o zasięgu lokalnym i regionalnym.

Najnowsze badania struktury opadu w Polsce pod kątem powodziowości, wykorzystują dane o sytuacji synoptycznej w miesiącach letnich (V-X) z lat 1961-2000 (Kupczyk, Suligowski 1997; Kupczyk i in. 2005). Autorzy tych prac uznali, że najlepszą charakterystyką, pozwalającą określić genezę opadów, jest stosunek maksymalnej wydajności opadu do czasu jego trwania. Na podstawie badań autorzy proponują wydzielenie na obszarze Polski trzech typów genetycznych opadów, których wystąpienie powoduje znaczący efekt hydrologiczny: opady konwekcyjne, frontalne oraz opady rozległych stref konwergencji.

Z badań Żmudzkiej (2007, 2010), która analizowała rodzaje zachmurzenia nad Polską w latach 1966-2000, wynika że istotnie zmieniła się częstość pojawiania się chmur opadowych. Jest to skutek zarówno ewolucji warunków cyrkulacyjnych, jak i wzrostu temperatury. Ze zmianami w składzie rodzajowym chmur może wiązać się wzrost częstości pojawiania się opadów burzowych i zmniejszenie przypadków opadów długotrwałych, towarzyszących głównie chmurom warstwowym piętra średniego.

Z badań Stachy i in. (1996b), opartych na danych z lat 1951-1990, wynika, że największe warstwy odpływu pochodzenia opadowego powstają w zlewniach górskich o powierzchni poniżej 300 km<sup>2</sup> (np. Wisła Skoczów – 275 mm). Wysokość odpływu wezbrań opadowych wyraźnie maleje wraz ze wzrostem powierzchni zlewni, dotyczy to zwłaszcza rzek tranzytowych (prowadzących odpływ wygenerowany w górnej części zlewni). Innym wytłumaczeniem tego zjawiska jest zmniejszanie się intensywności zasilania opadowego wraz ze wzrostem powierzchni nim objętej.

Porównanie najwyższych sum opadu atmosferycznego w Polsce z wartościami rejestrowanymi na świecie wskazuje, że krajowe maksima są znacznie mniejsze. Ta mniejsza wydajność opadów w Polsce wynika z cech przejściowego klimatu umiarkowanego i ukształtowania powierzchni kraju, które nie stanowi przeszkody dla przeważającego kierunku ruchu mas powietrza. Obwiednia najwyższych sum opadu o danym czasie trwania na świecie jest przyjmowana jako maksymalny wiarygodny opad – *MWO* (Ozga-Zielińska, Ozga-Zieliński 2003). Należy jednak pamiętać, że warunki klimatyczne Polski daleko odbiegają od warunków strefy gorącej i wilgotnej, co oznacza także odmienność ustroju pluwiograficznego.

W przypadku wezbrań roztopowych w latach 1970 i 1979 największa warstwa odpływu była generowana przez zlewnie nizinne o powierzchni rzędu 10<sup>3</sup> km<sup>2</sup> (Skrwa – 144 mm, Wkra – 123 mm). W zlewniach mniejszych i większych od 10<sup>3</sup> km<sup>2</sup> wielkość odpływu ulegała niewielkiemu zmniejszeniu. Wezbrania roztopowe w górach nie przekraczały 80 mm, co oznacza, że są one trzy razy mniejsze od wezbrań opadowych w tym samym regionie.

Wezbrania roztopowe, charakterystyczne dla zlewni nizinnych, obejmują duże powierzchnie i generują objętość odpływu większą niż wezbrania opadowe. Dla przykładu w tabelicy 1 porównano objętości fal powodziowych o różnej genezie, pochodzących ze zbliżonych wielkością zlewni. Zagadnienie to komplikuje fakt, że często wezbrania mają charakter mieszany, a mianowicie roztopowo-opadowy.

Największe powodzie roztopowe występują na dużych rzekach nizinnych (Bugu, Narwi), a także w środkowym i dolnym odcinku Wisły. Na małych rzekach nizinnych wezbrania roztopowe powodują podobne zagrożenia, jak w przypadku wezbrań opadowych (np. Skrwa prawa, Wkra). Natomiast w górach, mimo dużej grubości pokrywy śnieżnej, wezbrania roztopowe nie są zbyt groźne za sprawą warunków termicznych, które wydłużają topnienie śniegu (nocne ochłodzenia i topnienie w ciągu dnia). Powodzie roztopowe występują w marcu i kwietniu na w zlewniach nizinnych dopływów Wisły. Wezbrania roztopowe, pojawiające się w środku zimy mają niewielki zasięg, również z powodu warunków termicznych, które utrudniają szybkie topnienie.

Tabela 1

**Porównanie objętości fal powodziowych o genezie opadowej (2010) i roztopowej (1997)**

Rzeka	Profil	Powierzchnia zlewni $A$ [km <sup>2</sup> ]	Objętość fali $V$ [km <sup>3</sup> ]	Przeływ $WWQ$ [m <sup>3</sup> ·s <sup>-1</sup> ]	Rok
Wisła	Zawichost	50732	3,9	6000	2010
Narew	Dębe	69696	6,9	3210	1979

## 2. POTENCJAŁ POWODZIOWY

W pracy *World Catalogue...* (2003) zebrano dane o największych na świecie wartościach  $WWQ$  zanotowanych w zlewniach różnej wielkości. Porównanie maksymalnych odpływów rzek Polski z rzekami np. w USA czy Europie, o podobnej powierzchni zlewni, wykazuje że charakteryzują się one mniejszym potencjałem powodziowym, który jest kombinacją warunków opadowych, charakterystyki zlewni i jej wielkości. Potencjał powodziowy rzek spada w miarę wzrostu cech kontynentalnych klimatu, zależy on także od orientacji przeszkód topograficznych względem kierunku napływu mas powietrza. W Polsce obserwować można wyjątkową zmienność warunków meteorologicznych, która wynika z położenia na pograniczu wpływu mas powietrza morskiego znad Atlantyku i kontynentalnych. W dużych dorzeczeniach przepływy maksymalne zależą od stałych źródeł zasilania, jakim jest np. pokrywa śnieżna, a w przypadku małych zlewni dominującą rolę odgrywiają intensywne opady deszczu związane z burzowymi komórkami konwekcyjnymi.

W przeważającej większości, opady powodujące błyskawiczne wezbrania występują w obrębie przemieszczającego się frontu chłodnego i są związane z mecha-

nizmem konwergencji mezoskalowej (Parczewski 1960). Pomimo dużej częstości wezbrań błyskawicznych, pozostają one słabo poznane, głównie ze względu na to, że obejmują swym zasięgiem zlewnie o powierzchni do 40 km<sup>2</sup>, które nie są monitorowane.

Zestawienia parametrów wezbrań błyskawicznych w małych zlewniach w Polsce znaleźć można w pracach Ciepielowskiego (1970), Byczkowskiego (1999), Bryndala (2009). Jest to lista, która liczy nie więcej niż pięćdziesiąt przypadków wezbrań błyskawicznych. Problemem przy jej wykorzystaniu jest różna dokładność pomiarów maksymalnego przepływu, niekiedy szacowanego po przejściu wezbrania z wzorów hydraulicznych.

Do określenia powodziowości niezbędne są dane o przepływach ze zlewni kontrolowanych, a w przypadku ich braku – z modeli empirycznych lub deterministycznych. Pierwszy przypadek dotyczy dużych rzek, dla których istnieją zwykle długie ciągi obserwacyjne, pozwalające wyznaczyć przepływy charakterystyczne. W tym opracowaniu wykorzystano dane o przepływach maksymalnych pochodzące z prac Byczkowskiego (1999), Fal (2004), Stachy i in. (1996a), Ozga-Zielińskiego i in. (2010), *Dorzecze Wisły...* (2011).

W literaturze znanych jest kilka miar powodziowości. Jedną z pierwszych krajowych prac na ten temat opublikował Balcerski (1951). Wykonał obliczenia dla głównych rzek dorzecza Wisły, w których zastosował następujący wskaźnik powodziowości  $w_p$ :

$$w_p = \frac{WWQ - Q_{brz}}{SQ} \cdot \sqrt{A} \quad (1)$$

gdzie:

- $WWQ$  – najwyższy przepływ obserwowany lub o założonym prawdopodobieństwie przewyższenia [ $m^3 \cdot s^{-1}$ ],
- $Q_{brz}$  – przepływ brzegowy [ $m^3 \cdot s^{-1}$ ],
- $SQ$  – średni przepływ w wieloleciu [ $m^3 \cdot s^{-1}$ ],
- $A$  – powierzchnia zlewni [ $km^2$ ].

Z wzoru wynika, że powodziowość rzeki jest tym mniejsza, im mniejsza jest różnica między wodą brzegową a najwyższą obserwowaną. Wprowadzenie pierwiastka z powierzchni zlewni jest swojego rodzaju współczynnikiem skali, gdyż przepływy są wprost proporcjonalne do wielkości powierzchni, w której zachodzi odpływ. Balcerski (1951) wprowadził także dodatkowy parametr, jakim jest długość odcinka rzeki zamkniętej profilem wodowskazowym.

W pracy Gutry-Koryckiej i in. (2009) badano relację między cechami fizyczno-geograficznymi czterdziestu małych zlewni w różnych regionach geograficznych Polski i przepływem  $WWQ$ . Jako jedną z miar pozwalających wykryć regionalne uwarunkowania powodziowości, zastosowano wskaźnik  $w_q$  – najwyższego przepływu przypadającego na pierwiastek powierzchni zlewni, obliczany z wzoru:

$$w_q = WWQ / \sqrt{A} \quad (2)$$



W zlewniach nizinnych wartość wskaźnika  $w_q$  jest mniejsza niż 5,6, w zlewniach górskich przekracza wartość 6, a w skrajnym przypadku sięga 20. Wskaźnik ten pozwala na normalizację danych i uszeregowanie zlewni w kolejności rosnącego potencjału powodziowego. Nadaje się on szczególnie do porównań małych zlewni o powierzchni poniżej 500 km<sup>2</sup>.

Podobnym wskaźnikiem względnym, który pozwala porównywać powodziowość rzek, bez względu na wielkość ich zlewni, jest indeks  $k$ , zaproponowany przez J. Françou (Rodier, Roche 1984). Jest to wielkość niemianowana, im większą wartość przyjmuje, tym większa jest zdolność zlewni do tworzenia powodzi. We wzorze przyjęto maksymalny przepływ graniczny 10<sup>6</sup> m<sup>3</sup>·s<sup>-1</sup> i maksymalną powierzchnię graniczną dorzecza 10<sup>8</sup> km<sup>2</sup>. Ma on postać:

$$k = 10 \left( 1 - \frac{\log WWQ - 6}{\log A - 8} \right) \quad (3)$$

Z dopływów Wisły największą wartość wskaźnika powodziowości Françou ma Dunajec w profilu Krościenko –  $k = 4,49$ . W grupie małych zlewni indeksy  $k$  były następujące: Łopuszanka (Piaski) – 4,64; Kamienica (Łabowa) – 4,26; Miechówka (Miechów) – 4,42; Dunajec (Nowy Sącz) – 4,31 (Bartnik, Jokiel 2010).

Wskaźnik powodziowości i wykres zależności  $WWQ(A)$  dla wybranych profili wodowskazowych Wisły i jej dopływów przedstawia rys. 1. Zaznaczono na nim przebieg wartości wskaźnika  $k$  dla różnych rzek świata ustalony przez Daganowskiego i Malinik (2004). Wartości  $WWQ$  i  $A$  służące do obliczeń wskaźnika  $k$  zamieszczono w tablicy 2.

Tablica 2

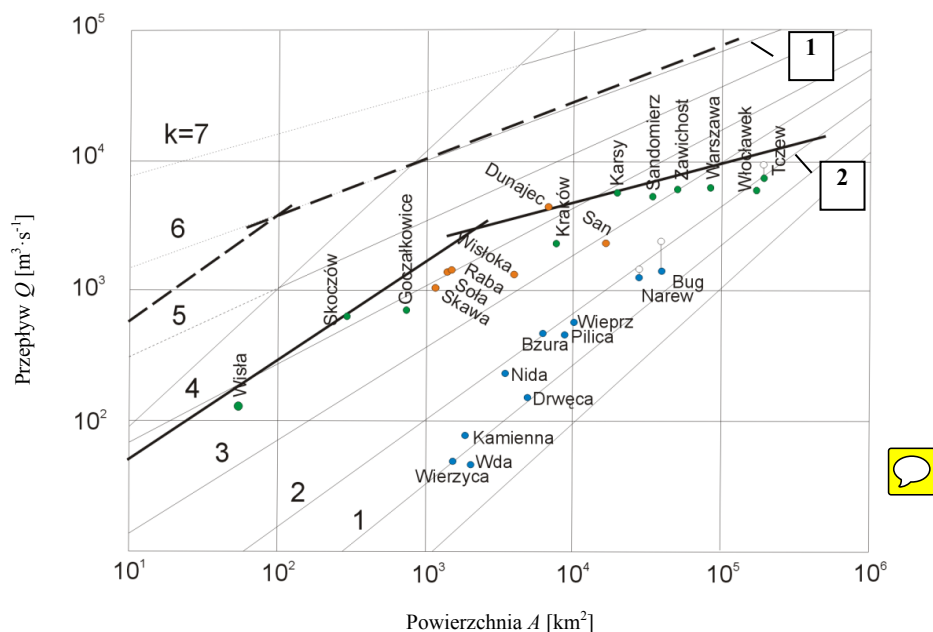
**Wartości wskaźnika powodziowości  $k$  Wisły i jej głównych dopływów obliczone na podstawie *Atlas posterunków...* (1996), *Dorzecze Wisły...* (2011)**

Rzeka	Profil	Powierzchnia zlewni $A$ [km <sup>2</sup> ]	Przepływ $WWQ$ [m <sup>3</sup> ·s <sup>-1</sup> ]	Rok	Typ	Wskaźnik $k$
Wisła	Skoczów	297	648	1958	o	4,23
Wisła	Szczucin	23900	5780	2010	o	3,82
Wisła	Sandomierz	31846	5270	2010	o	3,48
Wisła	Zawichost	50732	6160	2010	o	3,29
Wisła	Warszawa	84857	5940	2010	o	2,75
Wisła	Kępa Polska	168422	6980	2010	o	2,23
Wisła	Włocławek	172389	6080	1979	r	1,98
Wisła	Tczew	194376	7840/9550	1962/1924	r	2,23/2,55
Narew	Zambski Kościelne	27782	1250/1460	1958/1979	o/r	1,84/2,03
Bug	Wyszków	39119	1430/2400	1958/1979	o/r	1,65/2,31
Pilica	Białobrzegi	8664	471		o	1,81

Objaśnienia: o – wezbranie opadowe, r – roztopowe

Warto zauważyć, że w dorzeczu Wisły spośród dużych rzek największy potencjał powodziowy mają Dunajec, Soła, Skawa i Raba. Ta cecha utrzymuje się wzdłuż Wisły aż do profilu Zawichost, zamykającego górną część dorzecza. Wyraźna jest odmienność nizinnych dopływów, które charakteryzują się niskim wskaźnikiem powodziowości, jak również rzek pojeziernych, gdzie wskaźnik ten jest niewielki ze względu na retencję jeziorną.

Na rys. 1 pokazano także, jaki wpływ na obliczanie wskaźnika powodziowości ma przyjęcie przepływów maksymalnych wezbrań roztopowych (Narew i Bug). Są to wezbrania o odmiennej genezie od wezbrań opadowych. Bartnik i Jokiel (2012a) zaliczają wezbranie roztopowe z 1979 r. do grupy wezbrań opadowych i piszą, że rok ten należy uznać za najbardziej powodziowy. Takie założenie jest dyskusyjne, ze względu na krańcowo różną genezę zjawisk.



Rys. 1. Wielkość przepływów maksymalnych w funkcji powierzchni zlewni Wisły i jej wybranych dopływów na skali wskaźnika powodziowości  $k$  wg J. François oraz funkcje  $WWQ(A)$ : 1 – rzek świata wg *World Catalogue...* (2003) i 2 – rzek Polski wg Fal (2004)

Na podstawie danych z polskich rzek, Fal (2004) ustaliła równania zależności przepływu maksymalnego w funkcji powierzchni zlewni. Ich graficzną postać przedstawiono na rys. 1. Porównując te funkcje z funkcjami dla rzek świata, Fal (2004) obliczyła, że małe polskie zlewnie o powierzchni  $10\text{--}100 \text{ km}^2$  generują przepływy wezbraniowe  $10,8\text{--}12,2$  razy mniejsze niż podobnej wielkości zlewnie na świecie. Odpowiednio dorzecza o powierzchni  $100\ 000\text{--}190\ 000 \text{ km}^2$  są  $8,6\text{--}9,5$  razy mniej wydajne w generowaniu wezbrań niż podobne dorzecza na świecie.

Przebieg funkcji  $WWQ(A)$  obliczonych dla warunków światowych i polskich wskazuje, że powodziowość rzek w Polsce jest znacznie mniejsza. Szczególnie jest to widoczne w małych zlewniach. Światowe rekordy wskaźnika powodziowości dotyczą małych zlewni górskich położonych w strefie wilgotnego klimatu gorącego, a więc skrajnie odbiegającego od warunków umiarkowanego klimatu przejściowego w Polsce.

Istnieje fizyczne ograniczenie potencjału powodziowego każdej rzeki, które wynika z maksymalnego opadu, jaki może wystąpić nad powierzchnią zlewni, a także efektywności transformacji opadu w odpływ. W zlewniach górskich potencjał powodziowy jest szczególnie duży ze względu na efekt orograficzny wymuszający duże sumy opadu, a także ukształtowanie zlewni sprzyjające szybkiej koncentracji odpływu.

Górna obwiednia punktów na wykresie  $WWQ(A)$  może służyć do określenia maksymalnego wiarygodnego wezbrania  $Q_{MWW}$  (Bartnik, Jokiel 2008, 2012b, Fal 2004). Przyjmujemy założenie, że równanie obwiedni pozwala oszacować górne ograniczenie przedziału zmienności przepływów maksymalnych. Znane z literatury metody obliczania  $Q_{MWW}$  wykorzystują analizę transportu wilgoci atmosferycznej i jej transformację w odpływ za pomocą modelu opad-odpływ (Ozga-Zielińska i in. 2003). Ograniczeniem tych metod jest niepewność szacowania parametrów strumienia wilgoci w atmosferze, zwłaszcza dotyczy to historycznych powodzi, które wymagają rekonstrukcji sytuacji synoptycznej.

Wartości wskaźnika powodziowości  $k$  wyznaczają przedział, w którym zawierają się największe wydajności zlewni w generowaniu odpływu. Ta właściwość może być wykorzystana do oceny wiarygodności wyników obliczeń przepływów maksymalnych, np. za pomocą modelowania matematycznego w metodzie *retro-modeling*. Dla przykładu, w pracy Kuźniara i Magnuszewskiego (2010) wielkość przepływu katastrofalnej powodzi z 1844 r szacowano za pomocą modelu hydrodynamicznego CCE2D. Przepływ odpowiadający historycznym znakom wielkiej wody Wisły w Warszawie ustalono na  $8250 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ . Powstaje pytanie o wiarygodność takiego wyniku uzyskanego metodą niekonwencjonalną. Wartość wskaźnika  $k$  dla tej powodzi wynosi 3,21, a zatem mieści się w przedziale  $k = 3-4$ , w którym znalazły się także pobliskie przekroje wodowskazowe z odcinka Wisły środkowej, takie jak Puławy czy Dęblin. Oznacza to, że takiej wielkości przepływu Wisły można spodziewać się w Warszawie. Wartość ta mieści się także w obwiedni funkcji  $WWQ(A)$  obliczonej dla warunków polskich przez Fal (2004).

### 3. PODSUMOWANIE

Analiza powodziowości rzek w dorzeczu Wisły wskazuje na odmienność reakcji na opad zlewni górskich od nizinnych, a także zmianę wskaźnika powodziowości z biegiem Wisły. Ustalenie jednego równania dla wszystkich rzek w Polsce jest więc uproszczeniem, które może być stosowane np. w celu porównań regionalnych między zlewniami w różnych częściach świata.

Dodatkowym problemem jest oddziaływanie retencji sztucznej i dolinowej na przebieg funkcji  $WWQ(A)$ . W przypadku Wisły widoczne jest załamanie przebiegu tej funkcji między Zawichostem i Warszawą, co wynika ze zjawiska spłaszczenia fal wezbraniowych za sprawą retencji dolinowej.

Górna obwiednia punktów  $WWQ(A)$  może być uznana za przybliżenie maksymalnego wiarygodnego wezbrania, jednak tylko w przypadku wezbrań opadowych. Na przykładzie zlewni nizinnych pokazano, że wezbrania roztopowe dają zawyżone wartości  $WWQ$ , które ze względu na swoją genezę powinny być traktowane osobno.

Zmiana przebiegu górnej obwiedni punktów  $WWQ(A)$  w przypadku zlewni o powierzchni rzędu  $10^3 \text{ km}^2$  jest interesującą cechą, która wymaga dalszych badań nad strukturą samopodobieństwa sieci rzecznych i pola opadu.

## FLOOD POTENTIAL INDEX OF FLOODS OF VARIOUS ORIGIN

### Summary

Flood potential is important feature of the river regime. On example of the Vistula River and selected tributaries flood potential index  $k$  by J. Françou has been tested. Index  $k$  for the Polish rivers shows smaller values than in the case of similar size catchments of the world and Europe. It is visible breaking point at the graph of the function  $WWQ(A)$  corresponding to the size of the catchment  $10^3 \text{ km}^2$ . The highest value of the  $k$  index in Poland has Dunajec at Krościenko gauge  $k = 4.49$ . The calculations of the index should include floods of similar genesis. Winter snowmelt floods are giving too high values of  $k$  index. Index can be used also for estimating highest for given gauge value of  $WWQ(A)$  function, so it can be used for cross-checking of the highest discharges estimated by non-conventional methods like for example hydraulic retromodeling.

### BIBLIOGRAFIA

- Atlas posterunków wodowskazowych dla potrzeb Państwowego Monitoringu Środowiska*, 1996, Państwowa Inspekcja Ochrony Środowiska, Warszawa
- Balcerski W., 1951, *Zagadnienie powodziowe dorzecza Wisły oraz koncepcja rozwiązania tego zagadnienia za pomocą zbiorników*, *Gospodarka Wodna*, 10, 367-412
- Bartnik A., Jokiel P., 2008, *Odpiły maksymalne i indeksy powodziowości rzek półkuli północnej*, *Przegląd Geograficzny*, 80 (3), 361-383
- Bartnik A., Jokiel P., 2010, *Maksymalne przepływy i odpiły w Polsce w latach 1951-2006*, [w:] *Hydrologia w ochronie i kształtowaniu środowiska*, A. Magnuszewski (red.), Monografie Komitetu Inżynierii Środowiska PAN, 69, 43-53
- Bartnik A., Jokiel P., 2012a, *Indeksy powodziowości (Francou-Rodiera) i indeksy wysokiej wody w Karpatach i na nizinach, w przekroju wieloletnim*, *Gospodarka Wodna*, 5, 204-208
- Bartnik A., Jokiel P., 2012b, *Geografia wezbrań i powodzi rzecznych*, Wydawnictwo Uniwersytetu Łódzkiego, Łódź
- Bryndał T., 2009, *Przepływy maksymalne odnotowane podczas gwałtownych wezbrań, spowodowanych krótkotrwałymi ulewnymi opadami deszczu w małych zlewniach karpackich*, [w:] *Zasoby*

- i ochrona wód. Obieg wody i materii w zlewniach rzecznych, R. Bogdanowicz, J. Fac-Beneda (red.), Gdańsk, 329-334
- Byczkowski A., 1999, *Hydrologia*, T. 2, Wydawnictwo SGGW, Warszawa
- Chomicz K., 1971, *Struktura opadów atmosferycznych w Polsce*, Prace PIHM, 1
- Ciepielowski A., 1970, *Maksymalne wielkości spływów jednostkowych z deszczów nawalnych*, Przegląd Geofizyczny, XV (2), 179-193
- Daganowski A.M., Malinik V.N., 2004, *Gidrosfera Zemli*, Gidrometeoizdat, Sankt-Petersburg
- Dębski K., 1959, *Hydrologia kontynentalna*, Wydawnictwa Komunikacyjne, Warszawa
- Dorzecze Wisły – monografia powodzi maj-czerwiec 2010*, 2011, M. Maciejewskim M.S. Ostojski, T. Walczykiewicz (red.), IMGW, Warszawa
- Fal B., 2004, *Maksymalne przepływy rzek polskich na tle wartości zaobserwowanych w różnych rzekach świata*, Gospodarka Wodna, 5, 188-192
- Gutry-Korycka M., Woronko D., Suchożębski J., 2009, *Uwarunkowanie regionalne maksymalnych prawdopodobnych przepływów rzek polskich*, Prace i Studia Geograficzne, 43, 25-48
- Gupta V.K., Waymire E.C., 1998, *Spatial variability and scale invariance in hydrological regionalization*, [w:] Scale dependence and scale invariance in hydrology, G. Sposito (red.), Cambridge University Press, Cambridge
- Kupczyk E., Suligowski R., 1997, *Statystyczny opis struktury czasowej opadów atmosferycznych jako elementu wejścia do modeli hydrologicznych*, [w:] Predykcja opadów i wezbrań o zadanym okresie powtarzalności, U. Soczyńska (red.), Wydawnictwa UW, Warszawa, 17-82
- Kupczyk E., Suligowski R., Kasprzyk A., 2005, *Typowe warunki meteorologiczne pojawiania się wysokich opadów i wezbrań rzek zachodnich Beskidów i środkowych Sudetów*, [w:] Ekstremalne zjawiska hydrologiczne i meteorologiczne, E. Bogdanowicz, U. Kossowska-Cezak, J. Szkutnicki (red.), Seria: Monografie IMGW, Warszawa, 131-152
- Kupczyk E., Suligowski R., 2011, *Typy opadów deszczu w terminologii hydrologicznej*, Przegląd Geofizyczny, 3-4, 235-245
- Kuźniar P., Magnuszewski A., 2010, *Przepływ wód wielkich Wisły w Warszawie – rekonstrukcja powodzi historycznych*, [w:] Hydrologia w ochronie i kształtowaniu środowiska, A. Magnuszewski (red.), Monografie Komitetu Inżynierii Środowiska PAN, 69, 109-118
- Lambor J., 1971, *Hydrologia inżynierska*, Arkady, Warszawa
- Lenart W., 1993, *Opad atmosferyczny*, [w:] Podstawy hydrologii dynamicznej, U. Soczyńska (red.), Wydawnictwa UW, Warszawa, 101-116
- Magnuszewski A., 1993, *Wymiar fraktalny współczesnych sieci rzecznych*, Przegląd Geofizyczny, 2, 121-130
- Ozga-Zielińska M., Ozga-Zieliński B., 2003, *Powodziogenność rzek jako miara zagrożenia obiektów hydrotechnicznych i ustalania stref przeciwpowodziowych*, Gospodarka Wodna, 1, 10-17
- Ozga-Zielińska M., Kupczyk E., Ozga-Zieliński B., Suligowski R., Niedbała J., Brzeziński J., 2003, *Powodziogenność rzek pod kątem bezpieczeństwa budowli hydrotechnicznych i zagrożenia powodziowego. Podstawy metodyczne*, Materiały Badawcze IMGW, Seria Hydrologia i Oceanologia, 29
- Ozga-Zieliński B., Szkutnicki J., Kadłubowski A., Chudy Ł., 2010, *Wisła w Warszawie – wybrane problemy hydrologiczne*, Gospodarka Wodna, 12, 490-493
- Parczewski W., 1960, *Warunki występowania nagłych wezbrań na małych ciekach*, Wiadomości Służby Hydrologicznej i Meteorologicznej, VIII (3), 1-159
- Rodier J.A., Roche M., 1984, *World Catalogue of Maximum Observed Floods*, IAHS Publ. No. 143
- Sivapalan M., 2005, *Pattern, Process and Function: Elements of a Unified Theory of Hydrology at the Catchment Scale*, [w:] Encyclopedia of Hydrological Sciences, M.G. Anderson (red.), John Wiley & Sons Ltd., 193-219
- Suligowski R., 2004, *Struktura czasowa i przestrzenna opadów atmosferycznych w Polsce. Próba regionalizacji*, Prace IG AŚ Kielce, 12
- Stachý J., Fal B., Dobrzyńska I., Hołdakowska J., 1996a, *Wezbrania rzek polskich w latach 1951-1990*, cz. I, Gospodarka Wodna, 9, 261-268

- Stachý J., Fal B., Dobrzyńska I., Hołdakowska J., 1996b, *Wezbrania rzek polskich w latach 1951-1990*, cz. II, *Gospodarka Wodna*, 10, 296-301
- World Catalogue of Maximum Observed Floods*, 2003, R. Hershy (red.), IAHS Publ. 284, Wallingford
- Żmudzka E., 2007, *Zmienność zachmurzenia nad Polską i jej uwarunkowania cyrkulacyjne (1951-2000)*, Wydawnictwa UW, Warszawa
- Żmudzka E., 2010, *Zmiany częstości występowania chmur opadowych w Polsce (1966-2000)*, [w:] *Hydrologia w ochronie i kształtowaniu środowiska*, A. Magnuszewski (red.), *Monografie Komitetu Inżynierii Środowiska PAN*, 69, 71-80

**Małgorzata GUTRY-KORYCKA, Jarosław SUCHOŻEBRSKI,  
Dariusz WORONKO**

Uniwersytet Warszawski  
Wydział Geografii i Studiów Regionalnych

## **WYKORZYSTANIE ANALIZY CZĘSTOTLIWOŚCI REGIONALNEJ DO OCENY MAKSYMALNEGO PRZEPIYWU PRAWDOPODOBNEGO W ZLEWNIACH NIEKONTROLOWANYCH**

### **1. WPROWADZENIE**

Projektowanie mostów, przepustów i obwałowań wymaga oceny największych przepływów miarodajnych. Częstość występowania maksymalnych rocznych wzebrań o zadanym prawdopodobieństwie przewyższenia jest najczęściej wykorzystywaną charakterystyką hydrologiczną. Wiele dyskusji naukowych dotyczy wyboru optymalnej metody wyznaczania parametrów opisywanych najlepiej dobranym rozkładem prawdopodobieństwa i udoskonalania metod oceny różnymi modelami statystycznymi. Jednakże najczęściej polemiki odnoszą się do zlewni kontrolowanych.

Zastosowanie teorii modeli statystycznych do opisu przepływów maksymalnych prawdopodobnych jest znane w Polsce od dawna, ale niektóre rzadziej wykorzystywane metody estymacji warto uaktualnić. Należy do nich metoda częstotliwości regionalnej, polegająca na poszukiwaniu współzależności cech geograficznych zlewni z prawdopodobnym przepływem kulminacyjnym. Otwiera ona pewne nowe możliwości ekstrapolacji wyników (przejścia) ze zlewni kontrolowanych na niekontrolowane. Obecnie w hydrologii światowej preferowane jest stosowanie statystycznych modeli regionalnych, uwzględniających podobieństwo cech fizycznogeograficznych warunkujących występowanie  $Q_{max,p\%}$  w różnych zlewniach regionu. Wymaga to przeprowadzenia analizy doboru modelu regresyjnego, estymowanego na podstawie przeniesienia informacji ze zlewni kontrolowanych. Modele regresyjne tej kategorii rozważali w hydrologii między innymi:

Chow (1967), Ciepeliowski (1976), Chow i in. (1988) i Burn (1990), w odniesieniu do głównego komponentu wezbrania.

Dokładność stosowanych modeli regionalnych może być jednak ograniczona w zależności od dostępności danych – ciągów hydrologicznych. Analiza uzyskania obiektywnego podobieństwa i różnic cech fizycznogeograficznych zlewni może być natomiast przeprowadzona za pomocą metod statystycznych i GIS.

Metoda analizy częstości regionalnej wezbrań znajduje zastosowanie wówczas, gdy nie posiadamy odpowiednich danych hydrologicznych, niezbędnych do oszacowania parametrów wezbrania o zadanym okresie powtarzalności, lub gdy informacja którą dysponujemy jest niewystarczająca. Analiza częstości regionalnej zazwyczaj przeprowadzana jest w dwóch etapach. W pierwszej kolejności identyfikuje się zlewnie homogeniczne, łącząc je w jednorodne regiony hydrologiczne, a następnie, stosując w nich wybraną metodę analizy regionalnej, ustala się prawdopodobieństwo wystąpienia wezbrania w zlewni należącej do określonego regionu. W tej metodzie przyjmuje się okres powtarzalności przepływu ekstremalnego jako odwrotność prawdopodobieństwa jego wystąpienia  $T=1/p$ . Jednorodność regionów definiuje się najczęściej za pomocą metod statystycznych, jako najbliższe sąsiedztwo w przestrzeni geograficznej (podobieństwo zlewni tworzących dany region) lub też występowanie istotnych różnic z pozostałymi regionami. Identyfikacja jednorodnych regionów hydrologicznych jest prowadzona zazwyczaj przez grupowanie zlewni na podstawie podobieństwa fizyczno-geograficznego zlewni (Acreman, Sinclair 1986; McKerchar, Pearson 1990; Bayliss, Reed 2001; Ouarda i in. 2001; Chokmani, Ouarda 2004; Zhang Jingyi, Hall 2004; Merz, Blöschl 2005; Cunderlik, Bum 2006; Ouarda i in. 2006; Shu, Ouarda 2007).

Inne podejście do regionalizacji, ostatnio coraz popularniejsze wśród hydrologów, jako podstawę przyjmuje sezonowość wezbrań. W modelach tego typu wybór jednorodnych regionów opiera się na badaniu sezonowości przepływów w różnych profilach i określeniu typów genetycznych wezbrań. Wyróżnienie sezonów w każdym profilu (liczba głównych sezonów, data początku i końca sezonu) znajduje zastosowanie w identyfikowaniu grup zlewni o podobnym sezonowym zachowaniu wezbrań. Główną zaletą tego podejścia jest to, że sezonowość wezbrań jest opisywana za pomocą rzeczywistych danych, dzięki czemu wyniki grupowania są pewniejsze. Informacja o okresach występowania wezbrań, uwzględniona przy delimitacji regionów jednorodnych hydrologicznie, pozwala również na wyodrębnienie nakładających się epizodów o różnej genezie, np. wiosenne roztopy (w północnych szerokościach geograficznych) czy intensywne opady w półroczu letnim (Cunderlik, Burn 2002; Ouarda i in. 2006).

Pierwszym etapem analizy regionalnej jest wybór zlewni podobnych (grup zlewni). Poszukując podobieństwa między zlewniami i grupując je w regiony, zastosowano różne podejścia. Wzięto pod uwagę zarówno parametry wezbrań, jak i cechy fizyczne zlewni. Analizie poddano 55 zlewni, dla których zgromadzono informację o najwyższych przepływach w latach 1975-2006 i charakterystykach średnich.



## 2. PARAMETRY WEZBRAŃ W FUNKCJI CECH FIZYCZNO-GEOGRAFICZNYCH ZLEWNI

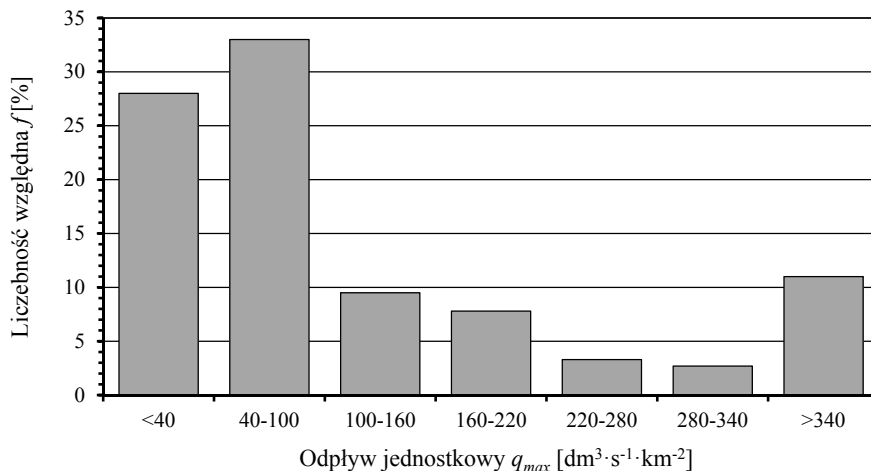
Analizując wezbrania rzek Jokieli i Tomalski (2004) przytaczają za Smithem i Wardem (1998), że w lokalnych warunkach górskich  $WWq$  może osiągnąć nawet  $\approx 35000 \text{ dm}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{km}^{-2}$ , natomiast w nizinnych blisko trzykrotnie mniej  $\approx 12000 \text{ dm}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{km}^{-2}$ . Polskie rzeki w szczególnych warunkach opadowych uzyskują wartości  $\approx 10000 \text{ dm}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{km}^{-2}$ . Podczas kulminacji na rzekach górskich, jak podają wcześniej wymienieni autorzy, odpływ jednostkowy przekracza  $1000 \text{ dm}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{km}^{-2}$ .

Na podstawie danych dobowych z przeprowadzonych studiów regionalnych ustalono, że swoisty rekord odnotowano w zlewni Sękówki w profilu Gorlice, gdzie  $WWq_{p1\%} = 3674 \text{ dm}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{km}^{-2}$ . Odpływ jednostkowy rzek sudeckich oraz wyżynnych nie osiąga tak wysokich wartości, w zlewniach nizinnych i jeziornych kształtuje się on na poziomie  $\approx 16 \text{ dm}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{km}^{-2}$ , przy czym na Wdzie i Krutyni osiąga zaledwie  $\approx 16 \text{ dm}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{km}^{-2}$ . Skraje wartości odpływu jednostkowego maksymalnego z analizowanych zlewni różni się więc ponad 200-krotnie.

Największe odpływy jednostkowe w zlewniach górskich są, oczywiście, pochodzenia opadowego i wynikają z formowania się szybkiego, bezpośredniego odpływu powierzchniowego.

Należy zgodzić się z tezą postawioną przez Jokiela i Tomalskiego (2004), że różnice maksymalne wydatku jednostkowego zlewni małych  $< 300 \text{ km}^2$  i średnich  $\approx 1000 \text{ km}^2$  są zdecydowanie większe w górach niż na nizinach czy pojezierzach.

Wartość  $WWq_{p\%}$  w 88 zlewniach analizowanych przez Jokiela i Tomalskiego (2004) waha się od  $946 \text{ dm}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{km}^{-2}$  w zlewni Raby po profil Proszówki do  $11,5 \text{ dm}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{km}^{-2}$  w zlewni Bystrzycy po profil w Sobianowicach, czyli nieregularność przestrzenna wynosi tylko 82 razy.



Rys. 1. Liczebności względne w przedziałach maksymalnego odpływu jednostkowego ze zlewni (Jokieli, Tomalski 2004)

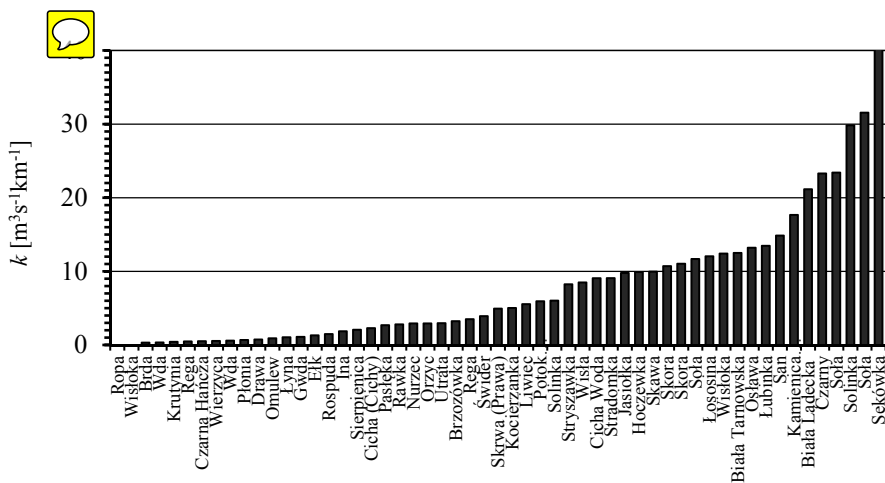
Liczebność względną największego wydatku zlewni reprezentuje  $WWq = 40-100 \text{ dm}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{km}^{-2}$  oraz  $WWq < 40 \text{ dm}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{km}^{-2}$  – odpowiednio 33 i 28% z rozpatrywanych 88 zlewni, czyli ponad 60% populacji (rys. 1).

Jak należy przypuszczać, prognozowane przepływy prawdopodobne w zlewniach górskich o okresie powtarzalności raz na 100 lat i większym będą mogły osiągnąć odpływy jednostkowe maksymalne od 500 do nawet 10 tys.  $\text{dm}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{km}^{-2}$ .

W niniejszym artykule analizie poddano 55 zlewni, dla których dostępne były informacje o wezbraniach maksymalnych i cechach fizycznogeograficznych zlewni. Uporządkowano je według wzrastającej wartości wskaźnika  $k$  najwyższego przepływu  $WWQ$  przypadającego na pierwiastek powierzchni zlewni topograficznej  $A$ :

$$k = WWQ/A^{0,5} \quad (1)$$

W zlewniach nizinnych i pojeziernych wartość wskaźnika nie przekracza  $6 \text{ dm}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{km}^{-1}$ , podczas gdy w zlewniach górskich  $k \geq 6 \text{ dm}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{km}^{-1}$ . W tej grupie zlewnie Czarne, Białej Łądeckiej, Soły, Solinki i Sękówki charakteryzują się najwyższym wskaźnikiem  $k > 20 \text{ dm}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{km}^{-1}$  (rys. 2). W przypadku zlewni Sękówki  $k$  wynosi  $40 \text{ dm}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{km}^{-1}$ .



Rys. 2. Wskaźnik  $k$  reprezentujący najwyższy przepływ  $WWQ$ , przypadający na pierwiastek powierzchni zlewni topograficznej

### 3. PODOBIENSTWO TAKSONOMICZNE ZLEWNI

Studia nad regionalnym uzasadnieniem przyczyn formowania maksymalnych rocznych prawdopodobnych przepływów rzek wymagają wykorzystania metodyki związanej z poszukiwaniem podobieństwa cech fizycznogeograficznych zlewni. Pierwszym krokiem w analizie regionalnej jest wybór zlewni podobnych (grup zlewni) na podstawie obiektywnego kryterium. Dyskusję na temat różnych podejść


pozwalających na grupowanie zlewni według podobieństwa zawarto w pracy M. Gutry-Koryckiej i in. (2010). W niniejszym artykule dokonano próby oceny podobieństwa fizycznogeograficznego zlewni za pomocą metody taksonomii numerycznej.

Przebieg i wielkość wezbrania zależą przede wszystkim od natężenia pola opadów ale także od parametrów fizyczno-geograficznych zlewni (Ozga-Zielińska, Brzeziński 1994; Bryndal 2011). Wybrano 17 cech fizycznych zlewni wywierających decydujący wpływ na formowanie fali wezbraniowej (Acreman, Sinclair 1986; Shakya, Chander 1998; Peschke i in. 2000; Ribolzi i in. 2000; Creutin, Borga 2003; Bronstert 2005; Bryndal 2011). Są to:

- powierzchnia topograficzna zlewni –  $A$  [km<sup>2</sup>],
- długość maksymalna zlewni –  $L_{max}$  [km],
- średnia szerokość zlewni –  $B$  [km],
- obwód zlewni –  $L$  [km],
- deniwelacja zlewni –  $\Delta h$  [m],
- średnie nachylenie zlewni –  $\psi$  [%],
- średnia wysokość zlewni –  $H_{sr}$  [m n.p.m.],
- długość geograficzna środka geometrycznego zlewni –  $X$  [m],
- szerokość geograficzna środka geometrycznego zlewni –  $Y$  [m],
- gęstość sieci rzecznej –  $R_z$  [km/km<sup>2</sup>],
- wskaźnik bifurkacji –  $R_b$  [-],
- wskaźnik długości cieków –  $R_l$  [-],
- średni spadek rzeki głównej –  $\psi d$  [‰],
- średnia długość stoku –  $L_s$  [m],
- lesistość –  $W$  [%],
- udział zabudowy zwartej –  $Z$  [%],
- udział użytków rolnych –  $U$  [%].

Wymienione parametry zlewni były identyfikowane z następujących map cyfrowych: *Mapy Podziału Hydrograficznego Polski* (MPHP – skala podstawowa 1:50 000), *Corine Land Cover* (stopień szczegółowości odpowiadający mapie w skali 1:100 000) oraz *Numerycznego Modelu Terenu DTED Level 2* (stopień szczegółowości odpowiadający mapie w skali 1:50 000).

Cechy zlewni (stałe w przestrzeni topologicznej), wyrażone za pomocą 17 parametrów fizyczno-geograficznych, zostały uporządkowane w macierzy informacji przestrzennej  $M_I$  o wymiarach ( $n \times m$ ), gdzie  $n = 55$  zlewni,  $m = 17$  cech (parametrów).

Procedura klasyfikacyjna została przeprowadzona metodą grupowania hierarchicznego, przy użyciu programu *Statistica* (wersja 9). Wymaga ona zastosowania zbioru nieskorelowanych danych przestrzennych, dlatego obliczono współczynnik korelacji liniowej  $r$  Pearsona (Wołek 2006). Na tej podstawie wyeliminowano z następnego etapu te cechy, dla których współczynnik korelacji  $r$    $|r| > 0,7$ , co wskazywało na dość silną zależność zmiennych. Do dalszej analizy wykorzystano zatem tylko 10 nieskorelowanych cech zlewni, takich jak:

- powierzchnia topograficzna ( $A$ ),
- długość maksymalna ( $L_{max}$ ),
- średnie nachylenie ( $\psi$ ),
- średnia wysokość ( $H_{sr}$ ),
- długość geograficzna środka geometrycznego ( $X$ ),
- szerokość geograficzna środka geometrycznego ( $Y$ ),
- gęstość sieci rzecznej ( $R_z$ ),
- wskaźnik bifurkacji ( $R_b$ ),
- lesistość ( $W$ ),
- zabudowa zwarta ( $Z$ ).

Zmienne uporządkowano w macierz informacji przestrzennej  $M_2$  o wymiarach ( $n_2 \times m_2$ ), gdzie  $n_2 = 55$  zlewni,  $m_2 = 10$  cech, a następnie standaryzowano, aby spełnić warunek porównywalności i sumowalności oraz normalizacji. Procedura polega na zastąpieniu oryginalnych wartości (parametrów) miarami wynikającymi z zależności odchylenia od średniej i odchylenia standardowego z równania:

$$x'_{ij} = \frac{x_{ij} - \bar{x}_j}{\sigma_j} \quad (2)$$

gdzie:

- $x_{ij}$  – wartość cechy  $j$  każdej zlewni,
- $i, \bar{x}_j$  – średnia wartość cechy  $j$ ,
- $\sigma_j$  – odchylenie standardowe cechy  $j$ .

Standaryzowane zmienne charakteryzują się wartościami średnimi równymi 0 oraz wariancjami i odchyleniami standardowymi równymi 1. W efekcie uzyskano macierz zmiennych standaryzowanych  $Z$  o wymiarach ( $n_2 \times m_2$ ).

Procedura klasyfikacyjna została przeprowadzona metodą grupowania hierarchicznego. Łączenie mniejszych jednostek w większe całości następuje przez wykrywanie określonych skupień obiektów (zlewni) w przestrzeni topologicznej, na podstawie wzajemnych odległości (analiza skupień – *cluster analysis*). Metoda pozwala na grupowanie według kryterium jednorodności, w rezultacie którego powstają nieciągłe klasy przestrzenne, tzw. typy. Podstawowym kryterium podobieństwa zlewni jest odległość taksonomiczna (Gutry-Korycka 1986; Suchożebrski 2002; Młodak 2006; Kot i in. 2007). Jako miarę odległości pomiędzy obiektami  $i$  oraz  $k$  przyjęto odległość euklidesową  $d_{ik}$ , obliczoną według wzoru:

$$d_{ik} = \sqrt{\sum_{j=1}^p (y_{ij} - y_{kj})^2} \quad (3)$$

gdzie:

- $y_{ij}$  – wartość cechy  $j$  obiektu  $i$ ,
- $y_{kj}$  – wartość cechy  $j$  obiektu  $k$  ( $i \neq k = 1, 2, \dots, n$ ) (Cunderlik, Burn 2006).

W pierwszym kroku macierz standaryzowanych danych (cech)  $Y = \{y_{ij}\}$  została przekształcona w macierz odległości taksonomicznej  $D = \{d_{ik}\}$ . Następnie szukano par skupień  $p$  i  $q$  ( $p < q$ ,  $p = q = 1, 2, \dots, n$ ), odpowiadających najmniejszej odległości między zlewniami. Kolejne skupienia  $p$  i  $q$  połączono w jedno nowe skupienie, a następnie przekształcono w macierz odległości zgodnie z równaniem:

$$d_{ir}^2 = \alpha_p \cdot d_{ip}^2 + \alpha_q \cdot d_{iq}^2 + \beta \cdot d_{pq}^2 + \gamma |d_{ip}^2 - d_{iq}^2| \quad (4)$$

gdzie:

$d_{ir}$  – odległość skupień  $i$  i  $r$ ,

$d_{ip}$  – odległość skupień  $i$  i  $p$ ,

$d_{iq}$  – odległość skupień  $i$  i  $q$ ,

$d_{pq}$  – odległość skupień  $p$  i  $q$ .

$\alpha, \beta, \gamma$  – parametry przekształceń zależne od wykorzystanej metody analizy skupień.

W pierwszym stadium procedury (jedno skupienie) tworzą dwie zlewnie o najbardziej podobnych cechach fizycznych, w miarę obniżania progu podobieństwa coraz więcej zlewni łączy się w grupy, aż do połączenia wszystkich jednostek przestrzennych w jedną klasę.

Pośród wielu dostępnych metod analizy skupień zastosowano procedurę J.H. Warda, polegającą na łączeniu takich skupień, które jako całość zapewniają minimum sumy kwadratów odległości od środka ciężkości nowego skupienia, jakie tworzą (Ward 1963). Grupy powstające w wyniku tej metody charakteryzują się zbliżoną liczebnością i większą zwartością w przestrzeni w porównaniu z innymi metodami klasyfikacji. Jest ona zalecana w przypadku, gdy obiekty formują naturalnie oddzielone skupiska (Zeliaś i in. 1989; Grabiński 1992; Sobczyk 1995; Młodak 2006; Marques de Sa 2007). Wyniki klasyfikacji zlewni w odniesieniu do ich podobieństwa taksonomicznego przedstawia dendrogram hierarchiczny (rys. 3).

Wstępnego wyboru odpowiedniej liczby klas można dokonać za pomocą analizy przebiegu grupowania (rys. 4), jednak dopiero obiektywne miary jakości grupowania sprawdzają jednorodność (homogeniczność) elementów tworzących skupienia i testują różnorodność kolejnych skupień oraz liczebność powstających grup.

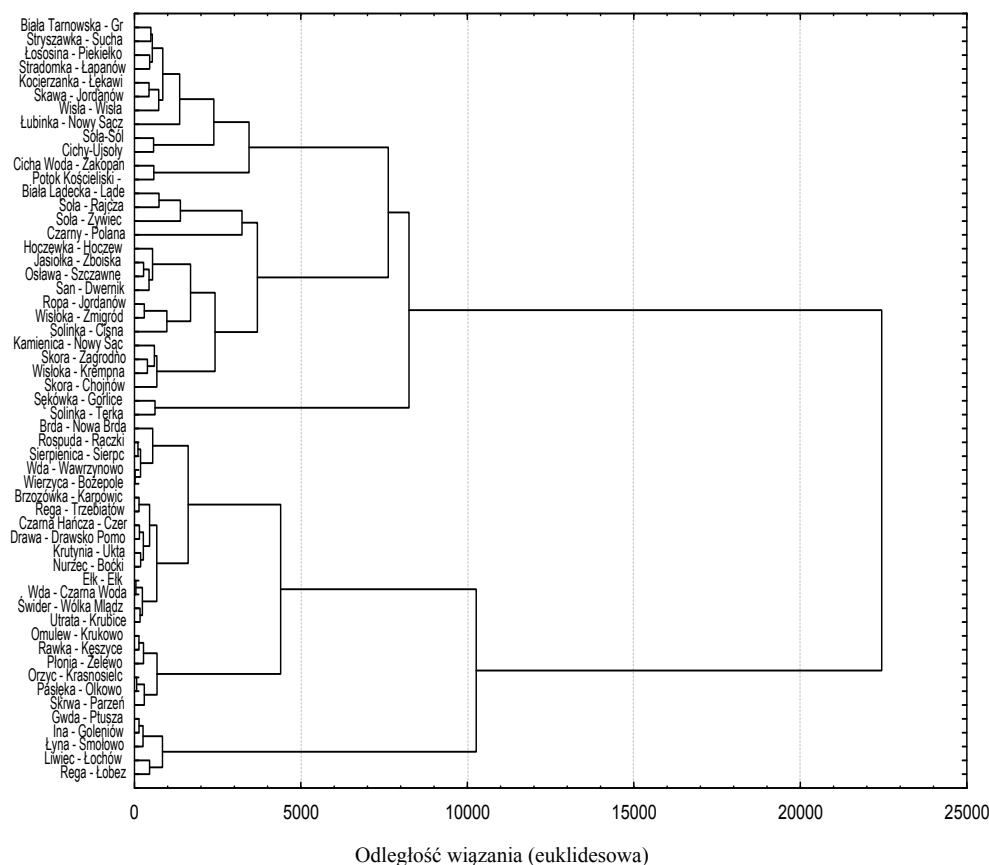
Podstawowe kryterium testowania optymalnej liczby klas wykorzystuje odległość pomiędzy kolejnymi skupieniami i obliczane jest ze wzoru:

$$q_j = \frac{d_{pq}^i}{d_{pq}^{i-1}} \quad (5)$$

gdzie:

$d_{pq}$  – odległość taksonomiczna (nie metryczna) pomiędzy kolejnymi skupieniami  $p$  i  $q$  (odległość wiązania),

$i$  – etap grupowania ( $i = 2, \dots, n$ ).



Rys. 3. Hierarchiczny dendrogram grupowania zlewni według metody Warda

Za optymalną liczbę klas przyjmuje się taką, której odpowiada maksymalna wartość wskaźnika  $q_j$  (Zeliaś i in. 1989; Grabiński 1992). Zgodnie ze wzorem (5) grupowanie należałoby przerwać na poziomie 52, ponieważ odległość między kolejnymi skupieniami jest wówczas zbyt duża. Uzyskuje się wówczas 4 grupy (typy) z 55 analizowanych zlewni. Jednak na tym poziomie istnieje jedna 2-elementowa grupa, w skład której wchodzi dwie zlewnie górskie: Solinka w profilu Terka i Sękówka w profilu Gorlice. Dołączają one do typu grupującego inne zlewnie górskie w kolejnym kroku grupowania.

Postanowiono zatem przetestować poprawność grupowania i ustalić optymalną liczbę typów za pomocą innych miar jakości podziału – *MJP* (Zeliaś i in. 1989; Grabiński 1992; Młodak 2006). W tym celu zastosowano miarę *MJP 44*, wyrażoną za pomocą równania:

$$MJP44 = \max_k \left[ \frac{\sum_{p=1}^{n_l} \{d(\bar{0}_p, \bar{0}_l)\}^2}{n_l} \right] / \min \left[ \min_q \{d(\bar{0}_l, \bar{0}_q)\}^2 \right] \quad (6)$$

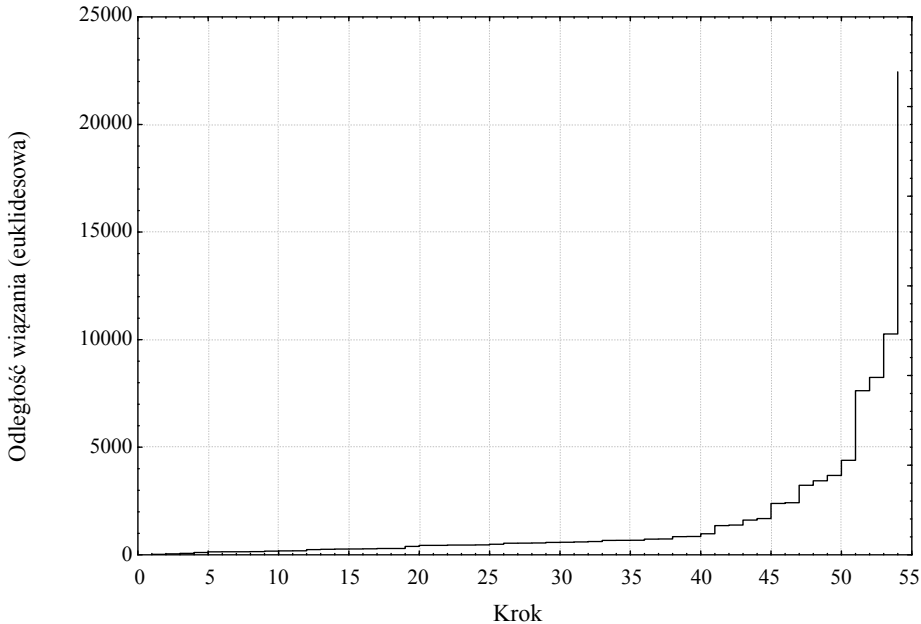
gdzie:

$n_l$  – liczba obiektów w grupie  $l$ ,

$d(O_p, \bar{O}_l)$  – odległość Euklidesa między obiektem  $p$  należącym do grupy  $l$  a środkiem ciężkości tej grupy,

$d(\bar{O}_l, \bar{O}_q)$  – odległość Euklidesa między środkami ciężkości grup  $l$  i  $q$  ( $l = 1, \dots, k; q = 1, \dots, k; q \neq l$ )

$k$  – liczba skupień (Pociask-Karteczka 1995).



Rys. 4. Odległości wiązania w kolejnych krokach grupowania cech fizycznogeograficznych zlewni

Im mniejszą wartość przyjmuje wybrany miernik, tym większa jest poprawność utworzonych grup. Inny miernik –  $MJP\ 28$  służy do testowania homogeniczności skupień i obliczany jest wg wzoru (7):

$$MJP28 = \min_{p,i} \{d(0_p, 0_i)\} \quad (7)$$

gdzie:

$d(0_p, 0_i)$  – odległość Euklidesa między obiektami  $p$  i  $i$  ( $l = 1, \dots, k; p \neq i; p = 1, \dots, n_l; i = 1, \dots, n$ ).

O dużej jednorodności grupy (w porównaniu z innymi) świadczy mała wartość  $MJP\ 28$ . Miernik homogeniczności skupień  $MJP\ 28$  przyjmuje najmniejsze wartości na poziomie czterech i trzech skupień (tablica 1). Miernik poprawności skupień  $MJP\ 44$  uzyskuje niskie wartości również przy czterech i trzech skupieniach (tabl. 1). Miary te potwierdzają, że każdy z dwóch wariantów grupowania w dwie lub trzy klasy typologiczne można uznać za optymalny.

Tablica 1

**Miary poprawności i jakości podziału w grupowaniu zlewni**

Poziom grupowania	Liczba skupień	Odległość wiązania	Różnica odległości	MJP 28	MJP 44
49	7	3444,04	248,25	0,17	0,37
50	6	3692,29	915,2	0,19	0,32
51	5	4607,51	3019,6	0,18	0,77
52	4	7627,11	618,9	0,12	0,33
53	3	8245,98	2275,5	0,09	0,22
54	2	10519,48	11708,9	0,13	0,25
55	1	22228,40	248,25	0,49	0,15

Przyjęto zatem wariant klasyfikacji, w którym analizowane zlewnie tworzą 3 typy podobieństwa taksonomicznego według cech fizycznych:

Typ 1 – Rega (Łobez), Liwiec, Łyna, Ina i Gwda – 5 zlewni;

Typ 2 – Skrwa (Prawa), Pasłęka, Orzyc, Płonia, Rawka, Omulew, Utrata, Świder, Wda (oba profile), Elk, Nurzec, Krutynia, Drawa, Czarna Hańcza, Rega (Trzebiatów), Brzozówka, Wierzyca, Sierpienica, Rospuda, Brda – 21 zlewni;

Typ 3 – Solinka (oba profile), Sękówka, Skora (oba profile), Wisłoka (oba profile), Kamienica, Ropa, San, Osława, Jasiołka, Hoczewka, Czarny, Soła (oba profile), Biała Łądecka, Potok Kościeliski, Cicha Woda, Cichy, Łubinka, Wisła, Skawa, Kocierzanka, Stradomka, Łososina, Stryszawka, Biała Tarnowska – 29 zlewni.

Wariant ten można uznać za uzasadniony przez podobieństwo taksonomiczne. Grupę o dużym podobieństwie taksonomicznym wykazują zlewnie górskie (typ 3). Należy jednak zwrócić uwagę na zaznaczającą się odrębność zlewni (położonych w Karpatach Wschodnich) Solinki (Terka) i Sękówki (Gorlice), które dołączają do tego zbioru dopiero na wysokim poziomie grupowania. Spośród zlewni nizinnych i wyżynnych (typ 2) wyraźnie odróżniają się cztery zlewnie pojezierne (Rega, Łyna, Ina i Gwda) oraz nizinna zlewnia Liwca, które tworzą odrębną grupę (typ 1).

Podstawy teoretyczne wybranej metody klasyfikacyjnej pozwalają wysunąć hipotezę, że struktura macierzy podobieństwa cech fizycznych i położenia zlewni powinna wyjaśniać prawidłowości formowania w nich wezbrań – prawdopodobnych przepływów maksymalnych rocznych.

#### **4. ANALIZA CZĘSTOTLIWOŚCI REGIONALNEJ PRAWDOPODOBNYCH ROCZNYCH PRZEPLÝWÓW MAKSYMALNYCH**

##### **4.1. Analiza rozkładów prawdopodobieństwa maksymalnych rocznych odpływów jednostkowych w zlewni**

Analizowane zlewnie zostały poddane obróbce statystycznej, której celem był dobór optymalnego rozkładu prawdopodobieństwa oraz estymacja parametrów

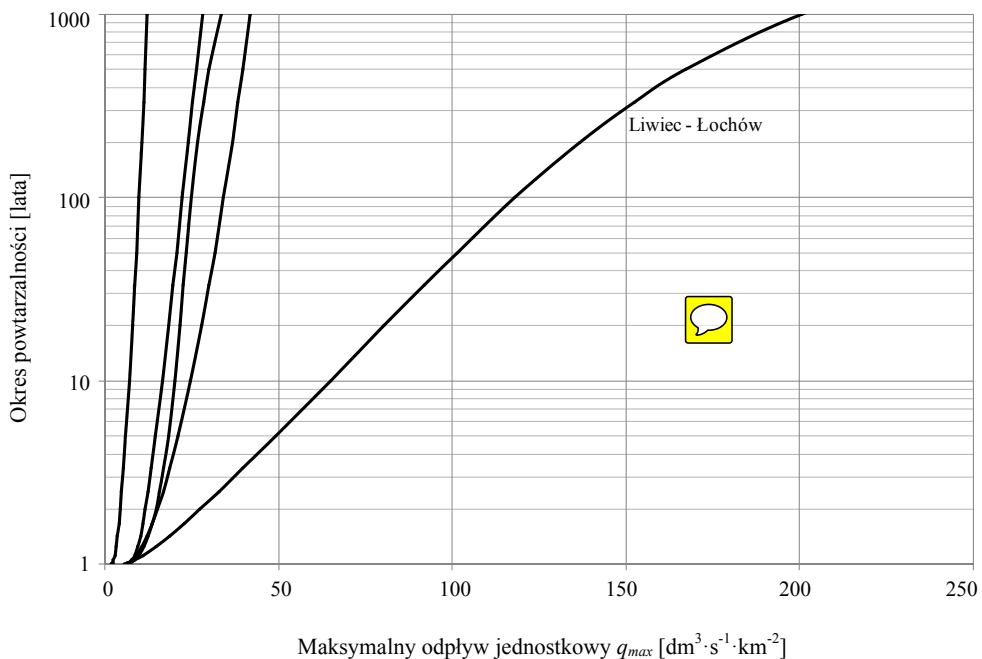


niezbędnych do oceny prawdopodobieństwa przekroczenia maksymalnego przepływu rocznego. Spośród wielu znanych metod estymacji wybrano zasady preferowane przez Ozga-Zielińską i in. (2000), wyrażone w publikacji *Zasady obliczania największych przepływów...* (Ozga-Zielińska i in. 2001).

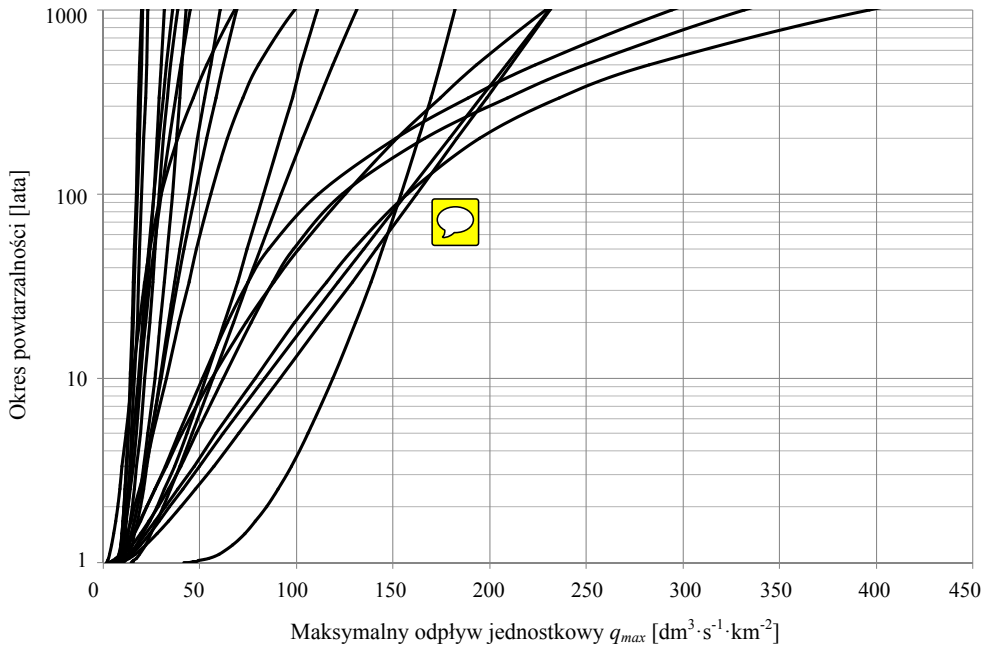
Zastosowano analizę statystyczną zgodnie z zasadami zaczerpniętymi z *Guidelines for Flood Frequency Analysis...* (2005). Poprzedzało ją testowanie jednorodności czasowej ciągów wartości  $Q_{max}$  rocznych. Następnie dokonano optymalnego wyboru rozkładu statystycznego prawdopodobieństwa  $Q_{max}$  spośród kilku rozkładów (gamma, log-normalny, Weibulla i log-gamma; tablica 2).

Analizie poddano 51 zlewni wybranych z trzech grup taksonomicznych (rys. 2). Zlewnie Rępy po Jordanów, Wisłoki po Żmigród, Soły po Sól oraz Czarnego po Polanę zostały odrzucone ze względu na brak wystarczającej ilości danych hydrologicznych. Analizy rozkładów prawdopodobieństwa dokonano przy użyciu maksymalnych rocznych przepływów dobowych w latach hydrologicznych 1951-2006, z uwzględnieniem maksimum zimowego (XI-IV) i letniego (V-X). Spośród czterech podanych wcześniej typów rozkładu dominuje zdecydowanie rozkład Weibulla (tablica 2), szczególnie w drugim i trzecim typie taksonomicznym zlewni. Pierwszy typ taksonomiczny charakteryzuje się taką samą liczbą przypadków rozkładu Weibulla i logarytmiczno-normalnego.

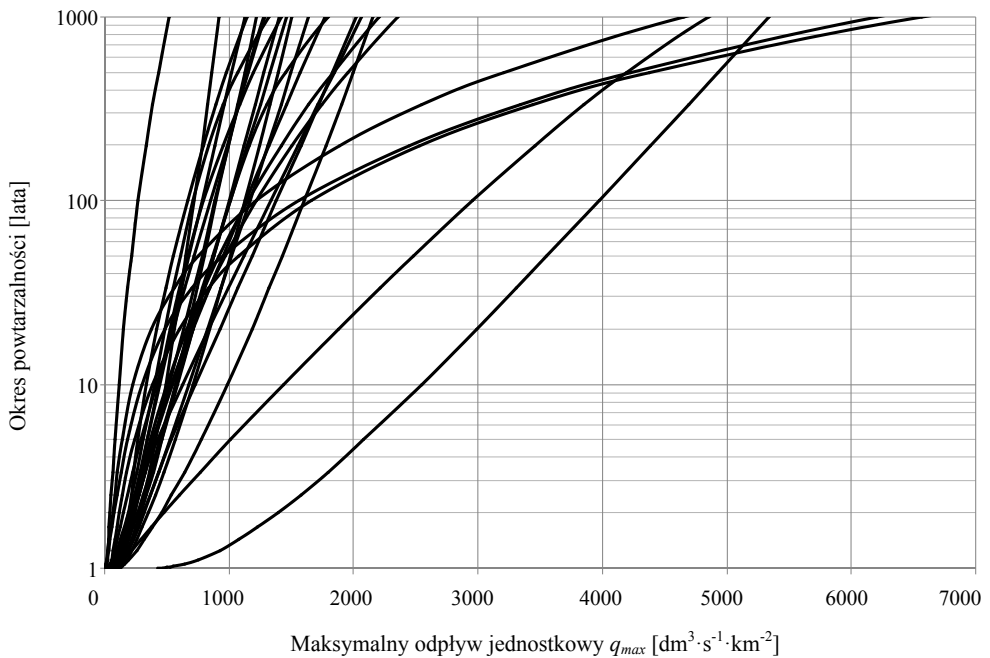
Krzywe wyznaczone z optymalnego rozkładu prawdopodobieństwa przekroczenia  $Q_{max}$  w trzech grupach regionalnych przedstawiono na rys. 5, 6 i 7.



Rys. 5. Krzywe wyznaczone z optymalnego rozkładu prawdopodobieństwa maksymalnych jednostkowych odpływów rocznych w pierwszym typie taksonomicznym zlewni



Rys. 6. Krzywe wyznaczone z optymalnego rozkładu prawdopodobieństwa maksymalnych jednostkowych odpływów rocznych w drugim typie taksonomicznym zlewni



Rys. 7. Krzywe wyznaczone z optymalnego rozkładu prawdopodobieństwa maksymalnych jednostkowych odpływów rocznych w trzecim typie taksonomicznym zlewni

Tablica 2

## Analizowane zlewnie

Lp.	Rzeka	Profil hydrologiczny	Typ taksonom.	Powierzchnia [km <sup>2</sup> ]	WWq [dm <sup>3</sup> ·s <sup>-1</sup> ·km <sup>-2</sup> ]	Typ rozkładu	
						sezon zimowy (XI-IV)	sezon letni (V-X)
1	Rega	Łobez	1	2644	9,5	Weibulla	log-normalny
2	Gwda	Ptusza		2042	24,5	log-normalny	log-normalny
3	Łyna	Smolajny		2302	22,0	Weibulla	log-normalny
4	Ina	Goleniów		2138	40,4	Weibulla	Weibulla
5	Liwiec	Łochów		2471	111,7	Weibulla	log-normalny
6	Brda	Nowa Brda	2	117	30,1	Weibulla	log-gamma
7	Wda	Wawrzynowo		422	16,8	Weibulla	gamma
8	Krutynia	Ukta		653	17,0	Weibulla	gamma
9	Wierzyca	Bożepole Szlach.		406	27,3	Weibulla	log-gamma
10	Czarna Hańcza	Czerwony Folwark		488	23,8	log-gamma	log-gamma
11	Wda	Czarna Woda		828	20,8	Weibulla	log-gamma
12	Drawa	Drawsko Pom.		592	30,7	Weibulla	Weibulla
13	Plonia	Żelewo		1026	21,3	Weibulla	log-gamma
14	Rospuda	Raczki		300	85,7	gamma	log-gamma
15	Omulew	Krukowo		1209	26,1	Weibulla	Weibulla
16	Ełk	Ełk		829	45,8	log-gamma	Weibulla
17	Sierpienica	Sierpc		390	104,9	Weibulla	log-normalny
18	Nurzec	Boćki		535	126,7	gamma	log-gamma
19	Utrata	Krubice		727	110,2	Weibulla	log-normalny
20	Brzozówka	Karpowicze		653	126,6	Weibulla	Weibulla
21	Rega	Trzebiatów		616	141,2	Weibulla	Weibulla
22	Rawka	Kęszyce		1192	81,2	Weibulla	log-gamma
23	Pasłęka	Olkowo		1378	72,6	gamma	gamma
24	Orzyc	Krasnosielec		1326	80,7	log-gamma	Weibulla
25	Świder	Wólka Mładzka		860	133,7	Weibulla	Weibulla
26	Skrwa (Prawa)	Parzeń	1490	128,2	log-normalny	log-normalny	
27	Ropa	Ropa	3	243	-	-	-
28	Wisłoka	Żmigród		342	-	-	-
29	Cichy	Ujsoły		27	496,3	Weibulla	log-normalny
30	Kocierzanka	Łękawica		36	844,4	Weibulla	Weibulla
31	Potok	Kościelisko-Kiry		35	1000,0	Weibulla	Weibulla
32	Wisła	Wisła		55	1141,8	gamma	Weibulla
33	Cicha Woda	Zakopane-Harenda		58	1193,1	Weibulla	Weibulla
34	Soła	Sól		55	1572,7	-	-
35	Stryszawka	Sucha		140	697,9	log-normalny	gamma
36	Skawa	Jordanów		97	1010,3	log-gamma	Weibulla
37	Solinka	Cisna		309	343,0	Weibulla	log-normalny
38	Lubinka	Nowy Sącz		67	1641,8	log-gamma	gamma
39	Hoczewka	Hoczew		169	763,3	log-normalny	Weibulla
40	Stradomka	Łapanów		214	621,5	gamma	gamma
41	Skora	Zagrodno		166	831,3	Weibulla	log-normalny
42	Łososina	Piekiefko		155	967,7	log-normalny	Weibulla
43	Jasiołka	Zboiska		264	602,3	log-gamma	Weibulla
44	Wisłoka	Krempna		166	963,9	Weibulla	Weibulla

Lp.	Rzeka	Profil hydrologiczny	Typ taksonom.	Powierzchnia [km <sup>2</sup> ]	WWq [dm <sup>3</sup> ·s <sup>-1</sup> ·km <sup>-2</sup> ]	Typ rozkładu	
						sezon zimowy (XI-IV)	sezon letni (V-X)
45	Biała Tarnowska	Grybów	3	207	869,6	log-gamma	Weibulla
46	Skora	Chojnów		266	676,7	gamma	log-normalny
47	Oslawa	Szczawne		300	763,3	Weibulla	log-gamma
48	Solinka	Terka		72	3527,8	Weibulla	gamma
49	Biała Łądecka	Łądek Zdrój		163	1656,4	log-gamma	log-gamma
50	Kamienica	Nowy Sącz		237	1147,7	Weibulla	gamma
51	San	Dwernik		418	727,3	Weibulla	Weibulla
52	Soła	Rajcza		254	1468,5	Weibulla	log-gamma
53	Sękówka	Gorlice		122	3688,5	log-gamma	gamma
54	Soła	Żywiec		783	1127,7	log-normalny	log-gamma
55	Czarny	Polana		94	1037,2	-	-

Rozkłady pięciu rzek pierwszego typu taksonomicznego zlewni (rys. 5) wykazują zgodność, z wyłączeniem zlewni Liwca po Łochów, która wyraźnie charakteryzuje się kilkakrotnie większymi przepływami jednostkowymi o zadanym prawdopodobieństwie wystąpienia. Wartości odpływu jednostkowego dla tzw. „wody stuletniej” są jednak dosyć małe i nie przekraczają 150 dm<sup>3</sup>·s<sup>-1</sup>·km<sup>-2</sup> w przypadku Liwca oraz 50 dm<sup>3</sup>·s<sup>-1</sup>·km<sup>-2</sup> w pozostałych zlewniach z tej grupy.

Rozkłady zlewni drugiego typu taksonomicznego (rys. 6) charakteryzują się dużo większymi odpływami jednostkowymi przy zadanym prawdopodobieństwie osiągnięcia niż w przypadku zlewni typu pierwszego. Odpływ jednostkowy o prawdopodobieństwie wystąpienia 1% waha się od kilkunastu do stu kilkudziesięciu dm<sup>3</sup>·s<sup>-1</sup>·km<sup>-2</sup>, czyli podobnie jak w pierwszym typie, jednak wartości  $q_{max}$  o prawdopodobieństwie wystąpienia 0,1% są już dwukrotnie wyższe i osiągają 400 dm<sup>3</sup>·s<sup>-1</sup>·km<sup>-2</sup>.

Zdecydowanie największe wartości odpływu jednostkowego przy zadanym prawdopodobieństwie wystąpienia charakteryzują trzeci typ taksonomiczny zlewni, gdzie woda tzw. „tysiącletnia” to już wartości rzędu nawet kilku tysięcy dm<sup>3</sup>·s<sup>-1</sup>·km<sup>-2</sup> (rys. 7). Przepływy jednostkowe o prawdopodobieństwie wystąpienia 1% wynoszą od kilkudziesięciu do kilku tysięcy dm<sup>3</sup>·s<sup>-1</sup>·km<sup>-2</sup>, czyli są o rząd wielkości większe niż w przypadku pierwszego i drugiego typu taksonomicznego zlewni.

## 4.2. Analiza częstotliwości regionalnej odpływów jednostkowych w zlewni

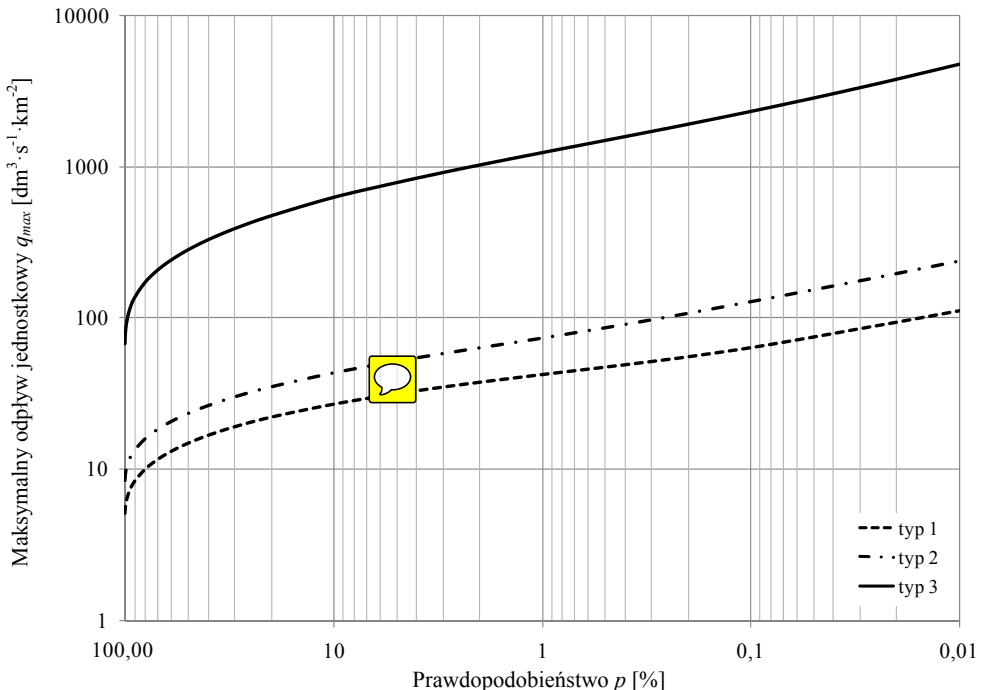
Ciepielowski (1976) podkreśla, że metoda częstotliwości regionalnej, najczęściej wykorzystywana w Stanach Zjednoczonych (Chow i in. 1988), była stosowana do zredukowania dużego „błędu próby” występującego w przypadku analizy częstotliwości przepływów maksymalnych oszacowanych ze zbyt krótkich ciągów z jednego profilu hydrologicznego. Metoda częstotliwości regionalnej pozwala na

wykorzystanie przepływów maksymalnych z różnych zlewni pod warunkiem istnienia ich podobieństwa taksonomicznego (Gutry-Korycka i in. 2010).

Fleming i Franz (1971) zaliczają metodę częstotliwości regionalnej do swojej interpolacji przestrzennej. Wybrany wcześniej optymalny rozkład prawdopodobieństwa  $WWq$  był podstawą estymacji parametrów, które zostały sprawdzone ze względu na jednorodność określoną wg testu Langbaina (Ciepielowski 1976), który zakłada zbadanie jednorodności typologicznej stosunku przepływu maksymalnego rocznego do maksymalnej wielkiej wody o prawdopodobieństwie przekroczenia 50% (Chow i in. 1988; Ciepielowski 1976; Ciepielowski, Dąbkowski 2006). Uzyskane wyniki potwierdziły regionalną prawidłowość wcześniejszej typologii zlewni i podziału ich na trzy typy taksonomiczne.

Zastosowana metoda analizy częstotliwości regionalnej maksymalnych przepływów prawdopodobnych rocznych wymaga oceny wyników testem Langbaina, pomimo podobieństwa taksonomicznego, upoważniającego ekstrapolację na zlewnie niekontrolowane hydrologicznie (Gutry-Korycka i in. 2010).

Zgodność wyników wyrażona testem Langbeina umożliwiła konstrukcję krzywych prawdopodobieństwa w poszczególnych typach taksonomicznych zlewni (rys. 8). Zastosowano rozkład Gumbela, który najlepiej oddaje rozkład prawdopodobieństwa wartości ekstremalnych wezbrań rzecznych (Marriot, Hames 2007; Petrow i in. 2007).



Rys. 8. Krzywe prawdopodobieństwa wg rozkładu Gumbela w trzech typach taksonomicznych zlewni

Krzywe prawdopodobieństwa jednostkowych odpływów maksymalnych opracowane dla poszczególnych typów taksonomicznych różnią się przebiegiem. Jest to szczególnie widoczne w przypadku zlewni trzeciego typu taksonomicznego, czyli zlewni górskich. Charakteryzują się one zdecydowanie wyższymi (o rząd wielkości) jednostkowymi odpływami maksymalnymi rocznymi o zadanym prawdopodobieństwie wystąpienia. Pierwszy i drugi typ taksonomiczny wykazują większe podobieństwo, jednak przepływy jednostkowe o zadanym prawdopodobieństwie wystąpienia ze zlewni drugiego typu taksonomicznego są o kilkadziesiąt procent większe niż w przypadku pierwszego typu. Mniejsza podatność na wezbrania rzek nizinnych i pojeziernych (1 i 2 typ) wynika z dużych zdolności retencyjnych ich zlewni, warunkowanych cechami fizycznogeograficznymi, oraz mniejszej sumy i natężenia opadów atmosferycznych niż w przypadku zlewni górskich, należących do trzeciego typu taksonomicznego. Analiza częstotliwości regionalnej, powiązana z wynikami grupowania hierarchicznego zlewni, jest uzasadniona w przypadku analizy wielkości wezbrań i ich prawdopodobieństwa wystąpienia.

## 5. PODSUMOWANIE

Proces regionalizacji zlewni, które nie zawsze wykazują spójność pod względem cech fizycznogeograficznych i genezy wezbrań, może posłużyć do ustalenia regionalnych krzywych prawdopodobieństwa maksymalnych przepływów rocznych, a zatem i maksymalnych odpływów jednostkowych. Metodą analizy skupień pogrupowano zlewnie w trzy główne typy taksonomiczne. Analiza wykazała, że prawidłowa typologia zlewni powinna wynikać z połączenia ich cech fizycznogeograficznych z parametrami wezbrań. Otrzymane wyniki potwierdzają, że w zlewniach górskich (3 typ taksonomiczny) bardziej prawdopodobne są wezbrania i powodzie, a okres ich powtarzalności jest krótszy. Najczęściej woda stuletnia jest kilkakrotnie a nawet kilkunastokrotnie wyższa niż rzek nizinnych czy pojeziernych. Ustalenie, uzasadnionych statystycznie, regionalnych krzywych prawdopodobieństwa przekroczenia przepływów pozwala na ekstrapolację przestrzenną wezbrań w zlewniach niekontrolowanych i na przenoszenie charakterystyk hydrologicznych do zlewni analoga. Na podstawie cech fizycznogeograficznych można w przybliżeniu oszacować maksymalny odpływ jednostkowy o zadanym prawdopodobieństwie przekroczenia. Taka metoda umożliwi również ocenę wezbrań prawdopodobnych tych rzek, które posiadają krótkie ciągi pomiarowe, gdyż agregacja danych z wielu różnych zlewni tego samego typu pozwala na zwiększenie próby losowej.

## THE APPLICATION OF THE REGIONAL FREQUENCY ANALYSIS IN THE EVALUATION OF MAXIMUM DISCHARGES OF UNGAUGED CATCHMENTS

### Summary

The purpose of this study was to obtain and prove the methods of catchment regionalization in case of annual maximum floods. Identification of Polish rivers was held on the basis of regional frequency analyses including recognition of homogenous types in their physical properties and river flow parameters. Results indicate the division on three typological groups. Statistical tests prove the obtained regionalization and allow calculating the regional probability curves for three catchment types. Obtained results may be helpful in the analysis of floods in ungauged catchments and these where hydrological observations were held in a short period especially when dependency of the maximum probable flows in analysed catchments from their physiogeographical features was proved.

### BIBLIOGRAFIA

- Acreman M.C., Sinclair C.D., 1986, *Classification of drainage basins according to their physical characteristics; an application for flood frequency analysis in Scotland*, Journal of Hydrology, 84, 365-380
- Bayliss A.C., Reed D.W., 2001, *The use of historical data in flood frequency estimation*, Report to MAFF, Centre for Ecology and Hydrology, Wallingford
- Bronstert A., 2005, *Rainfall-runoff modelling for assessing impacts of climate and land use change*, [w:] Encyclopedia of Hydrological Sciences, M.G. Anderson (red.), J. Wiley and Sons, Ltd., 2033-2060
- Bryndal T., 2011, *Identyfikacja małych zlewni podatnych na formowanie gwałtownych wzebrań (na przykładzie Pogórza Dynowskiego, Strzyżowskiego i Przemyskiego)*, Przegląd Geograficzny, 83 (1), 27-49
- Burn D.H., 1990, *Evaluation of regional flood frequency analysis with a region of influence approach*, Water Resources Research, 26 (10), 2257-2265, DOI: 10.1029/WR026i010p02257
- Chokmani K., Ouarda T.B.M.J., 2004, *Physiographical space based kriging for regional flood frequency estimation at ungauged sites*, Water Resources Research, 40 (12), W12514, DOI: 10.1029/2003WR002983
- Chow V.T., 1976, *Handbook of applied hydrology*, Mc. Graw-Hill Book Company, New York
- Chow V.T., Maidment D.R., Mays L.W., 1988, *Applied Hydrology*, Mc. Graw-Hill company, New York
- Ciepielowski A., 1976, *Obliczanie sphywów maksymalnych metodą częstotliwości regionalnej na przykładzie regionu hydrograficznego rzeki Wieprza*, Zeszyty Naukowe PK, Budownictwo Wodne i Inżynieria Sanitarna, 3 (24), 35-58
- Ciepielowski A., Dąbkowski L.S., 2006, *Metody obliczeń przepływów maksymalnych w małych zlewniach rzecznych (z przykładami)*, Oficyna Wydawnicza Projprzem-EKO, Bydgoszcz
- Creutin J.D., Borga M., 2003, *Radar hydrology modifies monitoring of flash-flood hazard*, Hydrological Processes, 17, 1-4
- Cunderlik, J.M., Burn D.H., 2006, *Switching the pooling similarity distances: Mahalanobis for Euclidean*, Water Resources Research, 42 (3), W03409, DOI: 10.1029/2005WR004245
- Fleming G., Franz D.D., 1971, *Flood frequency estimation. Techniques for small watersheds*, Journal of the Hydraulics Division, 97 (9), 1441-1460

- Grabiński T., 1992, *Metody taksonometrii*, Wyd. Akademii Ekonomicznej w Krakowie, Kraków
- Guidelines for Flood Frequency Analysis. Long measurements series of river discharge*, 2005, Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej, Warszawa
- Gutry-Korycka M., 1986, *Hydrological typology of basins in the light of cluster analysis*, *Miscellanea Geographica*, 3, 103-106
- Gutry Korycka M., Woronko D., Suchożebrski J., 2010, *Regional conditions for maximum probable discharge in Poland's rivers*, *Miscellanea Geographica*, 14, 145-167
- Jokiel P., Tomalski P., 2004, *Odpiły maksymalne w rzekach Polski*, *Czasopismo Geograficzne*, 75 (1-2), 83-97
- Kot S.M., Jakubowski J., Sokołowski A., 2007, *Statystyka*. Podręcznik dla studiów ekonomicznych, Wydawnictwo Difin, Warszawa
- Marques de Sa J.P., 2007, *Applied Statistics Using SPSS*, Statistica, Matlab and R, Springer Verlag, Berlin-Heidelberg
- Marriott M.J., Hames D.P., 2007, *Comparison of reduced variates for flood frequency estimation from gauged river discharge records*, Second IMA International Conference on Flood Risk Assessment, University of Plymouth, September
- McKerchar A.I., Pearson G.P., 1990, *Maps of flood statistics for regional flood frequency analysis in New Zealand*, *Hydrological Sciences Journal*, 35 (6), 609-621
- Merz R., Blöschl G., 2005, *Flood frequency regionalization – spatial proximity vs. catchment attributes*, *Journal of Hydrology*, 302, 283-306
- Młodak A., 2006, *Analiza taksonomiczna w statystyce regionalnej*, Wydawnictwo Difin
- Nowak E., 2004, *Metody klasyfikacji w badaniach geograficznych (analiza porównawcza)*, Wydawnictwo Naukowe Bogucki
- Ouarda T.B.M.J., Cunderlik J.M., St-Hilaire A., Barbet M., Bruneau P., Bobée B., 2006, *Data-based comparison of seasonality-based regional flood frequency methods*, *Journal of Hydrology*, 330, 329-339, DOI: 10.1016/j.jhydrol.2006.03.023
- Ouarda T.B.M.J., Girard C., Cavadias G.S., Bobée B., 2001, *Regional flood frequency estimation with canonical correlation analysis*, *Journal of Hydrology*, 254, 157-173, DOI: 10.1016/S0022-1694(01)00488-7
- Ozga-Zielińska M., Brzeziński J., 1994, *Hydrologia stosowana*, PWN, Warszawa
- Ozga-Zielińska M., Brzeziński J., Ozga-Zieliński B., 2000, *Uzasadnienie potrzeby wprowadzenia nowych zasad obliczania maksymalnych przepływów rocznych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia*, *Gospodarka Wodna*, 4, 130-135
- Ozga-Zielińska M., Ozga-Zieliński B., Brzeziński J., 2001, *Zasady obliczania największych przepływów rocznych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia. Długie ciągi pomiarowe*, Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej, Warszawa
- Peschke G., Etzenberg C., Muller G., 2000, *Experimental analysis of different runoff generation mechanisms*, Technical Documents in Hydrology, 37, 203-207
- Petrow Th., Merz B., Lindenschmidt K-E., Thielen A.H., 2007, *Aspects of seasonality and flood generating circulation patterns in a mountainous catchment in south-eastern Germany*, *Hydrology and Earth System Sciences*, 11, 1455-1468
- Pociask-Karteczka J., 1995, *Założenia metodyczne regionalizacji hydrologicznej na przykładzie dorzecza górnej Wisły*, Rozprawy Habilitacyjne UJ, nr 291, Kraków
- Ribolzi O., Aundrieux P., Valles V., Bouzigues R., Bariac T., Voltz M., 2000, *Contribution of groundwater and overall flows to storm flow generation in the cultivated Mediterranean catchment. Quantification by natural chemical tracing*, *Journal of Hydrology*, 233, 241-251
- Shakya N.M., Chander S., 1998, *Modelling of hillslope runoff processes*, *Environmental Geology*, 35 (2-3), 115-123
- Shu C., Ouarda T.B.M.J., 2007, *Flood frequency analysis at ungauged sites using artificial neural networks in canonical correlation analysis physiographic space*, *Water Resources Research*, 43, (7), W07438, DOI: 10.1029/2006WR005142
- Smith K., Ward R., 1988, *Floods. Physical Processes and Human Impacts*, Wiley and Sons, New York



- Sobczyk M., 1995, *Statystyka*, PWN, Warszawa
- Suchożębrski J., 2002, *A method for assessing the conditions of migration of pollutants to the groundwater on the agriculturally used lowland areas*, *Miscellanea Geographica*, 10, 175-184
- Ward J.H., 1963, *Hierarchical grouping to optimize an objective function*, *Journal of the American Statistical Association*, 58, 236
- Więzik B., 2010, *Przepływy maksymalne roczne o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia w małych zlewniach niekontrolowanych*, [w:] *Hydrologia w inżynierii i gospodarce wodnej*, B. Więzik (red.), *Monografie Komitetu Inżynierii Środowiska PAN*, 68, 153-166
- Wołek J., 2006, *Wprowadzenie do statystyki dla biologów*, Wydawnictwo Naukowe Uniwersytetu Pedagogicznego w Krakowie, Kraków
- Zeliaś A., Grabiński T., Wydmus S., 1989, *Metody taksonomii numerycznej w modelowaniu zjawisk społeczno – gospodarczych*, PWN, Warszawa
- Zhang Jingyi, Hall M.J., 2004, *Regional flood frequency analysis for the Gan-Ming River basin in China*, *Journal of Hydrology*, 296 (1), 98-117, DOI: 10.1016/j.jhydrol.2004.03.018



**Beniamin WIĘZIK**

Wyższa Szkoła Administracji w Bielsku-Białej

**Marek MADZIA**

Akademia Techniczno-Humanistyczna w Bielsku-Białej  
Wydział Nauk o Materiałach i Środowisku

**PORÓWNANIE PRZEPIYWÓW  
MAKSYMALNYCH ROCZNYCH O OKREŚLONYM  
PRAWDOPODOBIEŃSTWIE PRZEWIŻSZENIA  
OBLICZONYCH METODAMI EMPIRYCZNYMI  
W ZLEWNI SKAWICY**

**1. WSTĘP**

Stosowane metody obliczenia przepływów maksymalnych rocznych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia uzależnione są od dostępnej informacji hydrologicznej. W zlewniach kontrolowanych, które posiadają długie ciągi obserwowane ( $N \geq 30$  lat), do obliczenia przepływów prawdopodobnych stosowane są metody statystyczne. Najczęściej są one oparte na rozkładzie Pearsona typu III.

Jeżeli przekrój badany znajduje się na cieku niekontrolowanym, do obliczenia przepływów maksymalnych rocznych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia wykorzystywane są metody empiryczne. Zgodnie z zaleceniami Instytutu Meteorologii i Gospodarki Wodnej w zlewniach niezurbanizowanych, w których przekroje obliczeniowe zamykają powierzchnie mniejsze od  $50 \text{ km}^2$ , należy stosować formułę opadową (Stachý, Fal 1987), a w zlewniach większych od  $50 \text{ km}^2$  – obszarowe równania regresji (Bogdanowicz, Stachý 1998).

Przepływy maksymalne roczne o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia, obliczone formułą opadową, porównano z wartościami obliczonymi obszarowym równaniem regresji w zlewni Skawicy zamkniętej przekrojem wodowskazowym Zawoja.

## 2. OBSZAR BADAŃ

Skawica jest rzeką górską o długości 23,3 km i powierzchni dorzecza 145,96 km<sup>2</sup>. Ciekkiem źródłowym Skawicy jest potok Jałowiec, wypływający spod Przełęczy Jałowieckiej w masywie Babiej Góry. Jej źródła znajdują się na wysokości 1130 m n.p.m. Przepływając przez Zawoję i Skawicę, w miejscowości Białka, na wysokości ok. 370 m n.p.m., uchodzi do Skawy.

Największymi dopływami Skawicy są potoki: Gołyńka, Jaworzynka, Kalinka, Rotnia i Wełczówka. W dolnym biegu Skawica stanowi naturalną granicę pomiędzy Beskidem Makowskim (Grupa Mędralowej) i Pasmem Babiogórskim, należącym do Beskidu Żywieckiego.

Do badań wytypowano zlewnię Skawicy do przekroju wodowskazowego Zawoja o powierzchni 48,54 km<sup>2</sup>. Granica zlewni przebiega przez najwyższe szczyty górskie w tym regionie: Babią Górę (1725,0 m n.p.m.), Małą Babią Górę (1517,0 m n.p.m.), Kiczorę (1012,6 m n.p.m.), Sokolicę (1136,0 m n.p.m.), Główniak (1092,9 m n.p.m.), Hałę Śmietanową (1297,7 m n.p.m.) i Magurkę (1107,0 m n.p.m.).

Tablica 1

**Parametry charakterystyczne zlewni i koryta rzeki Skawicy do przekroju w km 16+400**

Parametry fizyczno-geograficzne	Wartości
Powierzchnia zlewni $A$ [km <sup>2</sup> ]	48,54
Długość ciekłu głównego $L$ [km]	8,89
Długość suchej doliny $l$ [km]	0,21
Wzniesienie działu wodnego w punkcie przecięcia z osią suchej doliny najdłuższego ciekłu $W_g$ [m n.p.m.]	1560
Maksymalne wzniesienie zlewni $W_{max}$ [m n.p.m.]	1723
Wzniesienie zlewni w przekroju obliczeniowym $W_p$ [m n.p.m.]	570
Maksymalny opad dobowy o prawdopodobieństwie $p = 1\%$ , $H_1$ [mm]	130

Zlewnia do przekroju wodowskazowego Zawoja położona jest w zachodnich Karpatach fliszowych, w brzeżnej części płaszczowiny mazurskiej, zbudowanej z dwóch formacji skalnych: trzeciorzędowych i czwartorzędowych.

Utwory trzeciorzędowe stanowią skaliste podłoże i są reprezentowane przez osady fliszowe zaliczane do warstw magurskich. Głównym składnikami tych utworów są gruboławicowe i drobnoziarniste piaskowce.

Utwory czwartorzędowe, decydujące o warunkach odpływu, są reprezentowane przez pokrywę utworów zboczowych i osady rzeczne. W strefie przypowierzchniowej występują różnego rodzaju gliny pylaste z domieszką rumoszu piaskowcowego. Na dnie doliny na podłożu fliszowym znajdują się osady rzeczne, takie jak otoczaki i gruboziarniste żwiry, w stropowych partiach silnie zaglinione. Tworzą one słabo rozwinięte tarasy akumulacyjne i akumulacyjno-erozyjne.

Zlewnia jest w ponad 80% zalesiona, pozostałą część stanowią hale i polany oraz, w dolinie, rozproszona zabudowa wiejska górnej Zawoi.

Parametry hydromorfologiczne zlewni i koryta Skawicy do przekroju zamykającego, niezbędne do obliczenia przepływów maksymalnych rocznych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia, przedstawiono w tabelicy 1.

### 3. PRZEPŁYWY MAKSYMALNE ROCZNE O OKREŚLONYM PRAWDOPODOBIEŃSTWIE PRZEWYŻSZENIA

Dla przekroju Zawoja na Skawicy w km 16+400, obliczone formułą opadową przepływy maksymalne roczne, o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia, porównano z przepływami obliczonymi obszarowym równaniem regresji.

#### 3.1. Formuła opadowa

W zlewniach niekontrolowanych mniejszych od 50 km<sup>2</sup> do obliczenia przepływów maksymalnych rocznych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia stosuje się formułę opadową (Stachý, Fal 1987):

$$Q_{\max, p\%} = f \cdot F_1 \cdot \varphi \cdot H_1 \cdot A \cdot \lambda_p \cdot \delta_j \quad (1)$$

gdzie:

$Q_{\max, p\%}$  – przepływ maksymalny roczny o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia  $p$  [m<sup>3</sup>·s<sup>-1</sup>],



$f$  – bezwymiarowy współczynnik kształtu fali,

$F_1$  – maksymalny moduł odpływu jednostkowego,

$\varphi$  – współczynnik odpływu,

$H_1$  – maksymalny opad dobowy o prawdopodobieństwie  $p = 1\%$  [mm],

$A$  – powierzchnia zlewni [km<sup>2</sup>],

$\lambda_p$  – kwantyl rozkładu dla założonego prawdopodobieństwa  $p$ ,

$\delta_j$  – współczynnik redukcji jeziornej.

Maksymalny moduł odpływu jednostkowego  $F_1$  określono w zależności od hydromorfologicznej charakterystyki koryta cieku  $\Phi_r$  i czasu spływu po stokach  $t_s$ .

Hydromorfologiczną charakterystykę koryta Skawicy do przekroju zamykającego obliczono ze wzoru:

$$\Phi_r = \frac{1000 (L + l)}{m \cdot I_{r1}^{1/3} \cdot A^{1/4} (\varphi \cdot H_1)^{1/4}} \quad (2)$$

gdzie:



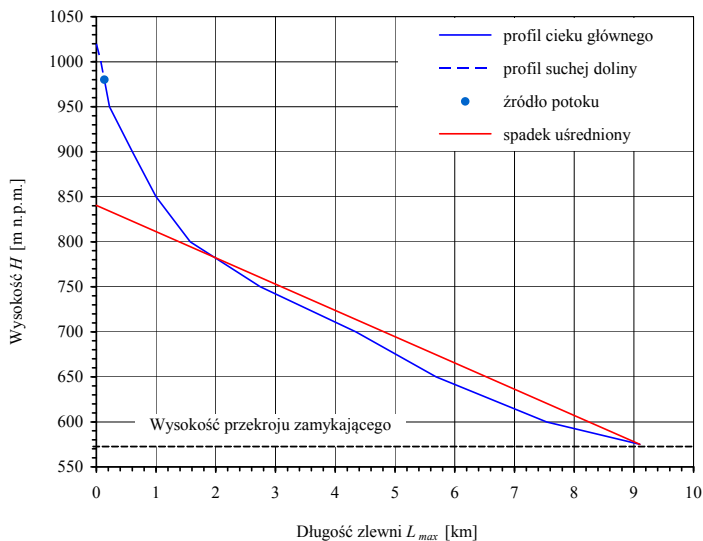
$L+l$  – długość cieku wraz z suchą doliną [km],

$m$  – miara szorstkości koryta określona z tabeli (Stachý, Fal 1987),

$I_{r1}$  – spadek zlewni [%].

Po sporządzeniu profilu podłużnego cieku, wraz z suchą doliną do przekroju zamykającego do granicy zlewni (rys. 1), obliczono spadek zlewni jako stosunek wysokości  $\Delta H$  trójkąta równoważnego powierzchni pomiędzy profilem podłużnym cieku a układem współrzędnych do długości zlewni ( $L_{max} = L + l$ ).

$$I_{rl} = \frac{\Delta H}{L_{max}} \quad (3)$$



Rys. 1. Profil cieku głównego wraz z suchą doliną

Czas spływu po stokach  $t_s$  określono w zależności od hydromorfologicznej charakterystyki stoków  $\Phi_s$ :

$$\Phi_s = \frac{(1000 l_s)^{1/2}}{m_s \cdot I_s^{1/4} (\varphi \cdot H_1)^{1/2}} \quad (4)$$

gdzie:

$l_s$  – średnia długość stoków [km],

$m_s$  – miara szorstkości stoków określona z tabeli (Stachý, Fal 1987),

$I_s$  – średni spadek stoków obliczono z równania:

$$I_s = \frac{\Delta h \sum_{j=1}^r k_j}{A} \quad (5)$$

gdzie:

$\Delta h$  – różnica poziomów dwóch sąsiednich warstw [m],

$k_j$  – długość kolejnej warstwy [km],

$r$  – liczba warstw.

Średnią długość stoków  $l_s$  obliczono ze wzoru:

$$l_s = \frac{1}{1,8\rho} \quad (6)$$

gdzie:

$\rho$  – gęstość sieci rzecznej, obliczona jako iloraz sumy długości cieków głównych oraz jego dopływów wraz z suchymi dolinami i powierzchni zlewni, uzyskana ze wzoru:

$$\rho = \frac{\sum_{i=1}^n (L+l)_i}{A} \quad (7)$$

gdzie:

$n$  – liczba cieków.

Tablica 2

**Parametry i wskaźniki hydromorfologiczne zlewni rzeki Skawicy**

Parametry i wskaźniki	Wartości
Suma długości cieków $\Sigma(L+l)$ [km]	143,5
Gęstość sieci rzecznej $\rho$ [km <sup>-1</sup> ]	2,96
Średnia długość stoków $\Sigma k$ [km]	276,6
Odległość między warstwicami $\Delta h$ [m]	50
Spadek zlewni $I_H$ [‰]	29,18
Średni spadek stoków $I_s$ [‰]	285,15
Hydromorfologiczna charakterystyka stoków $\Phi_s$	2,6
Hydromorfologiczna charakterystyka koryt $\Phi_r$	48,93
Czas spływu po stokach $t_s$ [min.]	16,8
Maksymalny moduł odpływu jednostkowego $F_I$	0,056
Współczynnik szorstkości koryta $m$ [-]	7
Współczynnik odpływu $\varphi$ [-]	0,88
Miara szorstkości stoków $m_s$ [-]	0,11
Współczynnik redukcji jeziornej $\delta_j$ [-]	1
Wskaźnik jeziorności zlewni $J_{ez}$ [-]	0
Wskaźnik zabagnienia zlewni $B$ [-]	0
Współczynnik kształtu fali $f$ [-]	0,6

Współczynnik odpływu  $\varphi$ , charakterystyczny dla gleb występujących w zlewni przyjmuje się z odpowiedniej tabeli (Stachý, Fal. 1987). Parametry i wskaźniki zlewni i koryta rzeki Skawicy do przekroju Zawoja zestawiono w tablicy 2.

### 3.2. Obszarowe równanie regresji

Do obliczania przepływów maksymalnych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia, w zlewniach niekontrolowanych większych od 50 km<sup>2</sup>, położonych w dorzeczu Wisły, zgodnie z wytycznymi Instytutu Meteorologii i Gospodarki Wodnej należy stosować obszarowe równania regresji (Bogdanowicz, Stachy 1998). Ponieważ zlewnia Skawicy (48,54 km<sup>2</sup>) znajduje się na granicy stosowalności obydwu wzorów empirycznych, to przepływy maksymalne roczne  $Q_{max,p\%}$  o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia  $p$  obliczono również obszarowym równaniem regresji ze wzoru:

$$Q_{max, p\%} = Q_{max, p=1\%} \cdot \lambda_p \quad (9)$$

gdzie:

$Q_{max, p=1\%}$  – przepływ maksymalny roczny o prawdopodobieństwie przewyższenia  $p = 1\%$  [m<sup>3</sup>·s<sup>-1</sup>],

$\lambda_p$  – kwantyl ustalony dla bezwymiarowych krzywych regionalnych przepływów maksymalnych.

Przepływy maksymalne o prawdopodobieństwie przewyższenia  $p = 1\%$  obliczono ze wzoru:

$$Q_{max,p=1\%} = \alpha_{obszar1} \cdot A^{0,92} \cdot H_1^{1,11} \cdot \varphi^{1,07} \cdot I_r^{0,10} \cdot \psi^{0,35} \cdot (1+Jez)^{-2,11} \cdot (1+B)^{-0,47} \quad (10)$$

gdzie:

$\alpha_{obszar}$  – regionalny parametr równania,

$A$  – powierzchnia zlewni [km<sup>2</sup>],

$H_1$  – maksymalny opad dobowy o prawdopodobieństwie przewyższenia  $p = 1\%$ , [mm],

$\Phi$  – współczynnik odpływu określony z mapy (Bogdanowicz, Stachy 1998),

$I_r$  – spadek cieku [%],

$\Psi$  – średni spadek zlewni [%],

$Jez$  – wskaźnik jeziorności zlewni,

$B$  – wskaźnik zabagnienia zlewni.

Dla zlewni, w której występuje kilka różnych kategorii gleb, współczynnik odpływu należy obliczyć jako wartość średnią ważoną ze wzoru:

$$\varphi = \frac{1}{A} \sum_{i=1}^{i=n} \varphi_i \cdot A_i$$



gdzie:

$A_i$  – powierzchnia pokryta glebami danej grupy [km<sup>2</sup>],

$\varphi_i$  – współczynnik odpływu określony z mapy dla danej kategorii gleb,

$n$  – liczba różnych kategorii gleb.



Spadek cieków  $I_r$  określono z równania:

$$I_r = \frac{W_g - W_p}{L + l} \quad (12)$$

gdzie:

$W_g$  – wzniesienie działu wodnego w punkcie przecięcia z osią suchej doliny najdłuższego cieków [m n.p.m.],

$W_p$  – wzniesienie przekroju zamykającego zlewnię [m n.p.m.],

$L$  – długość najdłuższego cieków w zlewni [km],

$l$  – długość suchej doliny (przedłużenie najdłuższego cieków do granicy zlewni) [km].

Średni spadek zlewni  $\psi$  obliczono ze wzoru:

$$\psi = \frac{W_{\max} - W_p}{\sqrt{A}} \quad (13)$$

gdzie:

$W_{\max}$  – maksymalne wzniesienie w zlewni [m n.p.m.].

Wskaźnik jeziorności zlewni  $J_{ez}$  obliczono z zależności:

$$J_{ez} = \frac{1}{A} \sum_{i=1}^m A_{J_{ez}i} \quad (14)$$

gdzie:

$A_{J_{ez}i}$  – powierzchnia zlewni jeziora  $i$  [km<sup>2</sup>],

$M$  – liczba zlewni jeziornych.

Wskaźnik zabagnienia zlewni  $B$  obliczono z zależności:

$$B = \frac{1}{A} \sum_{i=1}^k A_{Bi} \quad (15)$$

gdzie:

$A_{Bi}$  – powierzchnia  $i$  obszaru zabagnionego lub torfowiska [km<sup>2</sup>],

$K$  – liczba obszarów zabagnionych.

Tablica 3

**Parametry fizyczno-geograficzne zlewni rzeki Skawicy**

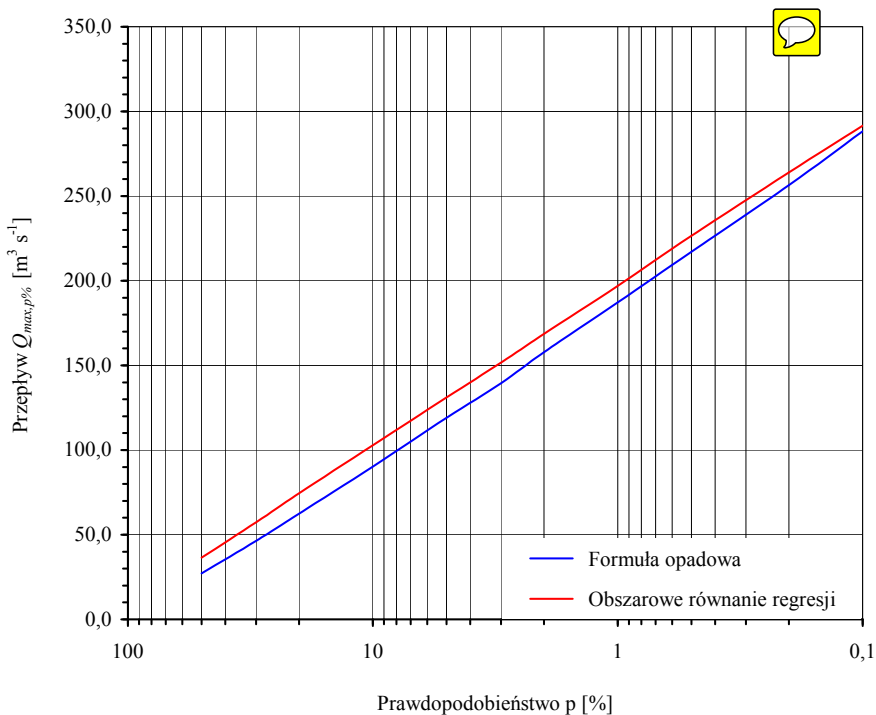
Parametry fizyczno-geograficzne	Wartości
Spadek cieków $I_r$ [‰]	108,8
Średni spadek zlewni $\psi$ [‰]	165,5
Wskaźnik zabagnienia zlewni $B$ [-]	0
Wskaźnik jeziorności zlewni $J_{ez}$ [-]	0

Parametry fizyczno-geograficzne zlewni rzeki Skawicy zestawiono w tabelicy 3. Przepływy maksymalne roczne o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia obliczone formułą opadową i obszarowym równaniem regresji, zestawiono w tabelicy 4 i pokazano na rys. 2.

Tabela 4

**Przepływy maksymalne roczne o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia**

Prawdopodobieństwo $p$ [%]	Przepływ $Q_{max, p\%}$ [ $m^3 \cdot s^{-1}$ ]	
	Formuła opadowa	Obszarowe równanie regresji
0,1	288,2	291,6
0,5	217,1	226,6
1	187,2	197,0
2	157,8	168,6
10	90,2	102,8
50	27,1	36,4



Rys. 2. Przepływy maksymalne roczne o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia

#### 4. ANALIZA WYNIKÓW

Zlewnia Skawicy do przekroju wodowskazowego Zawoja ma powierzchnię, której wielkość znajduje się na granicy stosowalności formuły opadowej i obszarowego równania regresji, wykorzystywanych do obliczania przepływów maksymalnych rocznych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia w zlewniach niekontrolowanych. Obydwie metody bazują na opadzie maksymalnym dobowym o prawdopodobieństwie  $p = 1\%$  oraz parametrach fizycznych i geomorfologicznych zlewni, które mają istotny wpływ na kształtowanie się odpływu ze zlewni.

Średnia względna różnica przepływów maksymalnych rocznych obliczonych obydwiema metodami wynosi ok. 12%, przy czym mniejsza występuje przy niższym prawdopodobieństwie. Przepływ maksymalny o prawdopodobieństwie  $p = 50\%$ , obliczony formułą opadową, wynosi  $27,1 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ , a obliczony obszarowym równaniem regresji jest wyższy o  $9,3 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ . Natomiast przy prawdopodobieństwie przewyższenia  $p = 1\%$  różnica jest mniejsza, przepływ obliczony formułą opadową wynosi  $187,2 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ , a określony obszarowym równaniem regresji –  $197,0 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ .

Przepływy obliczone metodami empirycznymi mieszczą się w przedziale ufności przepływów maksymalnych obliczonych metodą statystyczną, bazującą na wieloletnich obserwacjach stanów wody i przepływów w przekroju wodowskazowym Zawoja. Przepływ maksymalny roczny o prawdopodobieństwie przewyższenia  $p = 1\%$ , obliczony metodą statystyczną, wynosi  $156,2 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ , a przepływ na górnej granicy przedziału ufności przy tym samym prawdopodobieństwie osiąga  $202,0 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ .

#### 5. PODSUMOWANIE

W małych zlewniach niezurbanizowanych, w których występują quasi-naturalne warunki odpływu, a przekroje obliczeniowe zamykają powierzchnie mniejsze od  $50 \text{ km}^2$ , do obliczenia przepływów maksymalnych rocznych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia należy zastosować formułę opadową.

W zlewniach większych od  $50 \text{ km}^2$ , w których dominuje zasilanie opadowe, do obliczenia tych przepływów należy zastosować obszarowe równanie regresji, w którym przepływy maksymalne roczne o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia uzależnione są od charakterystycznych i regionalnych warunków odpływu.

W zlewniach zurbanizowanych, gdy powierzchnia uszczelniona przekracza 5% (Banasik 2009), do obliczenia przepływów prawdopodobnych należy zastosować modele transformacji opadu w odpływ, przy uwzględnieniu specyficznego pokrycia i użytkowania terenu.

Porównując przepływy maksymalne prawdopodobne w wybranej zlewni górskiej, obliczone metodami empirycznymi: formułą opadową i obszarowym równaniem regresji, stwierdzono że wyniki są porównywalne na granicy stosowalności obydwu wzorów. Wykazano również, że formuła opadowa i obszarowe równanie regresji dają wyniki, porównywalne z wartościami określonymi metodą statystyczną.

## COMPARISON OF MAXIMUM ANNUAL FLOWS OF GIVEN EXCEEDANCE PROBABILITY CALCULATED BY EMPIRICAL METHODS IN THE SKAWICA CATCHMENT

### Summary

The article compares the annual peak flows of a given exceedance probability in the Zawoja cross-section at km 16.400 on the Skawica stream. Since the area of the catchment down to the cross-section is 48.54 km<sup>2</sup>, the peak flows were calculated by the rainfall formula and area-regression equation. It was found that the calculated maximum annual flows of a given exceedance probability are similar. The values of maximum flow of exceedance probability  $p = 1\%$  obtained from these empirical formulas and those calculated by the statistical method at the Zawoja cross-section coincide with the value of the upper limit of the confidence interval.

### BIBLIOGRAFIA

- Banasik K., 2009, *Wyznaczanie wezbrań powodziowych w małych zlewniach zurbanizowanych*, Wydawnictwo SGGW, Warszawa
- Bogdanowicz E., Stachý J., 1998, *Maksymalne opady deszczu w Polsce, charakterystyki projektowe*, Materiały badawcze IMGW, Seria Hydrologia i Oceanologia, 23, Warszawa
- Stachý J., Fal B., 1987, *Zasady obliczania maksymalnych przepływów prawdopodobnych*, Prace Instytutu Budowy Dróg i Mostów, 3-4, Warszawa
- Stachý J., Fal B., Czarnecka H., 1998, *Obliczanie przepływów maksymalnych rocznych o określonym prawdopodobieństwie*, Wydawnictwa IMGW, Warszawa

**Ewa SUCHANEK**

Akademia Techniczno-Humanistyczna w Bielsku-Białej  
Wydział Nauk o Materiałach i Środowisku

**Beniamin WIĘZIK**

Wyższa Szkoła Administracji w Bielsku-Białej

**WPLYW PARAMETRÓW  
FIZYCZNO-GEOGRAFICZNYCH ZLEWNI  
NA PRZEPIŁYWY MAKSYMALNE ROCZNE  
O OKREŚLONYM PRAWDOPODOBIEŃSTWIE  
PRZEWYŻSZENIA**

**1. WSTĘP**

Przepływy charakterystyczne, w tym przepływy maksymalne roczne, w zlewniach rzek i potoków górskich uzależnione są przede wszystkim od ich powierzchni i wysokości opadu. Wielkość i czas wystąpienia kulminacji fali powodziowej będą w tym przypadku ściśle zależne również od warunków fizyczno-geograficznych, wyrażonych poprzez cechy geometryczne, geomorfologiczne i hydrograficzne zlewni. Strome zbocza dolin, duże spadki koryta i dobrze wykształcona sieć rzeczna zwiększają koncentrację odpływu. Znaczna jego część w tych warunkach pochodzi ze spływu powierzchniowego i podpowierzchniowego (Więzik 1988).

Kształt zlewni ma duży wpływ na koncentrację wezbrań. W zlewniach wydłużonych kulminacje są niższe i trwają dłużej niż w zlewniach zwartych zbliżonych kształtem do koła. Nachylenie koryta i stoków zlewni również ma istotny wpływ na dynamikę i wielkość odpływu. Przy większym nachyleniu stoków i koryta cieku głównego spływ powierzchniowy ma większe natężenie, które w dużej mierze decyduje o wielkości przepływu maksymalnego.

W okresie intensywnych opadów woda odpływa również suchymi dolinami, naturalnymi obniżeniami terenu, na dnie których przepływ występuje okresowo (epizodycznie).

Przy mniejszych spadkach zwykle czas wystąpienia kulminacji i czas trwania wezbrania jest dłuższy. Gęstość sieci rzecznej uzależniona jest od przepuszczalności podłoża, wpływa na koncentrację i superpozycję hydrogramów odpływu ze zlewni cząstkowych. W obszarach zbudowanych z utworów słabo przepuszczalnych (fliszowych) gęstość ta jest większa niż w zlewniach, w których dominują utwory przepuszczalne.

Charakterystyki fizyczno-geograficzne zlewni określane są zwykle poprzez parametry (powierzchnię zlewni, długość cieku głównego, obwód zlewni), które można wyznaczyć z map topograficznych oraz różne wskaźniki (kształtu, położenia, nachylenia) wyrażane poprzez zależności funkcyjne wybranych parametrów (Bajkiewicz-Grabowska, Magnuszewski 2002).

## 2. OBSZAR BADAŃ

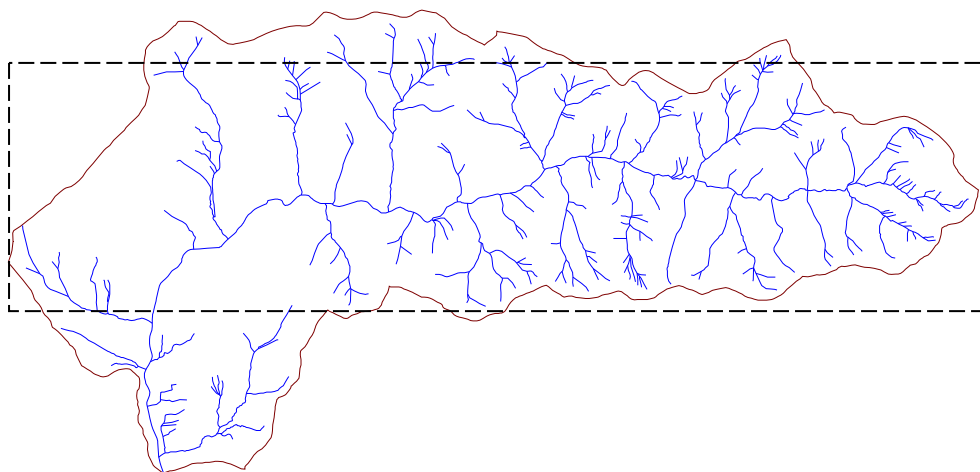
Do badań wybrano dwie zlewnie beskidzkie o wyraźnie różnym kształcie – potoków Kocierzanki i Zabniczanki – zamknięte przekrojami wodowskazowymi, położone w podobnych warunkach geologicznych fliszu karpackiego, różniące się charakterystykami fizyczno-geograficznymi.

Zlewnia potoku Kocierzanka o kształcie wydłużonym (rys. 1) położona jest w części południowej Beskidu Małego. Granicę zlewni wyznaczają dwa równoleżnikowe grzbiety biegnące od szczytu Madahora (929 m n.p.m.) na wschodzie poprzez wzniesienia: Beskid (752 m n.p.m.), Wielką Górę (883 m n.p.m.) i Okrągielek (866 m n.p.m.).

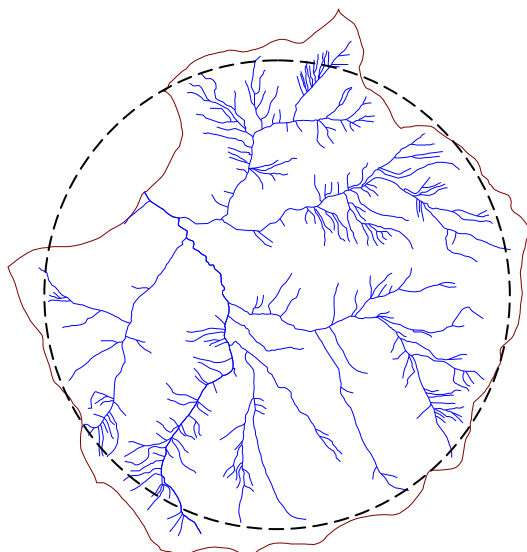
Potok Kocierzanka jest prawobrzeżnym dopływem rzeki Łękawicy, do której uchodzi w km 3+100. Źródła cieku znajdują się na zboczach Madahory, na wysokości 870 m n.p.m. W górnej części, beskidzkiej, potok płynie równoleżnikowo, w dolnej zmienia kierunek na południkowy aż do ujścia na terenie Kotliny Żywieckiej.

W km 1+700 na wysokości 390 m n.p.m. znajduje się przekrój wodowskazowy Łękawica, zamykający zlewnię o powierzchni 36,4 km<sup>2</sup>. Zlewnia Kocierzanki należy do zachodniej części Karpat fliszowych. Jej przypowierzchniowe partie zbudowane są z utworów formacji kredowej, trzeciorzędowej i czwartorzędowej. Utwory kredowe i trzeciorzędowe tworzą skaliste podłoże fliszowe terenu, a czwartorzędowe stanowią warstwę gruntów niespoistych, przykrywających utwory skalne. Podłoże fliszowe jest tu reprezentowane przez kilka rodzajów warstw należących do płaszczowiny godulskiej jednostki śląskiej.

Zlewnia potoku Zabniczanka o powierzchni 34,7 km<sup>2</sup> i kształcie kolistym (rys. 2) położona jest w Beskidzie Żywieckim. Potok o długości 12,2 km jest prawobrzeżnym dopływem rzeki Soły, do której uchodzi w km 63+300.



Rys. 1. Zlewnia potoku Kocierzanka



Rys. 2. Zlewnia potoku Żabniczanka

Morfologia zlewni jest zróżnicowana, dzieli się na trzy główne obszary: rozległy lej źródłowy, szyję i stożek. Taki typ zlewni jest spotykany bardzo rzadko w Karpatach, w przeciwieństwie do obszarów alpejskich. W leju źródłowym zbiegają się koncentrycznie strome i krótkie, niekiedy płytko wcięte, doliny licznych dopływów. Wyraźne zwężenie doliny obserwuje się w przekroju wodowskazowym Żabnica w km 7+400 na wysokości 565 m n.p.m. Granica zlewni, ograniczona przekrojem wodowskazowym o powierzchni 22,8 km<sup>2</sup>, przebiega przez najwyższe

szczyty w tym regionie: Redykałny Wierch (1144 m n.p.m.), Boraczy Wierch (1244 m n.p.m.), Lipowsk wierch (1323 m n.p.m.), Rysiankę (1322 m n.p.m.) i Romankę (1366 m n.p.m.). Powierzchnia zlewni jest w ponad 75% zalesiona, pozostałą część stanowią hale i polany.

Zlewnia położona jest w zachodnich Karpatach fliszowych, w brzeżnej części płaszczowiny magurskiej. Przypowierzchniowe partie terenu zbudowane są z dwóch formacji skalnych – trzeciorzędowych i czwartorzędowych. Utwory te stanowią skaliste podłoże i są reprezentowane przez osady fliszowe zaliczane do warstw magurskich. Głównym składnikiem tych utworów są gruboławicowe, drobnoziarniste piaskowce, które przewarstwione są cienkimi ławicami łupków ilastych i piaszczystych. Ciągłą pokrywę utworów zboczowych, występującą bezpośrednio na podłożu fliszowym, tworzą zwietrzeliny.

### 3. CHARAKTERYSTYKA HYDROGRAFICZNA ZLEWNI

Parametry fizyczno-geograficzne cieków i zlewni mają duży wpływ na charakterystyki odpływu (Bajkiewicz-Grabowska, Magnuszewski 2002). Do podstawowych parametrów fizyczno-geograficznych zalicza się:

- Powierzchnię zlewni  $A$ , która jest rzutem na płaszczyznę poziomą obszaru zamkniętego linią wododziałową, prowadzoną od ujścia cieku lub przekroju zamykającego poprzez najwyższe wzniesienie terenowe.
- Obwód zlewni  $O$  jako długość linii wododziałowej wyznaczonej na mapie topograficznej.
- Długość cieku  $L$  to odległość mierzona od ujścia lub określonego przekroju do źródła wzdłuż osi dynamicznej.
- Długość suchej doliny  $l$  jest to odległość mierzona wzdłuż osi doliny od źródła cieku w górę, często do przecięcia doliny z działem wodnym.
- Długość zlewni  $L_{max}$  (maksymalna długość cieku) jest to długość cieku głównego od przekroju zamykającego wraz z długością suchej doliny.
- Spadek cieku  $I_r$  jest najczęściej definiowany jako iloraz różnicy wzniesienia działu wodnego w punkcie przecięcia się z osią suchej doliny  $W_g$  oraz wzniesienie przekroju zamykającego  $W_d$  i długości zlewni  $L_{max}$ :

$$I_r = \frac{W_g - W_d}{L_{max}} \quad (1)$$

Bardzo często zamiast spadku zlewni określa się średni jej spadek wyrażony jako  $I_{r,l} = 0,6 I_r$ . Nie jest to właściwy sposób obliczenia średniego spadku, w wielu przypadkach przy znacznej deniwelacji może on znacznie różnić się od wartości określonej prawidłowo (tablica 1).

Średni spadek zlewni to stosunek wysokości  $\Delta H$  trójkąta równoważnego powierzchni pomiędzy profilem podłużnym cieku a układem współrzędnych do



długości zlewni  $L_{max}$ . Na rys. 3 pokazano i porównano średni spadek zlewni potoku Kocierzanka do przekroju wodowskazowego Łękawica i potoku Żabniczanka do wodowskazu Żabnica. Wartości  $\Delta H$  w obydwu zlewniach są porównywalne.

- g. Średnia szerokość zlewni  $B$  jest to wysokość prostokąta o polu równym powierzchni zlewni i podstawie równej długości zlewni  $L_{max}$ .

$$B = \frac{A}{L_{max}} \quad (2)$$

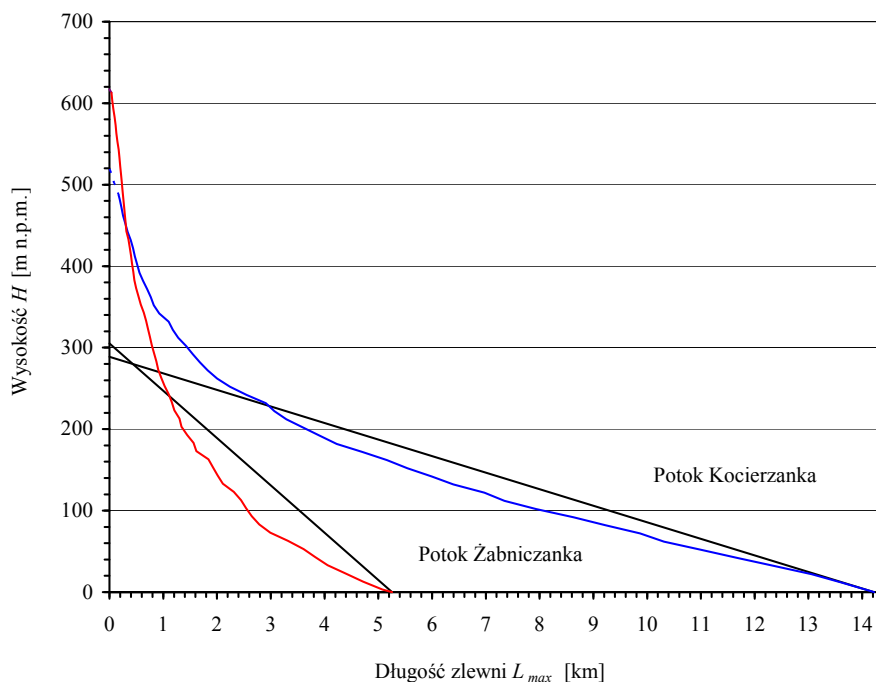
- h. Wskaźnik formy  $C_f$  jest to stosunek średniej szerokości zlewni  $B$  do jej długości  $L_{max}$ .

$$C_f = \frac{B}{L_{max}} \quad (3)$$

Tablica 1

**Parametry fizyczno-geograficzne zlewni Kocierzanki i Żabniczanki**

Wielkości	Zlewnia	
	Kocierzanka	Żabniczanka
Powierzchnia zlewni $A$ [km <sup>2</sup> ]	36,4	22,8
Długość zlewni $L_{max}$ [km]	14,22	5,26
Szerokość zlewni $B$ [km]	2,56	4,33
Obwód $O$ [km]	32,25	19,50
Maksymalna wysokość zlewni $W_{max}$ [m n.p.m.]	928,9	1365,6
Wysokość w pkt. przecięcia suchej doliny z działem wodnym $W_g$ [m n.p.m.]	907	1184
Wysokość przekroju zamykającego $W_p$ [m n.p.m.]	388	567
Spadek zlewni $I_r$ [‰]	36,50	117,30
Średni spadek zlewni $I_{r,l} = 0,6 I_r$ [‰]	21,90	70,38
Średni spadek zlewni $I_{r,l} = \Delta H/L_{max}$ [‰]	20,32	58,03
Maksymalne nachylenie zlewni $\psi$ [‰]	89,50	167,25
Gęstość sieci rzecznej $\rho$ [km]	4,19	2,53
Wskaźnik formy $C_f$	0,18	0,82
Wskaźnik zwartości zlewni $C_z$	1,50	1,14
Wskaźnik wydłużenia $C_w$	0,48	1,02
Wskaźnik kolistości zlewni $C_k$	0,44	0,75



Rys. 3. Profil i średni spadek zlewni Kocierzanki i Żabniczanki

- i. Wskaźnik zwartości zlewni  $C_z$  jest to stosunek obwodu zlewni  $O$  do obwodu koła o tej samej powierzchni co zlewnia:

$$C_z = \frac{O}{2\sqrt{\pi \cdot A}} \quad (4)$$

- j. Wskaźnik wydłużenia zlewni  $C_p$  jest to stosunek średnicy koła o polu równym powierzchni zlewni  $A$  do długości cieku  $L_{max}$ :

$$C_p = \frac{2}{L_{max}} \sqrt{\frac{A}{\pi}} \quad (5)$$

- k. Wskaźnik kolistości  $C_k$  to stosunek powierzchni zlewni  $A$  do powierzchni koła o tym samym obwodzie  $O$  co zlewnia:

$$C_k = 4\pi \frac{A}{O^2} \quad (6)$$

Im zlewnia jest bardziej zbliżona kształtem do koła, tym wartość wskaźnika jest bliższa jedności.

- l. Maksymalne nachylenie zlewni  $\psi$  to stosunek różnicy wzniesienia najwyższego punktu w zlewni  $W_{max}$  i wzniesienia przekroju zamykającego  $W_d$  do pierwiastka kwadratowego z powierzchni zlewni  $A$ .

$$\psi = \frac{W_{max} - W_d}{\sqrt{A}} \quad (7)$$

- m. Gęstość sieci rzecznej  $\rho$  jest to stosunek długości wszystkich cieków w zlewni  $L_i$  ( $i = 1, 2, \dots, n$ ) do powierzchni zlewni  $A$ .

$$\rho = \frac{\sum_{i=1}^n L_i}{A} \quad (8)$$

Parametry fizyczno-geograficzne cieków i zlewni w sposób bezpośredni oraz pośredni uwzględnione są we wzorach empirycznych, stosowanych do obliczania przepływów maksymalnych rocznych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia w zlewniach niekontrolowanych.


## 4. PRZEPIŁYWY MAKSYMALNE ROCZNE O OKREŚLONYM PRAWDOPODOBIEŃSTWIE PRZEWYŻSZENIA

### 4.1. Formuła opadowa

Do obliczania przepływów maksymalnych rocznych, o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia w zlewniach mniejszych od 50 km<sup>2</sup>, w praktyce inżynierskiej stosuje się formułę opadową (Stachý, Fal 1976):

$$Q_{\max, p\%} = f \cdot F_1 \cdot \Phi \cdot H_1 \cdot A \cdot \lambda_p \cdot \delta_j \quad (9)$$

gdzie:

-   $Q_{\max, p\%}$  – przepływ maksymalny roczny o prawdopodobieństwie  $p$  [m<sup>3</sup>·s<sup>-1</sup>],  
 $f$  – bezwymiarowy współczynnik kształtu fali,  
 $F_1$  – maksymalny moduł odpływu jednostkowego,  
 $\Phi$  – współczynnik odpływu,  
 $H_1$  – maksymalny dobowy opad o prawdopodobieństwie  $p = 1\%$  [mm],  
 $A$  – powierzchnia zlewni [km<sup>2</sup>],  
 $\lambda_p$  – kwantyl rozkładu dla założonego prawdopodobieństwa  $p$ ,  
 $\delta_j$  – współczynnik redukcji jeziornej.

Maksymalny moduł odpływu jednostkowego  $F_1$  określa się z tabeli (Stachý, Fal 1976) w zależności od hydromorfologicznej charakterystyki koryta cieku  $\Phi_r$  oraz czasu spływu po stokach  $t_s$ .

Hydromorfologiczną charakterystykę koryta cieków  $\Phi_r$  oblicza się ze wzoru:

$$\Phi_r = \frac{1000 (L + l)}{m \cdot I_{r1}^{1/3} \cdot A^{1/4} (\varphi \cdot H_1)^{1/4}} \quad (10)$$

gdzie:

$L+l$  – długość cieków wraz z suchą doliną [km],

$m$  – miara szorstkości koryta cieków głównego, określana z tabeli (Stachý, Fal 1976),

$I_{r1}$  – spadek cieków [%].

Czas spływu po stokach  $t_s$  uzależniony jest od hydromorfologicznej charakterystyki stoków  $\Phi_s$ :

$$\Phi_s = \frac{(1000 l_s)^{1/2}}{m_s \cdot I_s^{1/4} (\varphi \cdot H_1)^{1/2}} \quad (11)$$

gdzie:

$l_s$  – średnia długość stoków [km],

$m_s$  – miara szorstkości stoków określana z tabeli (Stachý, Fal 1976),

$I_s$  – średni spadek stoków [%].

Parametry geomorfologiczne i obliczone charakterystyki hydromorfologiczne zlewni i koryt potoków Kocierzanka i Żabniczanka zestawiono w tablicy 2.

Tablica 2

**Parametry i charakterystyki zlewni i koryt potoków Kocierzanka i Żabniczanka**

Parametr	Potok	
	Kocierzanka	Żabniczanka
Opad dobowy o prawdopodobieństwie przewyższenia $p = 1\% H_j$ [mm]	140	130
Współczynnik odpływu $\varphi$	0,88	0,88
Suma długości cieków wraz z suchymi dolinami $\Sigma(L+l)$ [km]	151,400	60,980
Średnia długość stoków $l_s$ [km]	0,1325	0,2194
Miara szorstkości stoków $m_s$	0,10	0,10
Odległość między warstwicami $\Delta h$ [m]	10	10
Suma długości warstwic $\Sigma k$ [km]	1093,43	788,35
Średni spadek stoków $I_s$ [%]	302,805	327,388
Charakterystyka geomorfologiczna koryta $\Phi_r$	91,152	27,046
Charakterystyka geomorfologiczna stoków $\Phi_s$	2,260	3,256
Czas spływu po stokach $t_s$ [min]	13,60	22,81
Maksymalny moduł odpływu $F_j$	0,0296	0,0476

Ponieważ przekroje zamykające zlewnie potoków Kocierzanka i Żabniczanka są przekrojami kontrolowanymi, przepływy maksymalne roczne o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia, obliczone formułą opadową, porównano z przepływami obliczonymi metodą statystyczną.

## 4.2. Metoda statystyczna

Do obliczenia przepływów maksymalnych rocznych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia metodą statystyczną, w przekrojach wodowskazowych Łękawica na potoku Kocierzanka i Żabnica na potoku Żabniczanka, wykorzystano przepływy maksymalne roczne z lat 1970-2008.

Przepływy maksymalne roczne, obliczone formułą opadową i metodą statystyczną, zestawiono w tablicy 3 i porównano na rys. 4 i 5.

Tablica 3

Przepływy maksymalne roczne o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia

Prawdopod. $p$ [%]	Przepływ $Q_{max, p\%}$ [ $m^3 \cdot s^{-1}$ ]					
	Kocierzanka			Żabniczanka		
	Formuła opadowa	Metoda statystyczna	Granica przedziału ufności	Formuła opadowa	Metoda statystyczna	Granica przedziału ufności
0,1	128,6	115,7	149,5	109,6	97,0	122,5
0,2	114,4	103,1	131,1	97,5	84,9	105,6
0,5	96,9	86,2	110,6	82,6	69,4	88,5
1	83,5	73,6	95,1	71,2	58,1	73,0
2	70,4	61,3	79,7	60,0	47,0	62,6
5	53,1	45,4	56,1	45,3	33,1	41,3
10	40,2	33,7	41,1	34,3	23,4	29,0
20	27,9	22,7	28,2	23,8	14,9	19,5
30	20,7	16,7	19,1	17,7	10,8	12,0
50	12,1	10,0	12,3	10,3	7,0	8,5

Maksymalne przepływy roczne o określonym prawdopodobieństwie obliczono z równania opartego na rozkładzie Pearsona typ III (Kendall, Stuart 1968):

$$Q_{max, p\%} = Q_{max, 50\%} [1 + \Phi(s, p)] \quad (12)$$

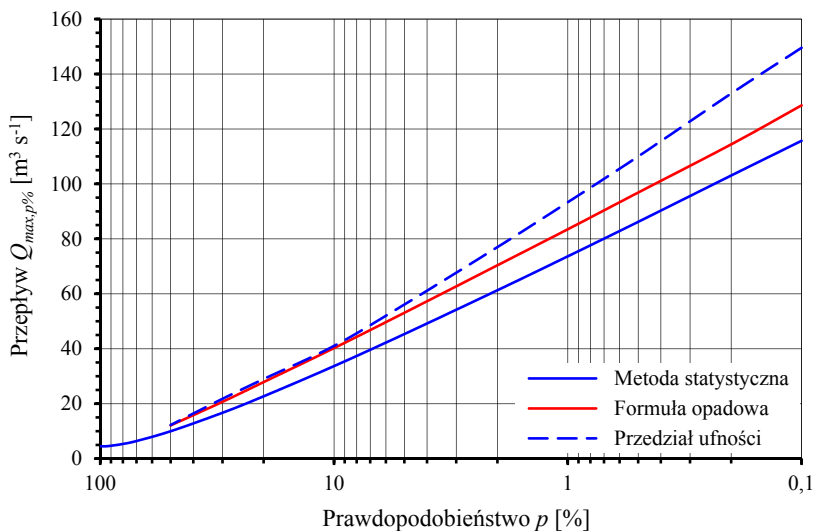
gdzie:

$Q_{max, p\%}$  – przepływy maksymalne roczne o prawdopodobieństwie przewyższenia  $p\%$ ,

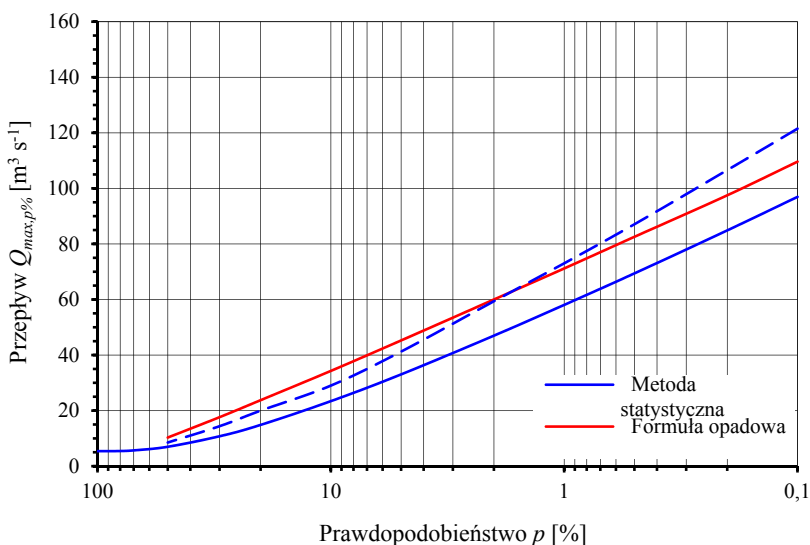
$Q_{max, 50\%}$  – przepływ środkowy o prawdopodobieństwie  $p = 50\%$  odczytany z wyrównanej krzywej empirycznej,

$\Phi(s, p)$  – funkcja zależna od współczynnika skośności  $s$  i prawdopodobieństwa  $p$ ,

$c_v$  – współczynnik zmienności.



Rys. 4. Krzywe prawdopodobieństwa przepływów maksymalnych rocznych potoku Kocierzanka



Rys. 5. Krzywe prawdopodobieństwa przepływów maksymalnych rocznych potoku Żabniczanka

Parametry równania (11) estymowano w oparciu na kwantylach odczytanych z wyrównanej krzywej empirycznej (Karczmarek 1970). Dla przepływów maksymalnych rocznych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia (dla  $p \geq 50\%$ ) obliczono średni błąd  $\sigma(Q_{max,p\%})$ . Górną granicę jednostronnego przedziału ufności dla rzeczywistych prawdopodobnych przepływów maksymalnych rocznych obliczono ze wzoru:

$$Q_{max,p\%}^{t\alpha} = Q_{max,p\%} + t_{\alpha} \cdot \sigma(Q_{max,p\%}) \quad (13)$$

gdzie:

- $Q'_{\max,p\%}$  – przepływ maksymalny na górnej granicy przedziału ufności [ $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ ],  
 $t_\alpha$  – kwantyl w rozkładzie  $N(0,1)$  zależny od poziomu istotności  $\alpha$ ,  
 $\sigma(Q_{\max,p\%})$  – średni błąd oszacowania [ $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ ].

## 5. ANALIZA WYNIKÓW

Porównawszy przepływy maksymalne roczne o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia, obliczone w przekrojach zamykających (wodowskazowych) na potokach Kocierzanka i Żabniczanka metodą empiryczną, stwierdzono że przy niskim prawdopodobieństwie ( $p < 2\%$ ) krzywe obliczone formułą opadową mieszczą się w górnej strefie przedziału ufności metody statystycznej. Świadczy to o adekwatności metody empirycznej zastosowanej do obliczania przepływów maksymalnych rocznych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia w małych zlewniach górskich niezależnie od ich kształtu.

Zlewnia potoku Żabniczanka do przekroju wodowskazowego Żabnica jest o 35% mniejsza od zlewni potoku Kocierzanka do przekroju wodowskazowego Łękawica. Przy mniejszej o 10 mm wysokości opadu o prawdopodobieństwie  $p = 1\%$  w zlewni Żabniczanki przepływy prawdopodobne na Kocierzance są większe zaledwie o 17,3%. Zatem o przepływie kulminacyjnym decydują jeszcze inne czynniki niż powierzchnia zlewni i wysokość opadu.

Wartość charakterystyki hydromorfologicznej koryta potoku Kocierzanka ( $\Phi_r = 91,152$ ) jest ponad 3-krotnie większa od wartości obliczonej dla Żabniczanki ( $\Phi_r = 27,024$ ). Istotny wpływ na to ma spadek zlewni Kocierzanki ( $I_{r,l} = 30,32\%$ ), który jest mniejszy niż spadek zlewni Żabniczanki ( $I_{r,l} = 58,30\%$ ).

Wartość charakterystyki hydromorfologicznej stoków, która decyduje o czasie spływu jest mniejsza w zlewni Kocierzanki ( $\Phi_s = 2,260$ ) niż w zlewni Żabniczanki ( $\Phi_s = 3,256$ ) przy porównywalnym spadku stoków. Istotny wpływ na dłuższy czas spływu po stokach w zlewni Żabniczanki ma jej koncentryczny kształt ( $C_f = 0,82$ ). W wydłużonej zlewni potoku Kocierzanka wskaźnik formy  $C_f = 0,18$ .

## 6. PODSUMOWANIE

Stosowana powszechnie formuła opadowa do obliczania przepływów maksymalnych rocznych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia w małych zlewniach daje wyniki porównywalne z uzyskanymi metodą statystyczną, opartą na wieloletnich obserwacjach przepływów w przekrojach wodowskazowych. W tej metodzie, w sposób bezpośredni i pośredni, uwzględniono parametry fizyczno-geograficzne zlewni oraz wskaźniki kształtu i zwartości, wyrażone poprzez charakterystyki hydromorfologiczne zlewni i koryta, które mają istotny wpływ na koncentrację odpływu.

Istotne znaczenie ma właściwe określenie średniego spadku zlewni. Powszechnie stosowana zasada, zakładająca że stanowi on 60% wartości iloczynu różnicy wysokości wzniesienia działu wodnego w punkcie przecięcia się z osią suchej doliny i wzniesienia przekroju zamykającego do długości zlewni, nie jest właściwa przy znacznej deniwelacji terenu.

W zlewni potoku Żabniczanka różnica przy tak obliczonych spadkach zlewni wynosi 21%, co ma istotny wpływ na wartości przepływów maksymalnych rocznych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia.

Jak wykazały badania, przepływy maksymalne roczne o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia obliczone formułą opadową, przy niskim prawdopodobieństwie mieszczą się w górnej strefie przedziału ufności obliczonego metodą statystyczną. Należy w dalszym ciągu prowadzić badania, których celem byłyby ocena wrażliwości wyników na, przyjmowane arbitralnie z odpowiednich tabel, współczynniki szorstkości koryta i stoków oraz określany czas spływu po stokach w zlewniach o różnej powierzchni i kształcie.

## THE INFLUENCE OF CATCHMENT PHYSICO-GEOGRAPHICAL PARAMETERS ON MAXIMUM ANNUAL FLOWS OF GIVEN EXCEEDANCE PROBABILITY

### Summary

The article compares the annual peak flows of a given exceedance probability calculated by empirical and statistical methods in the cross-sections of two differing significantly in shape mountain catchments of the Kocierzanka and Żabniczanka streams. The shape of the Kocierzanka catchment is elongated, while that of the Żabniczanka catchment is close to a circle. The direct and indirect effects of selected physical-geographical parameters of the catchments and streambeds on the annual maximum flows of given exceedance probability were calculated using the rainfall formula.

It was found that the parameters included in the geomorphological characteristics of the catchment and streambed, especially the catchment and main stream slope, significantly affect the concentration of runoff in mountain catchments.

### BIBLIOGRAFIA

- Bajkiewicz-Grabowska E., Magnuszewski A., 2002, *Przewodnik do ćwiczeń z hydrologii ogólnej*, PWN, Warszawa
- Kaczmarek Z., 1970, *Metody statystyczne w hydrologii i meteorologii*, Wydawnictwo Komunikacji i Łączności, Warszawa
- Kendall M.G., Stuart A., 1968, *The Advanced Theory of Statistics, Volume 3 – Design and analysis, and time series*, second edition, Griffin, London
- Stachy J., Fal B., 1976, *Propozycja nowej metody obliczenia przepływów maksymalnych w małych zlewniach niekontrolowanych (mniejszych od 50 km<sup>2</sup>)*, Gospodarka Wodna, 8-9, 230-237
- Więzik B., 1988, *Prognostyczny model odpływu ze zlewni*, Monografie PK, Kraków



**Andrzej WAŁĘGA, Agnieszka CUPAK**

Uniwersytet Rolniczy w Krakowie  
Wydział Inżynierii Środowiska i Geodezji

## **WYKORZYSTANIE ZMODYFIKOWANEGO CHWILOWEGO HYDROGRAMU JEDNOSTKOWEGO CLARKA DO SYMULACJI WEZBRAŃ OPADOWYCH**

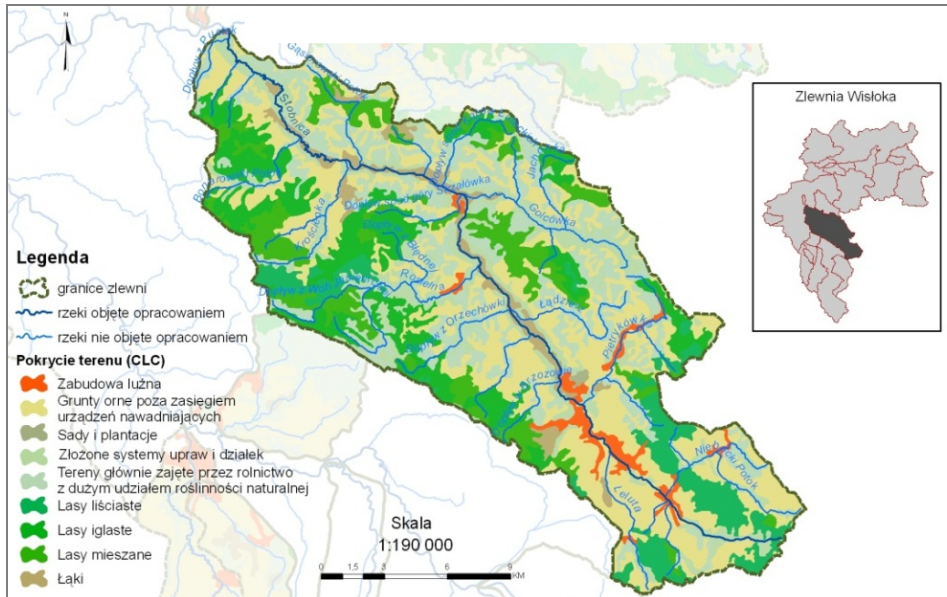
### **1. WPROWADZENIE**

Mimo ciągłej rozbudowy systemu osłony hydrometeorologicznej stale znaczna liczba zlewni, zwłaszcza małych, jest niekontrolowana i nie posiada zarejestrowanych długoletnich ciągów pomiarowych opadów oraz przepływów. Do realizacji inwestycji hydrotechnicznych w takich zlewniach, w tym związanych z ochroną przeciwpowodziową, niezbędne jest pozyskanie danych hydrologicznych metodami pośrednimi. Mimo że do projektowania często wystarczy znajomość samego przepływu w kulminacji, to jednak postać hydrogramu jest pomocna do symulacji pracy takich inwestycji, weryfikacji założeń projektowych czy projektowaniu stref zagrożenia powodziowego. Do powszechnie stosowanych na świecie metod obliczania hydrogramów odpływu należą modele hydrologiczne typu opad-odpływ, pozwalające na symulacje odpływu ze zlewni dla różnych scenariuszy opadowych i charakterystyk zlewni. W przypadku zlewni niekontrolowanych często stosowane są tzw. syntetyczne hydrogramy jednostkowe, których parametry zależą od charakterystyk zlewni (Bhunya i in. 2007). Popularne w modelowaniu odpływu ze zlewni jest wykorzystanie praw sieci rzecznej Hortona-Strahlera w tzw. geomorfologicznym chwilowym hydrogramie jednostkowym (GUIH), szeroko opisywanym m.in. przez Rodriguez-Iturbe i Valdeza (1979) oraz Gupte i in. (1980).

W praktyce często do opisu hydrogramu odpływu bezpośredniego, z parametrami określonymi wg GUIH, wykorzystuje się prosty model Nasha w postaci kaskady zbiorników liniowych, rzadziej chwilowy hydrogram jednostkowy Clarka (Kumar i in. 2002, Sahoo i in. 2006, Vanova i Langhammer 2011). Badania nad zastosowaniem geomorfologicznych hydrogramów jednostkowych do symulacji



Geomorfologiczna analiza zlewni obejmowała określenie rzędu cieków według klasyfikacji Hortona-Strahlera oraz obliczenia wskaźnika bifurkacji  $R_B$ , wskaźnika długości cieków  $R_L$  i wskaźnika powierzchni zlewni  $R_A$ . Szczegółowy opis wskaźników znaleźć można w pracy m.in. Pociask-Karteczki (2006). W tabelicy 1 zestawiono wielkości wymienionych wskaźników dla przyrastających rzędów cieków oraz wartość średnią.



Rys. 2. Użytkowanie w zlewni Stobnicy (Wałęga i in. 2009)

Tablica 1

**Wskaźniki Hortona dla cieków różnych rzędów w zlewni Stobnicy**

Wskaźnik	Rząd cieków			Średnia
	1	2	3	
$R_B$	6,00	5,00	-	5,50
$R_L$	-	0,42	0,89	0,65
$R_A$	-	0,76	2,46	1,61

Obliczenia praw sieci rzecznej wykonane na podstawie Mapy Podziału Hydrograficznego Polski (MPHP 2005) wykazały, że w zlewni Stobnicy średnia wartość  $R_B$  wynosi 5,5,  $R_L$  jest równe 0,65, a wskaźnik  $R_A$  – 1,61. Transformacji opadu efektywnego w odpływ powierzchniowy dokonano przy użyciu model IUH Clarka. Metoda ta bazuje na zależności między czasem koncentracji a powierzchnią zlewni i wykorzystuje teorię zbiornika liniowego. Hydrogram jednostkowy Clarka stanowi próbę powiązania charakterystyk geomorfologicznych zlewni z jej

reakcją na opad (Cleveland i in. 2008). Chwilowy hydrogram jednostkowy Clarka (1945) obliczono ze wzoru:

$$u_i = \left( \frac{\Delta t}{R + 0,5\Delta t} \right) I_i + \left( \frac{R - 0,5\Delta t}{R + 0,5\Delta t} \right) u_{i-1} \quad (1)$$

gdzie:

$u_i, u_{i-1}$  – wartości chwilowego hydrogramu jednostkowego,

$\Delta t$  – krok czasowy,

$R$  – współczynnik retencji,

$I_i$  – rzędna  $i$  krzywej określającej zależność pomiędzy czasem koncentracji a powierzchnią zlewni.

Symulacje przeprowadzono w programie HEC-HMS 3.4 (*Hydrologic...* 2009), w którym tworzona jest syntetyczna krzywa zależności między czasem koncentracji a powierzchnią zlewni. Parametry modelu IUH Clarka ( $t_c$  – czas koncentracji,  $R$  – współczynnik retencji) określono metodą optymalizacji, tak aby uzyskać najlepszą zgodność obliczonego i obserwowanego hydrogramu.

W przypadku geomorfoklimatycznego chwilowego hydrogramu jednostkowego Clarka GcIUH-Clark przepływ kulminacyjny odpływu bezpośredniego został ustalony z zależności (Adib i in. 2010):

$$Q_p = 2,42 \frac{i_r \cdot A_{\Omega} \cdot t_r}{\Pi^{0,4}} \left( 1 - \frac{0,218 t_r}{\Pi^{0,4}} \right) \quad (2)$$

gdzie:

$Q_p$  – przepływ kulminacyjny hydrogramu odpływu bezpośredniego [ $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ ],

$i_r$  – natężenie opadu efektywnego [ $\text{cm} \cdot \text{h}^{-1}$ ],

$A_{\Omega}$  – powierzchnia zlewni najwyższego rzędu [ $\text{km}^2$ ],

$t_r$  – czas trwania opadu efektywnego [h],

$\Pi$  – parametr geomorfoklimatyczny.

Parametr geomorfoklimatyczny  $\Pi$  obliczono z zależności:

$$\Pi = \frac{L_{\Omega}^{2,5}}{i_r \cdot A_{\Omega} \cdot R_L \cdot \alpha_{\Omega}^{1,5}} \quad (3)$$

gdzie:

$L_{\Omega}$  – długość cieków najwyższego rzędu [km],

$i_r$  – natężenie opadu efektywnego [ $\text{cm} \cdot \text{h}^{-1}$ ],

$\alpha_{\Omega}$  – parametr fali kinematycznej [ $\text{s}^{-1} \cdot \text{m}^{-1/3}$ ],

$R_L$  – wskaźnik długości cieków.

Procedura obliczania GcIUH-Clark:

- Określenie hietogramu opadu efektywnego z wykorzystaniem metody NRCS-CN,
- Oszacowanie prędkości przepływu fali wezbraniowej  $v$  ze wzoru:

$$v = 0,665 \alpha_{\Omega}^{0,6} (i_r \cdot A_{\Omega})^{0,4} \quad (4)$$

c) Obliczenie czasu koncentracji ze wzoru:

$$t_c = 0,2778 \frac{L_{\Omega}}{v} \quad (5)$$

d) Obliczenie przepływu kulminacyjnego ze wzoru (2),

e) Określenie wartości współczynnika  $R$  metodą optymalizacji, polegającą na poszukiwaniu takiej wartości współczynnika, przy obliczonym w pkt. c czasie koncentracji  $t_c$ , aby uzyskać wartość  $Q_p$  określoną w pkt. d.

### 3. WYNIKI BADAŃ I DYSKUSJA

W tabelicy 2 zestawiono dla wybranych wezbrań wyniki optymalizacji wartości  $t_c$  i  $R$  modelu IUH Clark i GcIUH-Clark. Jak można wywnioskować z przeprowadzonych obliczeń, dla analizowanych fal czas  $t_c$  w przypadku IUH Clarka jest wyraźnie większy niż w modelu GcIUH-Clark. Dla modelu IUH Clark parametr ten wynosi 7,65 godz., a dla GcIUH-Clark jest on równy 5,125 godz. Odwrotna sytuacja ma miejsce w przypadku współczynnika retencji  $R$  – wartość tego współczynnika dla IUH Clark jest równa 14,77 godz., natomiast w przypadku GcIUH-Clark – 16,875 godz. Różnice w średnich geometrycznych pomiędzy dwoma modelami wynoszą ponad 30% dla  $t_c$ , i ponad 13% dla  $R$ .

Tabela 2

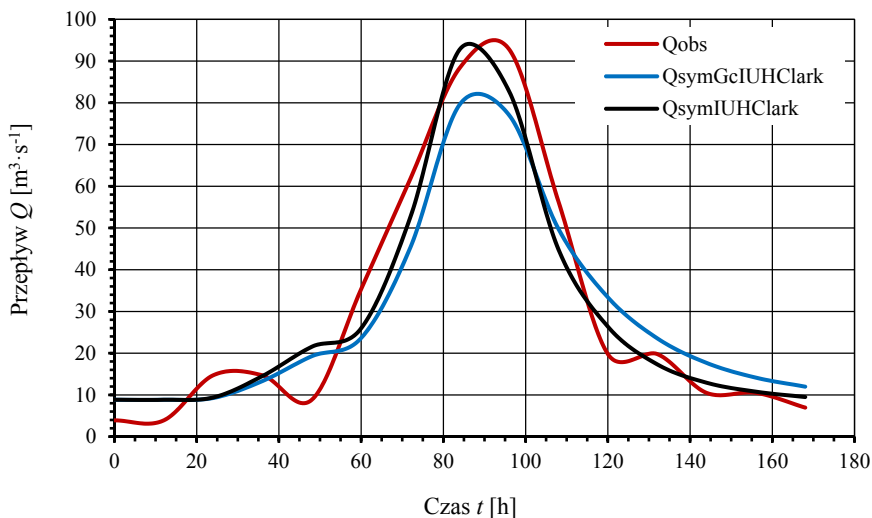
Zestawienie wyników obliczeń parametrów modelu Clarka

Nr wezbrania	Model IUH Clarka		Model GcIUH Clarka	
	$t_c$ [h]	$R$ [h]	$t_c$ [h]	$R$ [h]
1	10	17,4	6,0	24,0
2	5,3	12,14	4,25	11,73
Średnia arytmetyczna	7,65	14,77	5,125	16,875

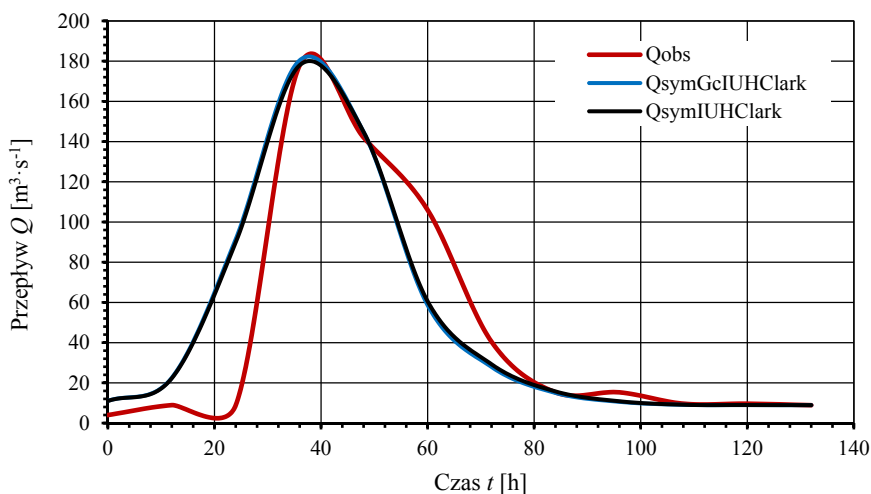
Wartości prędkości fali wezbraniowej określone ze wzoru (4) wynosiły  $2,15 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$  dla wezbrania 1 i  $2,99 \text{ m}\cdot\text{s}^{-1}$  dla wezbrania 2. Na rys. 3 i 4 przedstawiono hydrogramy analizowanych fal obserwowane i obliczone obydwiema metodami.

Jak wynika z przeprowadzonych symulacji hydrogramy uzyskane obydwiema metodami dobrze opisują rzeczywiste wezbrania. Zauważalna jest nieco lepsza zgodność przepływów w kulminacji, zwłaszcza w przypadku fali 2, uzyskana z modelu IUH Clarka w stosunku do GcIUH-Clark. Wynika to z tego, że optymalizacja parametrów pierwszego modelu prowadzona była do uzyskania jak najlepszej zgodności hydrogramu symulowanego z obserwowanym. W przypadku drugiego modelu celem optymalizacji był taki dobór wartości parametrów, aby uzyskać jak najlepszą zgodność  $Q_p$  obliczonego ze wzoru (2) z uzyskanym z modelu.

W przypadku wezbrania 1 przepływ kulminacyjny hydrogramów z symulacji wyprzedza o 12 godz. kulminację fali obserwowanej, z kolei dla wezbrania 2 czasy do kulminacji się pokrywają.



Rys. 3. Porównanie hydrogramów obliczonych modelem IUH Clarka oraz GcIUH-Clark i obserwowanych dla fali 1



Rys. 4. Porównanie hydrogramów obliczonych modelem IUH Clarka oraz GcIUH-Clark i obserwowanych dla fali 2

W tabelicy 3 porównano wartości przepływów w kulminacjach fal obserwowanych i uzyskanych z symulacji z miarami efektywności modelu, natomiast na rys. 5 i 6 przedstawiono stopień dopasowania wyników z modeli do obserwacji.

Tablica 3

## Zestawienie wielkości przepływów w kulminacji i miar jakości modelu

Nr wezbrania	Przepływ			Wskaźniki $\frac{IUH\ Clark}{Gc\ IUH\ Clark}$			
	$Q_p$ obserwowany [m <sup>3</sup> ·s <sup>-1</sup> ]	$Q_p$ IUH Clark [m <sup>3</sup> ·s <sup>-1</sup> ]	$Q_p$ GcIUH Clark [m <sup>3</sup> ·s <sup>-1</sup> ]	E	PEP	PETP	PEV
1	92,8	92,825	79,63	$\frac{0,94}{0,90}$	$\frac{-0,03}{14,2}$	$\frac{12,5}{12,5}$	$\frac{-2,95}{-1,81}$
2	178	177,99	180,45	$\frac{0,78}{0,77}$	$\frac{0,003}{-1,38}$	$\frac{0,00}{0,00}$	$\frac{7,72}{7,72}$



Wykorzystano następujące wskaźniki jakości modeli: współczynnik efektywności Nasha i Sutcliffe'a (1970):

$$E = 1 - \frac{\sum_{i=1}^N [Q_{obs}(t) - Q_{sym}(t)]^2}{\sum_{i=1}^N [Q_{obs}(t) - \bar{Q}_{obs}(t)]^2} \quad (6)$$

gdzie:

$N$  – liczba rzędnych hydrogramu

$Q_{obs}(t)$  – przepływ w czasie  $t$  hydrogramu obserwowanego [m<sup>3</sup>·s<sup>-1</sup>],

$Q_{sym}(t)$  – przepływ w czasie  $t$  hydrogramu uzyskanego w czasie symulacji [m<sup>3</sup>·s<sup>-1</sup>],

$\bar{Q}_{obs}$  – średnia arytmetyczna przepływów na hydrogramie obserwowanym [m<sup>3</sup>·s<sup>-1</sup>].



procentowy błąd przepływu w kulminacji:

$$PEP = \left( 1 - \frac{Q_{sym}}{Q_{obs}} \right) 100 \quad (7)$$

gdzie:

$Q_{sym}$  – przepływ w kulminacji hydrogramu uzyskanego w czasie symulacji [m<sup>3</sup>·s<sup>-1</sup>],

$Q_{obs}$  – przepływ w kulminacji hydrogramu obserwowanego [m<sup>3</sup>·s<sup>-1</sup>].


procentowy błąd czasu do kulminacji:

$$PETP = \left( 1 - \frac{t_{p\ sym}}{t_{p\ obs}} \right) 100 \quad (8)$$

gdzie:

$t_{p, sym}$  – czas do kulminacji dla hydrogramu uzyskanego w czasie symulacji [h],

$t_{p, obs}$  – czas do kulminacji dla hydrogramu obserwowanego [h].

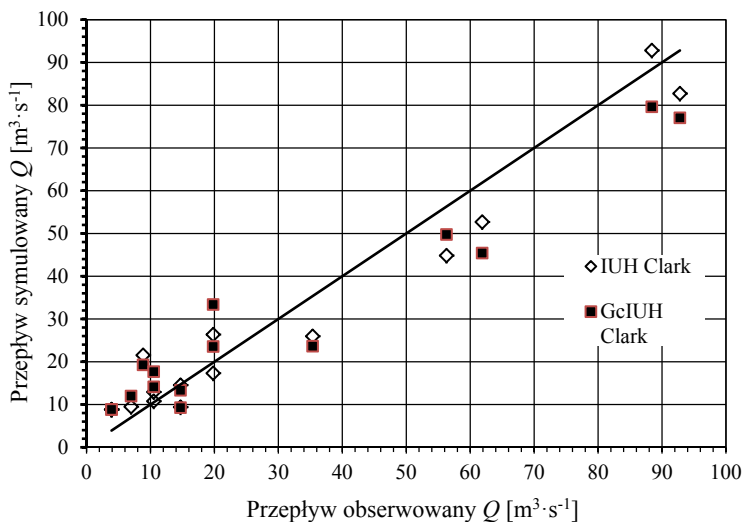
-  procentowy błąd objętości fali:

$$PEV = \left( 1 - \frac{V_{sym}}{V_{obs}} \right) 100 \quad (9)$$

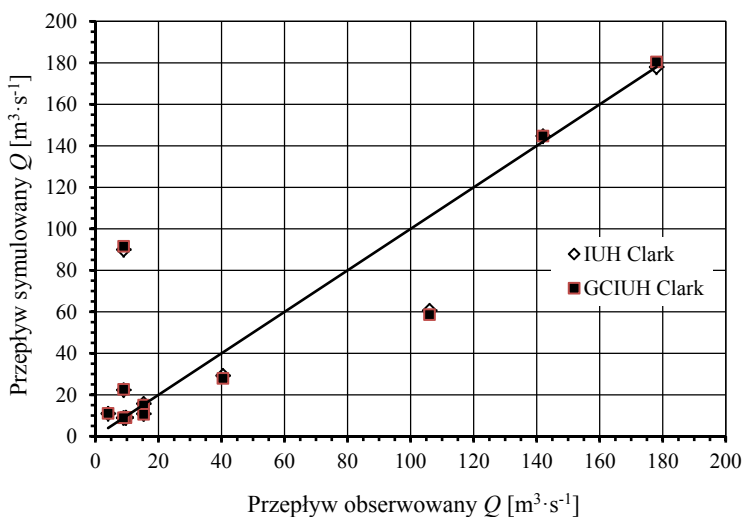
gdzie:

$V_{sym}$  – objętość hydrogramu uzyskanego w czasie symulacji [ $m^3$ ],

$V_{obs}$  – objętość hydrogramu obserwowanego [ $m^3$ ].



Rys. 5. Weryfikacja poprawności pracy modeli dla epizodu 1;  
linia prosta przedstawia model doskonały



Rys. 6. Weryfikacja poprawności pracy modeli dla epizodu 2;  
linia prosta przedstawia model doskonały



Analizy wykazały, że nieco lepszą jakość uzyskał klasyczny model Clarka, o czym świadczą wartości współczynnika efektywności  $E$ ,  $PEP$  oraz wyniki graficznej weryfikacji. W przypadku pozostałych dwóch miar jakości wyniki uzyskane dla obu modeli są niemal jednakowe, przy czym w przypadku  $PEV$  model GcIUH-Clark dla wezbrania 1 osiągnął większą wiarygodność. Oceniając przydatność analizowanych metod do opisu wezbrań opadowych w zlewni Stobnicy według kryteriów podanych przez Moriasiego i in. (2007) stwierdzono, że uzyskały one bardzo dobrą ocenę.

Podobne wnioski wynikają z badań prowadzonych przez Adiba i in. (2011) w zlewni Kasilii w Iranie, leżącej w zlewisku Morza Kaspijskiego. Jest to zlewnia góraska o powierzchni  $67,5 \text{ km}^2$ , charakteryzująca się wilgotnym klimatem. Według wspomnianych autorów wartości współczynnika efektywności  $E$  dla modelu GcIUH Clark wahały się od 0,71 do 0,89, a dla IUH Clark – od 0,06 do 0,89. Stwierdzono, że zarówno w przypadku cytowanych, jak i prezentowanych w pracy badań uzyskano podobną efektywność analizowanych modeli. Mimo że model GcIUH Clark w przedstawionych badaniach był nieznacznie mniej efektywny w stosunku do IUH Clark, to jednak jego zastosowanie jest możliwe do symulacji wezbrań w zlewniach przy braku pomiarów hydrometrycznych. Wynika to z tego, że parametry modelu są określane na podstawie przepływu kulminacyjnego, który zależy wyłącznie od charakterystyk geomorfoklimatycznych zlewni, a przez to nie wykorzystuje się przebiegu wezbrania, jak ma to miejsce w przypadku modelu IUH Clarka.

#### 4. WNIOSKI

Na podstawie przeprowadzonych analiz sformułowano następujące wnioski:

1. Modele oparte na chwilowym hydrogramie jednostkowym Clarka dobrze opisują wezbrania opadowe w zlewni wyżynnej.
2. Spośród analizowanych modeli wyższą efektywnością w opisie rzeczywistego wezbrania odznaczał się model IUH Clarka, w którym wartości współczynnika efektywności  $E$  wynosiły 0,98 i 0,78. Model GcIUH Clarka ma nieznacznie niższą ocenę (wartości współczynnika  $E$  wahały się od 0,77 do 0,9). Największe różnice obserwowane były w przypadku wskaźnika  $PEP$ , co wynikało z odmiennych zasad prowadzenia optymalizacji parametrów.
3. Wielkości parametrów analizowanych modeli wykazywały istotne różnice. W przypadku czasu koncentracji  $t_c$  wyniosły one ponad 30%, a w przypadku współczynnika retencji  $R$  – ponad 13% w zależności od zastosowanego hydrogramu.
4. Model GcIUH Clark może mieć zastosowanie do symulacji wezbrań w zlewniach niekontrolowanych, ponieważ parametry modelu są ustalane na podstawie przepływu kulminacyjnego, który zależy wyłącznie od charakterystyk geomorfoklimatycznych zlewni.

## USE OF THE MODIFIED CLARK'S INSTANTANEOUS UNIT HYDROGRAPH FOR SIMULATION OF RUNOFF

### Summary

The aim of the paper was to evaluate the possibility of use of a geomorphoclimatic instantaneous unit hydrograph based on Clark's model GcIUH-Clark for simulation of runoff. Results got from the model were compared with classical Clark's instantaneous unit hydrograph IUH Clark. The analysis was made for two rainfall-runoff episodes which were recorded in Godowa gauging station on Stobnica river. All simulations were made with use of HEC-HMS 3.4 application. The analysis showed usefulness of GcIUH Clark's model for simulation of runoff, but better results were got from classic IUH Clark's model. Because of the fact that GcIUH Clark parameters of catchment depend on geomorphoclimatic characteristics, this model could be used for flood simulation in ungauged catchments.

### BIBLIOGRAFIA

- Adib A., Salarijazi M., Vaghefi M., Mahmoodian-Shooshtari M., Akhondali A. M., 2010, *Comparison between GcIUH-Clark, GIUH-Nash, Clark-IUH, and Nash-IUH models*, Turkish Journal of Engineering and Environmental Sciences, 34, 91-103
- Adib A., Salarijazi M., Vaghefi M., Mahmoodian-Shooshtari M., Akhondali A. M., 2011, *Comparison between characteristics of Geomorphoclimatic Instantaneous Unit hydrograph be produced by GcIUH based Clark model and Clark IUH model*, Journal of Marine Science and Technology 19 (2), 201-209
- Bhunya P.K., Berndtsson R., Ojha C.S.P., Mishra S.K., 2007, *Suitability of gamma, Chi-square, Weibull and beta distributions as synthetic unit hydrographs*, Journal of Hydrology, 334, (1-2), 28-38, DOI: 10.1016/j.jhydrol.2006.09.022
- Clark C.O., 1945, *Storage and the unit hydrograph*, Trans ASCE, 110, 1419-1446
- Cleveland T.G., Thompson D.B., Xing F., Xin H., 2008, *Synthesis of Unit Hydrographs from a Digital Elevation Model*, Journal of Irrigation and Drainage Engineering, 134 (2), 212-221
- Gupta V.K., Waymire E., Wang C.T., 1980, *A representation of an Instantaneous Unit Hydrograph from geomorphology*, Water Resources Research, 16 (5), 855-862, DOI: 10.1029/WR016i005p00855
- Kondracki J., 2009, *Geografia regionalna Polski*, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa
- Kumar R., Chatterjee C., Lohani A.K., Kumar S., Singh R.D., 2002, *Sensitivity analysis of the GIUH based Clark model for a catchment*, Water Resources Management, 16 (4), 63-278
- Kumar A., Kumar D., 2008, *Predicting Direct Runoff from Hilly Watershed Using Geomorphology and Stream-Order-Law Ratios: Case Study*, Journal of Hydrologic Engineering, 13 (7), 570-576, DOI: 10.1061/(ASCE)1084-0699(2008)13:7(570)
- Hydrologic Modelling System HEC-HMS*, 2009, User's Manual, US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center.
- Moriassi D.N., Arnold J.G., van Liew M.W., Bingner R.L., Harmel R.D., Veith T.L., 2007, *Model evaluation guidelines for systematic quantification of accuracy in watershed simulations*, American Society of Agricultural and Biological Engineers, 50 (3), 885-900
- Nash J.E., Sutcliffe J.V., 1970, *River flow forecasting through conceptual models, Part-I: a discussion of principles*, Journal of Hydrology (Amst), 10 (3), 282-290, DOI: 10.1016/0022-1694(70)90255-6
- Pociask-Karteczka J., 2006, *Zlewnia, właściwości i procesy*, Wyd. Uniwersytetu Jagiellońskiego, Kraków

- Rodríguez-Iturbe I., Gonzales-Sanabria M., Camano G., 1982, *On the climatic dependence of the IUH: a rainfall-runoff theory of the Nash model and the geomorphic climatic theory*, Water Resources Research, 18 (4), 887-903
- Rodríguez-Iturbe I., Valdés J.B., 1979, *The geomorphologic structure of hydrology response*, Water Resources Research, 15 (6), 1409-1420, DOI: 10.1029/WR015i006p01409
- Sahoo B., Chatterjee C., Raghuvanshi N.S., Singh, R., 2006, *Flood estimation by GIUH-based Clark and Nash models*, Journal of Hydrologic Engineering, ASCE, 11 (6), 515-525
- Sorman A.U., 1995, *Estimation of Peak Discharge Using GIUH Model in Saudi Arabia*, Journal of Water Resources Planning and Management, 121 (4), 287-293, DOI: 10.1061/(ASCE)0733-9496(1995)121:4(287)
- Wałęga A., Cupak A., Krzanowski S., Paluszkiewicz B., Będkowski M., 2009, *Określenie zagrożenia powodziowego w zlewni Wisłoka. Etap III. Przeprowadzenie obliczeń hydrologicznych i hydraulicznych. Obliczenia hydrologiczne*, Maszynopis UR w Krakowie
- Vanova V., Langhammer J., 2011, *Modelling the impact of land cover changes on flood mitigation in the upper Luznice basin*, Journal of Hydrology and Hydromechanics, 59, 262-274
- Yen B.C., Lee, K.T., 1997, *Unit Hydrograph Derivation for Ungauged Watersheds by Stream-Order Laws*, Journal of Hydrologic Engineering, 2, 1-9



**Edyta DROŹDŹAL, Michał PIÓRECKI, Radosław RADOŃ**

Regionalny Zarząd Gospodarki Wodnej w Krakowie

**Andrzej WAŁĘGA**

Uniwersytet Rolniczy w Krakowie  
Wydział Inżynierii Środowiska i Geodezji

**WYBRANE PROBLEMY ZWIĄZANE  
Z MODELOWANIEM ODPLYWU ZE ZLEWNI  
NIEKONTROLOWANYCH W ASPEKTCIE  
PROJEKTOWANIA STREF ZAGROŻENIA  
POWODZIOWEGO**

**1. WPROWADZENIE**

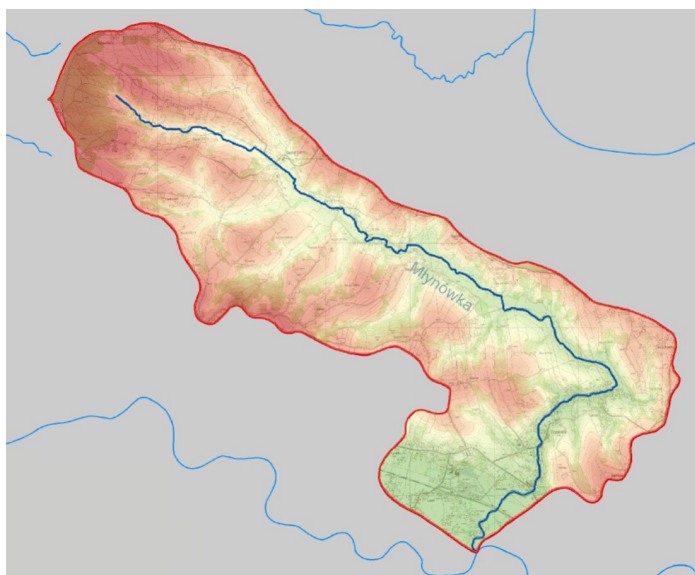
Na etapie sporządzania map zagrożenia powodziowego jednym z podstawowych zagadnień jest opracowanie danych hydrologicznych. Określają one warunki brzegowe w modelach hydraulicznych i decydują o poprawności wyznaczonych zasięgów stref zalewowych. W sytuacji gdy ciek, który objęty będzie modelowaniem, jest niekontrolowany konieczne przepływy maksymalne  $Q_{max}$  ustalane są metodami pośrednimi za pomocą analogii hydrologicznej (interpolacji, ekstrapolacji lub zlewni różnicowej), wzorów empirycznych (w postaci regionalnych równań regresji) i modeli typu opad-odpływ. Te ostatnie są zalecane w *Handbook...* (2007) do określania zarówno wartości przepływów maksymalnych, jak i kształtów typowych fal wezbraniowych. W przypadku zlewni niekontrolowanych należy wykazać szczególną ostrożność w trakcie prowadzenia obliczeń, gdyż nie ma poziomu odniesienia uzyskanych wyników do rzeczywistych obserwacji. Ten problem dotyczy także modeli hydrologicznych zlewni, które często wymagają wprowadzenia wielu parametrów wejściowych, a przy tym wykazują zróżnicowaną wrażliwość na zmianę ich wielkości (Kamali 2009; Wałęga i in. 2011). Analiza

wrażliwości modelu służy ocenie wpływu zmiany wartości parametrów modelu na uzyskane wartości wyjściowe (Sung-Mm, Myung 2001). Ponadto pozwala ona na wskazanie hierarchii parametrów modelu, które w największym stopniu wpływają na końcowy wynik.

W artykule przedstawiono wybrane problemy modelowania hydrologicznego i ocenę ich wpływu na końcowy wynik przy użyciu analizy wrażliwości. Prześledzono rolę dwóch czynników uwzględnianych w modelowaniu odpływu powierzchniowego – kształtu syntetycznego hietogramu opadu i czasu reakcji zlewni na opad.

## 2. OBSZAR BADAŃ I METODYKA

Badania przeprowadzono w zlewni potoku Młynówka, lewobrzeżnego dopływu Ropy (rys. 1). Powierzchnia zlewni wynosi 18,03 km<sup>2</sup>, długość cieków głównego – 11,5 km, średni spadek zlewni – 1,26%. W zlewni dominują gleby średnio przepuszczalne, pokrycie terenu stanowią grunty orne.



Rys. 1. Zlewnia Młynówki

Obliczenia wykonano z wykorzystaniem modelu NRCS-UH opracowanego przez Amerykańską Służbę Ochrony Gleb (*Soil Conservation Service*). Podstawą opracowania modelu były liczne hydrogramy jednostkowe uzyskane dla zlewni o różnej charakterystyce i lokalizacji. Hydrogram jednostkowy uproszczono i przedstawiono w kształcie trójkątnym. Przyjęto, że 37,5% (lub 3/8) objętości hydrogramu jednostkowego ma część wznoszącą, a pozostałe 62,5% (lub 5/8) – część opadająca (Fang i in. 2005). Przepływ kulminacyjny opisany jest zależnością:

$$q_p = \frac{c \cdot A \cdot H}{t_p} \quad (1)$$

gdzie:

$c$  – współczynnik przeliczeniowy ( $c = 0,208$ ),

$A$  – powierzchnia zlewni [ $\text{km}^2$ ],

$t_p$  – czas wznoszenia fali wezbraniowej [h],

$H$  – jednostkowy opad efektywny [mm].

Czas wznoszenia fali obliczono ze wzoru:

$$t_p = \frac{D}{2} + t_{lag} \quad (2)$$

gdzie:

$D$  – czas trwania opadu efektywnego [h],

$t_{lag}$  – czas opóźnienia [h].

Czas opóźnienia w niniejszych badaniach został obliczony z równania:

$$t_{lag} = \frac{(3280 L)^{0,8} \cdot \left( \frac{1000}{CN} - 9 \right)^{0,7}}{1900 \sqrt{i}} \quad (3)$$

gdzie:

$L$  – maksymalna długość zlewni [km],

$CN$  – nr krzywej,

$i$  – nachylenie zlewni [%].

Przeanalizowano dwa aspekty związane z modelowaniem odpływu ze zlewni. Po pierwsze oceniono wpływ metody wyznaczenia hietogramu opadu na wielkość parametrów fali wezbraniowej oraz wrażliwość modelu NRCS-UH na zmianę parametru  $CN$  i czasu opóźnienia  $t_{lag}$ , reprezentującego reakcję zlewni na opad. Do opisu hietogramu opadu wykorzystano następujące metody: Kupczyk i Suligowskiego (1997) – proponowane dla obszarów górskich, DVWK (1985) oraz opartą na rozkładzie beta (Więzik 2010). W tym ostatnim przypadku kształt hietogramu opadu został ustalony metodą symulacyjną, polegającą na takiej zmianie parametrów rozkładu, aby obliczony przepływ w kulminacji w oparciu na modelu NRCS-UH był zbliżony do bazowego. Jako bazowy przyjęto przepływ obliczony metodą Stachy i Fal (1986), zwaną powszechnie formułą opadową. Przyjęto ostatecznie tę metodę z uwagi na wielkość powierzchni zlewni i na jej zagospodarowanie. Wszystkie obliczenia prowadzono dla przepływu o prawdopodobieństwie przewyższenia  $p = 1\%$ .

Drugim etapem analizy była ocena wrażliwości modelu na zmiany parametrów związanych z czasem reakcji zlewni. W modelu NRCS-UH czas reakcji zlewni jest utożsamiany z czasem opóźnienia, który jest definiowany jako różnica między geometrycznym środkiem ciężkości hietogramu opadu efektywnego a przepływem w kulminacji hydrogramu jednostkowego (Barszcz i in. 2006).

Wrażliwość modelu na zmiany parametrów związanych z czasem reakcji określono za pomocą współczynnika elastyczności. Elastyczność to wskaźnik procentowej zmiany charakterystyki wyjściowej z modelu w stosunku do zmiany parametru wejściowego. Jeżeli wartość współczynnika elastyczności jest równa lub większa od 1, to model jest elastyczny, czyli zmiana parametru wejściowego powoduje istotną zmianę wartości wyjściowych. Analiza elastyczności została przeprowadzona w dwóch etapach. W pierwszym badano wpływ parametru  $CN$  na czas opóźnienia. Wartość współczynnika elastyczności w tym przypadku określono z zależności:

$$e_{t_{lag}-CN} = \frac{\partial(t_{lag})}{\partial(CN)} \cdot \frac{CN_{sr}}{t_{lag}(CN_{sr})} \quad (4)$$

W drugim etapie określano wrażliwość modelu NRCS-UH, na podstawie obliczonych przepływów w kulminacji, na zmiany parametru  $t_{lag}$  (przy założeniu wartości stałej  $CN$ ) ze wzoru:

$$e_{Q_{max}-t_{lag}} = \frac{\partial(Q_{max})}{\partial(t_{lag})} \cdot \frac{t_{lag_{sr}}}{Q_{max}(t_{lag_{sr}})} \quad (5)$$

Finalnie określono globalną elastyczność modelu NRCS-UH, a więc wpływ parametru  $CN$  i  $t_{lag}$  na wielkość przepływów w kulminacji ze wzoru:

$$e_{Q_{max}-CN,t_{lag}} = \left[ \frac{\partial(Q_{max})}{\partial(t_{lag})} \cdot \frac{t_{lag_{sr}}}{Q_{max}(t_{lag_{sr}})} \right] \cdot \left[ \frac{\partial(t_{lag})}{\partial(CN)} \cdot \frac{CN_{sr}}{t_{lag}(CN_{sr})} \right] \quad (6)$$

Analiza elastyczności polegała na przyjmowaniu wartości  $CN$  i  $t_{lag}$  z przedziału od  $\pm 20\%$  wartości wyjściowej z krokiem  $10\%$ . Wartością wyjściową parametru  $CN$  była wartość średnia ważona równa  $75,82$ , określona na podstawie pokrycia terenu, grup glebowych i warunków hydrologicznych, natomiast wartością wyjściową czasu opóźnienia był czas równy  $357$  min, określony dla  $CN$  średniego oraz ustalonych z numerycznego modelu terenu spadku zlewni i długości drogi spływu. Wszystkie obliczenia symulacyjne wykonano w programie HEC-HMS 3.4 (*Hydrologic... 2009*).

### 3. WYNIKI I DYSKUSJA

Niezwykle istotny wpływ na obliczone modelem matematycznym przepływy ma postać hietogramu opadu. Problem ten występuje zwłaszcza w sytuacji obliczania tzw. fal hipotetycznych i przepływów o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia, gdzie należy przyjąć rozkład opadu w czasie. Syntetyczne hietogramy opadu określa się wieloma metodami, które są zalecane do stosowania w danych warunkach klimatycznych. Przykładem mogą być syntetyczne hietogra-



my stosowane w Wielkiej Brytanii (Butler, Davies 2011), krzywe SCS rekomendowane w Stanach Zjednoczonych (*Application...* 2005; Ponce 1989) czy krzywe według DVWK (1985). W Polsce jako jedną z nowszych metod do wyznaczenia syntetycznych hietogramów można wskazać metodę opracowaną przez Kupczyk i Suligowskiego (1997), a ostatnio – propozycję metodyki opartej na rozkładzie beta. Wpływ hietogramu opadu na parametry fal wezbraniowych uzyskanych z modelu opad-odpływ przedstawiono na rys. 2-4 oraz tablicy 1. W obliczeniach jako parametry modelu NRCS-UH przyjmowano wartości uzyskane z analizy pokrycia zlewni i numerycznego modelu terenu.

Hietogram opadu dla rejonu górskiego, według Kupczyk i Suligowskiego, charakteryzuje się trzema wyraźnymi obszarami – niewielkimi natężeniami na początku zjawiska, długim okresem stałych natężeń maksymalnych i najniższymi natężeniami pod koniec epizodu.

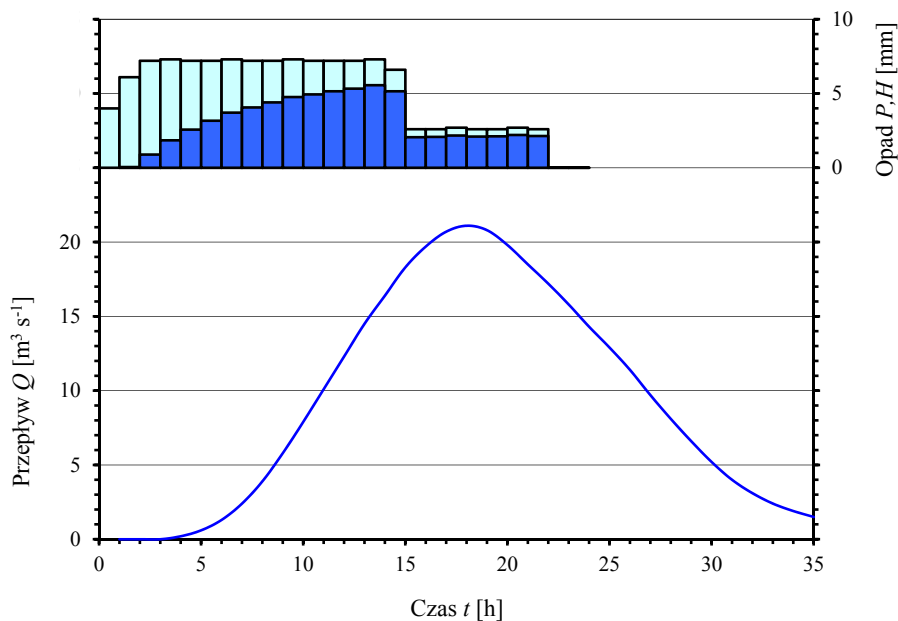
Taki przebieg hietogramu o czasie 24 godz. wynika z typów genetycznych opadów. Dla takiego opadu czas trwania hydrogramu odpływu wynosi 31 godz., a fala ma kształt zbliżony do symetrycznego. Maksymalne natężenie opadu całkowitego osiągnięte zostaje po 3 godz. od początku epizodu, a efektywnego po 13 godz. od początku odpływu. Średnie natężenie opadu efektywnego wyniosło  $3,7 \text{ mm} \cdot \text{h}^{-1}$ , przy czasie trwania równym 21 godz., a przepływ w kulminacji –  $24,9 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  (rys. 2, tablica 1). Inne założenia obowiązują przy konstruowaniu hietogramu opadu według DVWK. Jako rozkład intensywności opadu miarodajnego przyjmuje się deszcz z maksymalnym natężeniem w środku. Zgodnie z zasadami, przez pierwsze 30% czasu trwania opad osiągnie 20% swojej wysokości. Dokładnie w połowie czasu trwania pojawi się 70%, a pozostałe 30% całkowitego opadu wystąpi w drugiej części.

Dla hietogramu opadu według DVWK czas trwania hydrogramu odpływu wynosi 31 godz., a fala ma wyraźny kształt asymetryczny (czas do kulminacji wynosi 12 godz. a czas opadania 19 godz. – rys. 3). Maksymalne natężenie opadu całkowitego występuje po 9 godz. od początku epizodu, a efektywnego – po 7 godz. od momentu wystąpienia odpływu. Średnie natężenie opadu efektywnego wyniosło  $3,7 \text{ mm} \cdot \text{h}^{-1}$ , przy czasie trwania opadu efektywnego równym, podobnie jak w poprzednim przypadku, 21 godz. Przepływ w kulminacji osiągnął  $27,5 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  (tablica 1).

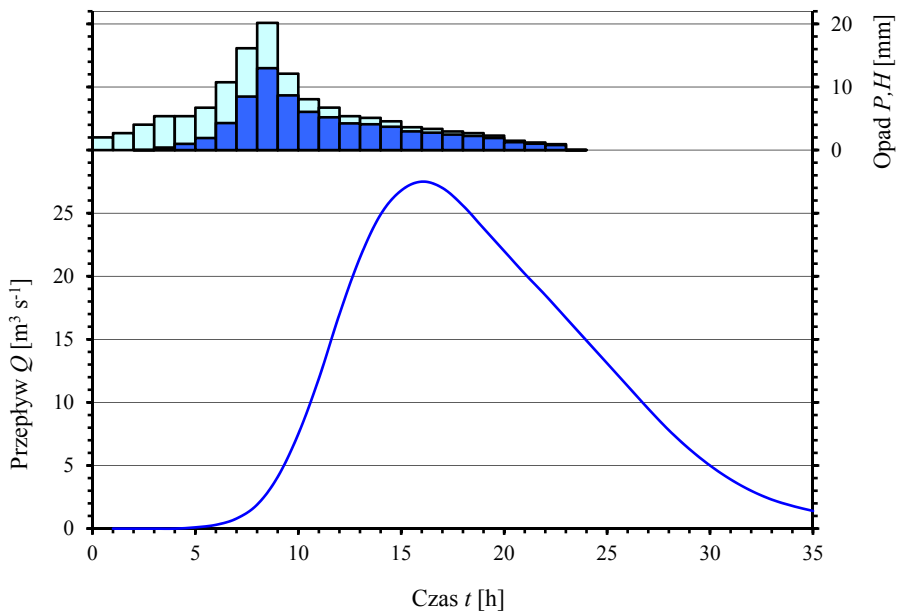
Tablica 1

**Parametry obliczonych fal o prawdopodobieństwie przewyższenia 1% dla różnych hietogramów opadu**

Parametr fali	Hietogram opadu obliczony metodą		
	Kupczyk i Suligowskiego	DVWK	zkładu beta
Przepływ w kulminacji [ $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ ]	24,9	27,5	21,0
Czas do kulminacji [h]	17	12	19
Objętość fali [tys. $\text{m}^3$ ]	1,3323	1,3599	1,3468

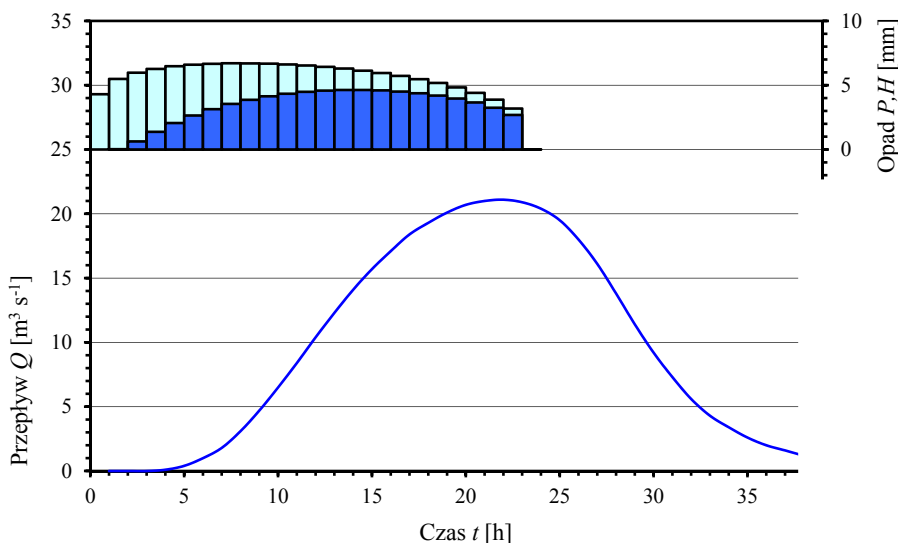


Rys. 2. Hietogram opadu całkowitego i efektywnego według Kupeczyk i Suligowskiego oraz hydrogram odpływu bezpośredniego ze zlewni Młynówki



Rys. 3. Hietogram opadu całkowitego i efektywnego według DVWK oraz hydrogram odpływu bezpośredniego ze zlewni Młynówki

W przypadku trzeciej metody przyjęto nieco odmienne założenia przy ustaleniu kształtu hietogramu opadu. Opisany jest on rozkładem beta, a czas wystąpienia maksymalnego natężenia opadu jest poszukiwany drogą prób poprzez szereg symulacji aż do momentu uzyskania zbliżonych wartości przepływu w kulminacji, z przepływem maksymalnym obliczonym odpowiednio z formuły empirycznej dla danej zlewni. Taka procedura jest opisana w *Metodyce obliczania przepływów i opadów maksymalnych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia dla zlewni kontrolowanych i niekontrolowanych oraz identyfikacji modeli transformacji opadu w odpływ* opracowanej przez Stowarzyszenie Hydrologów Polskich (2009). W tym przypadku, z uwagi na wielkość zlewni, jako formułę opadową do obliczania przepływów maksymalnych prawdopodobnych przyjęto wzór Stachy i Fal. Obliczony formułą opadową przepływ  $Q_{max1\%}$  wyniósł  $21,0 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ . Po wybraniu szeregu symulacji określono przebieg hietogramu opadu przy użyciu rozkładu beta (rys. 4). Wartości parametrów rozkładu wyniosły:  $\alpha = 1,15$ ,  $\beta = 1,60$ .

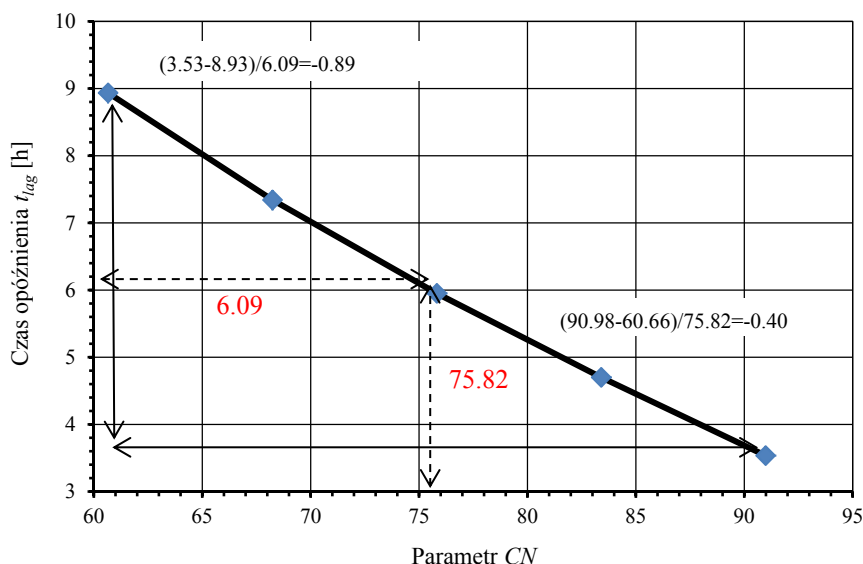


Rys. 4. Hietogram opadu całkowitego i efektywnego według rozkładu beta oraz hydrogram odpływu bezpośredniego ze zlewni Młynówki

Dla trzeciego przypadku czas trwania hydrogramu odpływu wynosi 36 godz., a fala ma wyraźny kształt zbliżony do symetrycznego (podobnie jak w pierwszym przypadku – rys. 4). Maksymalne natężenie opadu całkowitego występuje po 8 godz. od początku epizodu, a efektywnego – po 14 godz. od początku odpływu. Średnie natężenie opadu efektywnego i czas trwania były podobne jak w poprzednich przypadkach. Zbiorcze zestawienie parametrów fal przedstawiono w tabelicy 1. Wynika z niej, że po wprowadzeniu do modelu hietogramu opadu całkowitego według Kupczyk i Suligowskiego oraz DVWK

wielkości przepływów w kulminacjach nie różnią się znacznie (różnica wynosi 10%). Przepływ  $Q_{max1\%}$  obliczony trzecią metodą najbardziej odbiega od pozostałych ale jest to determinowane odmiennym podejściem metodycznym – wielkość przepływu jest zależna od metody empirycznej jego wyznaczania, a modelowanie hydrologiczne służy tylko do wyznaczania kształtu hydrogramu odpływu. Największe różnice w hydrogramach występują w czasie do kulminacji. Najkrótszy czas do kulminacji, wynoszący 12 godz., uzyskano przy zastosowaniu hietogramu według DVWK. Objętości fal w każdej metodzie były podobne.

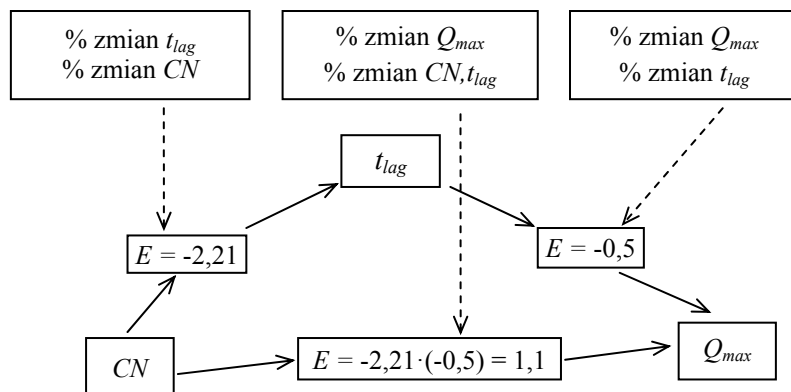
Drugim celem pracy była ocena wrażliwości modelu NRSC-UH na zmianę parametrów wejściowych związanych z czasem reakcji na opad. W pierwszym etapie analizowano wpływ parametru  $CN$  na czas opóźnienia. Wyniki przedstawione na rys. 5 pokazują, że wraz ze wzrostem parametru  $CN$ , a więc zmniejszeniem opadu, który zostaje zatrzymany w zlewni, zmniejsza się czas opóźnienia. Obliczony wzorem (4) współczynnik elastyczności jest równy  $-2,21$ . Świadczy to o tym, że czas opóźnienia jest bardzo wrażliwy na zmiany parametru  $CN$ . Z matematycznego punktu widzenia jest to zrozumiała zależność, gdyż w równaniu (3) parametr  $CN$  stanowi jedną z trzech zmiennych niezależnych.



Rys. 5. Zależność między parametrem  $CN$  a czasem opóźnienia  $t_{lag}$

W drugim etapie analizowano wpływ czasu opóźnienia na wielkość przepływów w kulminacji uzyskanych z modelu NRSC-UH. Na etapie obliczeń przyjęto rozkład opadu według DVWK. Obliczenia przeprowadzone wzorem (5) wykazały, że model NRSC-UH nie jest wrażliwy na zmianę parametru  $t_{lag}$  – określony współczynnik elastyczności jest równy  $-0,50$ . Stwierdzono także, że wraz ze wzrostem czasu opóźnienia zmniejsza się wielkość  $Q_{max}$ . Zależność tę można tłumaczyć tym,

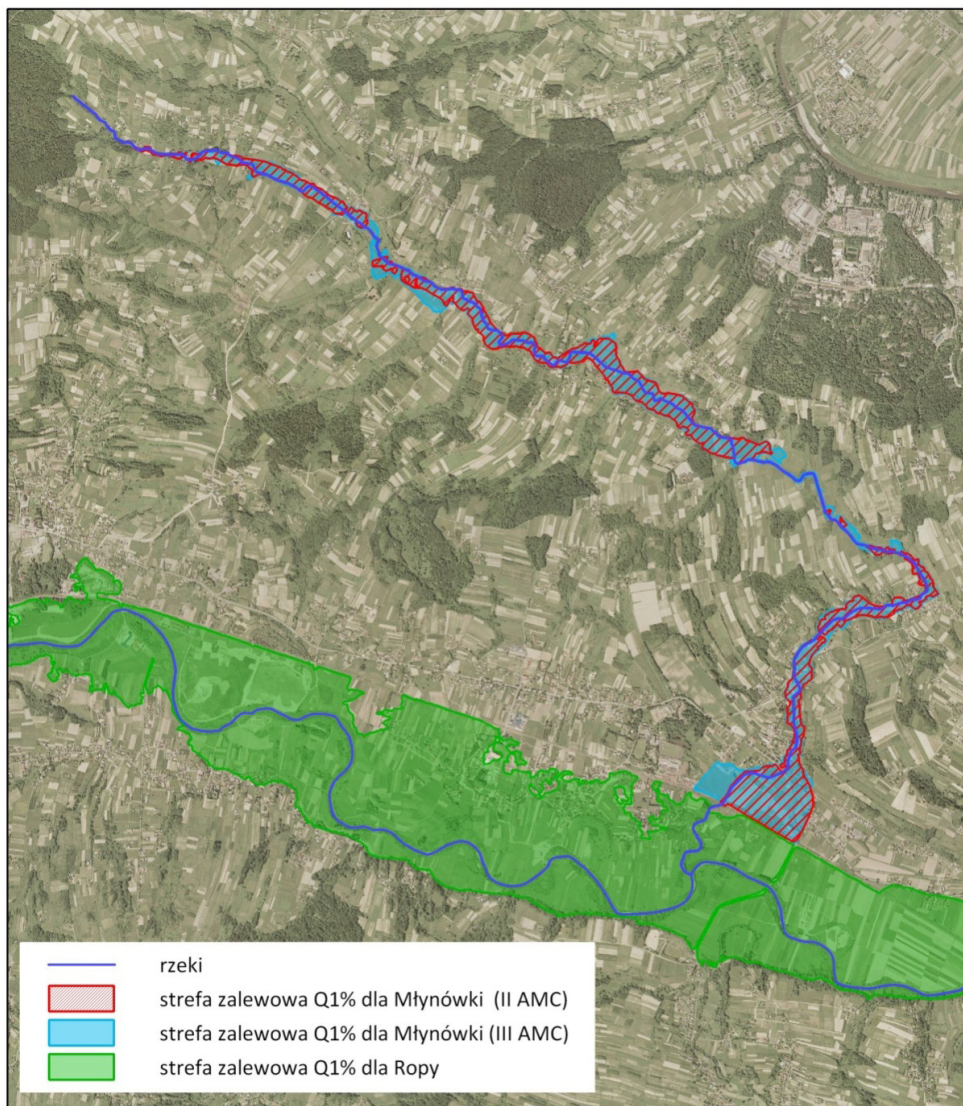
że wzrost czasu opóźnienia powoduje wydłużenie reakcji zlewni na opad poprzez wolniejszy spływ powierzchniowy z uwagi np. na zwiększoną retencję zlewni (wzrost udziału terenów przepuszczalnych, mniejsze spadki terenu). To z kolei będzie wpływać na zmniejszenie przepływu w kulminacji. Wzrost czasu opóźnienia powoduje zwiększenie czasu do kulminacji  $t_p$ , co z kolei wpływa na obniżenie przepływu w kulminacji. W ostatnim punkcie obliczeń określono całkowity wpływ parametru  $CN$  oraz  $t_{lag}$  na wielkość przepływów obliczonych z modelu NRCS-UH. Schemat prowadzenia obliczeń przedstawiono na rys. 6.



Rys. 6. Diagram współczynnika elastyczności

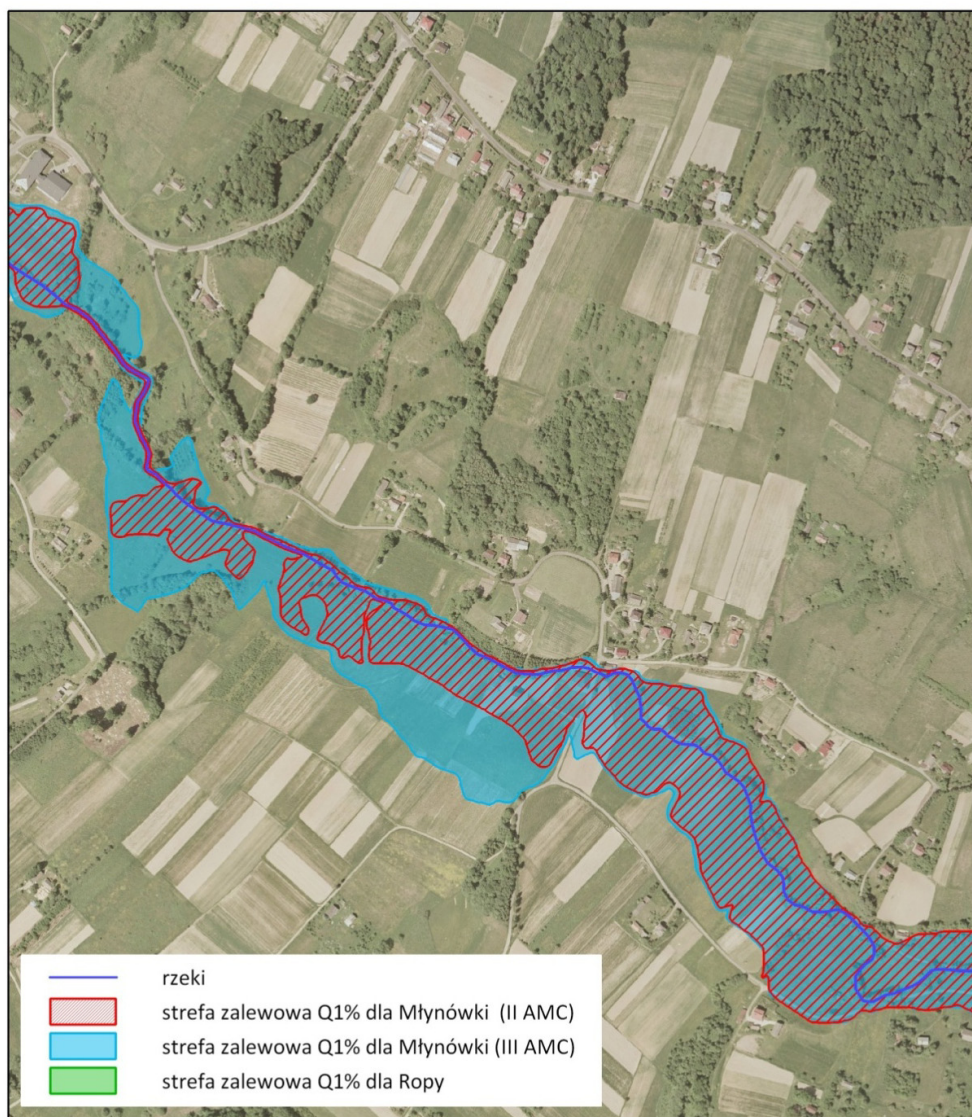
Obliczenia wykazały, że model NRCS-UH jest wrażliwy na zmiany parametru  $CN$  – współczynnik elastyczności równa się 1,1. Parametr  $CN$  decyduje również o wielkości opadu efektywnego w zlewni, co bezpośrednio przekłada się na wartości  $Q_{max}$ . Stwierdzono, że wzrost o 1% parametru  $CN$  prowadzi do zwiększenia o 1,1% przepływów  $Q_{max}$ . Podobne wyniki uzyskali Maidment i Hoogerwerf (2002), analizując wpływ parametrów, takich jak spadek zlewni, powierzchnia zlewni, długość drogi spływu i parametru  $CN$  na czas opóźnienia i przepływ kulminacyjny w wybranych zlewniach w stanie Teksas. Według wspomnianych autorów wzrost o 1% parametru  $CN$  i powierzchni zlewni zwiększa przepływ kulminacyjny określony z modelu o około 1%, wzrost długości drogi spływu o 1% zwiększa  $Q_{max}$  o 0,22%, a wzrost spadku zlewni o 1% zwiększa  $Q_{max}$  zaledwie o 0,14%.

Wynika stąd, że projektanci wykorzystujący w obliczeniach hydrologicznych modele opad-odpływ powinni bardzo starannie określać wartości parametrów wejściowych (zwłaszcza parametru  $CN$ ), gdyż odgrywają one istotną rolę w wartościach przepływów maksymalnych. Wartości parametru  $CN$  mogą pośrednio wpłynąć na wielkości stref zalewowych, które zostały określone w obliczeniach hydrologicznych z wykorzystaniem modeli matematycznych. Przykład wpływu parametru  $CN$  na wielkość stref zalewowych w zlewni Młynówki przedstawiono na rys. 7 i 8.



Rys. 7. Zróżnicowanie zasięgu strefy zalewowej dla wody  $Q_{1\%}$  na potoku Młynówka w zależności od przyjętych danych hydrologicznych





Rys. 8 Zróżnicowanie zasięgu strefy zalewowej dla wody  $Q_{1\%}$  na potoku Młynówka w zależności od przyjętych danych hydrologicznych (powiększenie)

Obliczenia przeprowadzono w dwóch wariantach. W pierwszym przyjęto wartość parametru  $CN$  odpowiadającą II poziomowi uwilgotnienia zlewni (warunkom normalnym), a w drugim – III poziomowi (podłoże uwilgotnione). Warunki normalne uwilgotnienia podłoża są zalecane w *Metodyce obliczania...* (2009) do symulacji wezbrań w zlewniach niekontrolowanych. Strefy zalewowe w dolinie potoku Młynówka wyznaczono na podstawie wyników symulacji w modelu hydraulicznym, które bazowały na obliczonych wcześniej danych

hydrologicznych. Podstawą do wykreślenia stref były informacje o rzędnych zwierciadła wody, pochodzące z wyników modelowania hydraulicznego, przetworzone do postaci tzw. numerycznego modelu powierzchni wody (NMPW) oraz sam numeryczny model terenu (NMT). Linia stanowiąca maksymalną obwiednię strefy zalewowej powstała wskutek przecięcia NMPW i NMT. Na rys. 7 i 8 pokazano zasięg strefy zalewowej dla przepływu o prawdopodobieństwie przewyższenia  $p = 1\%$  (woda  $Q_{1\%}$ ), wyznaczony w dolinie Młynówki, który wykazuje istotne zróżnicowanie w zależności od przyjętych parametrów hydrologicznych mających wpływ na wielkość opadu efektywnego. Zasięg strefy zalewowej dla przypadku II stopnia uwilgotnienia (II AMC) jest wyraźnie mniejszy niż w przypadku przyjęcia III stopnia (III AMC). Przekłada się to na ok. 20% różnicę w powierzchniach stref zalewowych (powierzchnia strefy dla II AMC wynosiła  $0,88 \text{ km}^2$ , a dla III AMC –  $1,08 \text{ km}^2$ ). Może to mieć ważne znaczenie przy określaniu przez władze samorządowe ograniczeń w zakresie zabudowy na terenach zalewowych. Dlatego też tak istotne jest właściwe, świadome podejście do określania wejściowych danych hydrologicznych, stanowiących podstawę do wyznaczania zasięgów stref zagrożenia powodziowego.

#### 4. WNIOSKI

Na podstawie przeprowadzonych badań i obliczeń można sformułować następujące wnioski:

1. Modele hydrologiczne mogą być wykorzystywane do określania charakterystyk hydrologicznych w zlewniach niekontrolowanych, lecz należy mieć na uwadze, że są one wrażliwe na wielkość parametrów wejściowych.
2. Istotny wpływ na parametry fali wezbraniowej, uzyskane z modeli hydrologicznych, ma kształt hietogramu opadu. W przeprowadzonych badaniach największy przepływ w kulminacji uzyskano, gdy hietogram opadu przyjęto według zaleceń DWVK. Jest to następstwo sytuacji, kiedy największa część opadu całkowitego występuje w pierwszych godzinach jego trwania, co powoduje szybkie wyczerpanie początkowej retencji. W konsekwencji pozostała część opadu już nie ma możliwości zatrzymania się w zlewni i tworzy się spływ powierzchniowy. Mniejsze kulminacje i znacznie łagodniejszy przebieg wezbrań jest widoczny przy stosowaniu hietogramów z bardziej symetrycznym przebiegiem opadów.
3. Model NRSC-UH jest wrażliwy na zmiany parametru  $CN$  decydującego o możliwości tworzenia się spływu powierzchniowego. Wzrost o 1% parametru  $CN$  prowadzi do zwiększenia przepływów  $Q_{max}$  o 1,1%. Mniejszy wpływ na wartości wyjściowe ma czas opóźnienia. Należy z dużą dokładnością określić wartości najistotniejszych parametrów modeli hydrologicznych, ponieważ może to doprowadzić do błędnie obliczonych wartości przepływów, a w konsekwencji wpłynąć na wielkość wyznaczonych stref zalewowych i tym samym na planowanie przestrzenne.



## SOME PROBLEMS OF HYDROLOGY MODELLING OF OUTFLOW FROM UNGAUGED CATCHMENTS WITH ASPECTS OF FLOOD MAPS DESIGN

### Summary

The article assesses the impact of rainfall hyetograph shape and reaction time of the catchment on flow from the NRCS-UH model. Calculations were performed on the example of Młynówka catchment - left tributary of the Ropa river with area of 18,03 km<sup>2</sup>. To describe the precipitation method there were used: the Kupczyk and Suligowskiego method, hyetograph recommendations by DVWK and beta distribution. The sensitivity of the model NRCS-UH for the input parameters were performed using the coefficient of elasticity. The analysis showed that rainfall hyetograph influences the floodwave. In this study it was found that the largest peak flow obtained when DWVK rainfall hyetograph was use. NRSC-UH model is sensitive to changes in parameter CN – an increase of 1% CN parameter leads to an increased  $Q_{max}$  discharge by 1,1%. Less impact on the output values of the model plays a lag time.

### BIBLIOGRAFIA

- Application of Hydrologic Methods in Maryland, 2005, State Highway Administration.
- Barszcz M., Banasik K., Tönsmann F., 2006, *Estimation of lag times of rainfall events for three small river basins*, Electronic Journal of Polish Agricultural Universities, Environmental Development, 9 (2)
- Butler D., Davies J.W., 2011, *Urban drainage*, third edition, Spon Press, London and New York
- DVWK, 1985, *Niederschlag – Starkegenauswertung nach Wiederkehrzeit und Dauer*, Regeln 124, Verlag Paul Parey, Hamburg
- Fang X., Prakash K., Cleveland T., Thompson D., Pradhan P., 2005, *Revisit of NRCS Unit Hydrograph Procedures*, Proc. of the ASCE Texas Section Spring, Austin
- Handbook on good practices for Flood mapping in Europe, 2007, EXIMAP
- Hydrologic Modelling System HEC-HMS. User's Manual, 2009, US Army Corps of Engineers, Hydrologic Engineering Center
- Kamali M., 2009, *Calibration of Hydrologic Models Using Distributed Surrogate Model Optimization Techniques: A WATCLASS Case Study*, Doctors work, University of Waterloo, Ontario, Canada
- Kupczyk E., Suligowski R., 1997, *Statystyczny opis struktury opadów atmosferycznych jako elementu wejścia do modeli hydrologicznych*, [w:] Produkcja opadów i wezbrań o zadanym czasie powtarzalności, U. Soczyńska (red.), Wydawnictwa Uniwersytetu Warszawskiego, 21-86
- Maidment D.W., Hoogerwerf T.N., 2002, *Parameter Sensitivity in Hydrologic Modeling*, Technical Report, The University of Texas at Austin
- 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
- Ponce V.M., 1989, *Engineering Hydrology: Principles and Practices*, Prentice Hall, Upper Saddle River, New Jersey
- Stachý J., Fal B., 1986, *Zasady obliczania maksymalnych przepływów prawdopodobnych*, Prace Instytutu Badawczego Dróg i Mostów, 3-4
- Sung-Mm Cho, Myung Woo Lee, 2001, *Sensitivity considerations when modeling hydrologic processes with digital elevation model*, Journal of the American Water Resources Association, 37 (4), 931-934

- Wałęga A., Cupak A., Miernik W., 2011, *Wpływ parametrów wejściowych na wielkość przepływów maksymalnych uzyskanych z modelu NRCS-UH*, Infrastruktura i Ekologia Terenów Wiejskich, 7, 83-97, 85-95
- Więzik B., 2010, *Przepływy maksymalne roczne o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia w małych zlewniach niekontrolowanych*, t. 1, [w:] Hydrologia w inżynierii i gospodarce wodnej, B. Więzik (red.), Monografie Komitetu Inżynierii Środowiska PAN, 68, 153-165

**Michał SZYDŁOWSKI, Piotr ZIMA**

Politechnika Gdańska  
Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska

**ZASTOSOWANIE MODELU OPAD-ODPŁYW  
DO OSZACOWANIA SPŁYWU WÓD OPADOWYCH  
Z GÓRNEJ CZĘŚCI ZLEWNI POTOKU STRZYŻA  
W GDAŃSKU POPRZEDZAJĄCEGO AWARIĘ  
ZBIORNIKA NOWIEC II**

**1. WSTĘP**

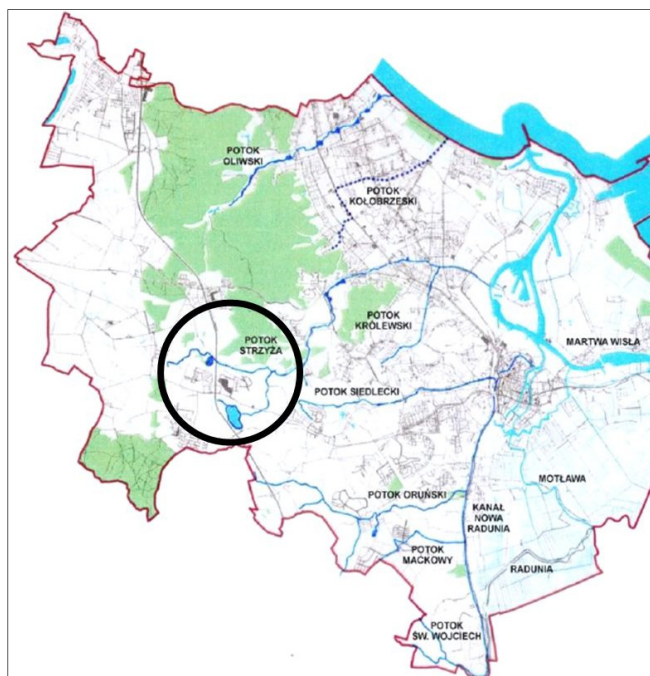
Bezpośrednią przyczyną obliczeń odpływu wód opadowych z terenu zlewni górnej Strzyży była katastrofa budowlana – przerwanie korpusu zapory zbiornika retencyjnego Nowiec II w Gdańsku. Do zdarzenia tego doszło 28 września 2010 r. w trakcie intensywnego opadu deszczu. Cały zarejestrowany epizod deszczowy trwał od 27 do 29 września 2010 r., a sumaryczna wysokość opadu w tym rejonie wynosiła od 90,2 do 150,4 mm. W wyniku przerwania zapory doszło do gwałtownego odpływu wody korytem Strzyży w kierunku dzielnicy Wrzeszcz. Część wód została zatrzymana w kolejnych zbiornikach retencyjnych, a szkody powodziowe to głównie zatopienie piwnic części domów przy ul. Słowackiego, zlokalizowanych wzdłuż koryta Strzyży.

Potok Strzyża jest naturalnym ciekim spływającym z wysoczyzny morenowej i uchodzącym do Martwej Wisły. Pełni on również funkcję odbiornika wód opadowych i roztopowych. W ostatnim półwieczu obserwuje się dużą ekspansję zabudowy miejskiej w kierunku wzgórz morenowych, co powoduje zwiększenie i przyspieszenie przepływu w cieku i jego dopływach. Większa rola potoku jako kolektora wód opadowych powoduje, że stał się on źródłem zagrożenia powodziowego. Celem artykułu jest określenie odpływu ze zlewni górnego odcinka potoku w trakcie zaobserwowanego opadu deszczu o charakterze deszczu rozlewnego, a okresowo nawet nawalnego.

Cyfrowy model zlewni wykonano w systemie HEC-HMS, a do obliczeń hydrologicznych zastosowano model opad-odpływ oparty na metodzie SCS – zarówno do obliczenia opadu efektywnego, jak i transformacji spływu powierzchniowego. Uzyskany hydrogram odpływu pozwolił na wskazanie jednej z prawdopodobnych przyczyn katastrofy zapory zbiornika Nowiec II.

## 2. OGÓLNA CHARAKTERYSTYKA ZLEWNI STRZYŻY

Lokalizację zlewni potoku Strzyża przedstawiono na rys. 1. Potok jest lewobrzeżnym dopływem Martwej Wisły, ma kilka dopływów: lewobrzeżny – potok Matarnicki (km 11+190), prawobrzeżne – potoki Jasień (km 7+800), Królewski (km 1+600) oraz inne mniejsze, nieposiadające nazw własnych. Całkowita długość potoku Strzyża wynosi 13,3 km, powierzchnia zlewni 35,15 km<sup>2</sup>, uśredniony spadek cieku – 9,9‰, a średni przepływ przy ujściu – 0,226 m<sup>3</sup>·s<sup>-1</sup>. W okresach nawalnych deszczy przepływy znacznie zwiększają się, ponieważ potok w coraz większym stopniu pełni funkcję odbiornika wód opadowych z terenów o znacznej intensywności zabudowy. Redukcja przepływów odbywa się dzięki istniejącym zbiornikom retencyjnym. Wzdłuż potoku Strzyża znajduje się ich osiem o łącznej powierzchni 10,2 ha (od 0,3 do 2,7 ha) i pojemności retencyjnej ok. 80 tys. m<sup>3</sup> oraz jezioro Jasień o pojemności retencyjnej 138 tys. m<sup>3</sup>. Są to zbiorniki o charakterze przepływowym.



Rys. 1. Położenie zlewni górnej Strzyży (źródło: Gdańskie Melioracje)

Potok Strzyża odwadnia krawędziową strefę Wysoczyzny Gdańskiej. Jej ukształtowanie powierzchni i bogata rzeźba są wynikiem ostatniego zlodowacenia. Wzgórza będące pozostałością osadzeń polodowcowych sięgają 170 m n.p.m. Grunty o charakterze polodowcowym składają się głównie z glin zwałowych, ilów i głazów narzutowych. W górnej części zlewni występują również piaski i żwiry. Szczytowe partie wzgórz zbudowane są z glin przelawicowanych żwirami i piaskami. Niższe partie zlewni w rejonie dolnego miasta pokryte są osadami aluwialnymi w postaci piasków, części organicznych z wkładkami żwirów i ilów plastycznych oraz namulów bagiennych.

Od źródła na długości ok. 8 km Strzyża płynie w naturalnym korycie, ma charakter górskiego potoku, duże spadki i silny nurt. Płynie, meandrując w terenie pociętym głębokimi dolinami, których zbocza mają nachylenia do 35°, a ich wysokość dochodzi miejscami do 40 m. W Dolinie Brętowskiej nachylenia zboczy łagodnieją. Potok wpływa w teren coraz bardziej zurbanizowany, gdzie jest na znacznej długości skanalizowany.

## 2.1. Zlewnia górnej Strzyży

Analizowany w opracowaniu odpływ ze zlewni górnej Strzyży dotyczy przekroju zamykającego, zlokalizowanego poniżej ujścia potoku Jasień i jednocześnie powyżej zbiornika Nowiec II. Zapora zbiornika znajduje się w km 7+485. Potok Jasień uchodzi do Strzyży w km 7+800. Wyływa z jeziora Jasień, odprowadzając nadmiar wód trafiających do jeziora z otaczającej go zlewni. Całkowita długość cieków wynosi 3,5 km, a średni spadek 14,7‰ – stąd ciek ma charakter potoku górskiego.

Potok Strzyża w górnym odcinku, od km 10+800 do ujścia potoku Jasień (km 7+800), płynie doliną o stromych zboczach przez tereny leśne, o dużych deniwelacjach. Powyżej km 10+800 znajduje się przepływowy zbiornik retencyjny Kiełpiniek (km 11+000). Do zbiornika przylegają zlewnie źródłowego odcinka Strzyży oraz Potoku Matarnickiego o długości 1,6 km. Zlewnia tego cieków charakteryzuje się urozmaiconą rzeźbą, a deniwelacje terenu dochodzą do 35 m. Spadek podłużny potoku wynosi średnio 15‰.

Do modelu hydrologicznego opad-odpływ, dla zlewni potoku Strzyża zamkniętej przekrojem powyżej zbiornika Nowiec II w km 7+750, obszar zlewni podzielono na sześć zlewni cząstkowych (rys. 2). Podział ten wynika z przebiegu powierzchniowych granic zlewni, a także z układu kanalizacji deszczowej odprowadzającej wody opadowe z terenów zabudowanych do poszczególnych zlewni cząstkowych. Podział zlewni wykonano, wykorzystując informacje zawarte w opracowaniach projektowych oraz mapy topograficzne, hydrograficzne i plan zagospodarowania przestrzennego analizowanego obszaru. Zlewnie cząstkowe wraz z ich podstawowymi parametrami zestawiono w tablicy 1.

Tablica 1

**Zlewnie cząstkowe w zlewni górnej Strzyży**

Zlewnia cząstkowa	Powierzchnia $A$ [km <sup>2</sup> ]	Długość cieklu $L$ [m]	Spadek cieklu [%]
Potok Matarnicki	1,431	2 060	2,18
Potok Strzyża 1	3,889	2 140	1,64
Potok Strzyża 2	2,627	2 585	1,55
Jezioro Jasień	3,380	1 865	1,61
Potok Jasień 1	1,304	1 695	1,77
Potok Jasień 2	2,570	1 715	2,33

**3. MODEL SCS OPAD-ODPŁYW**

Obliczenie hydrogramu odpływu ze zlewni potoku Strzyża powyżej zbiornika Nowiec II wymagało przyjęcia hydrologicznego modelu transformacji opadu w odpływ. Do aplikacji wykorzystano ogólnie dostępny system obliczeniowy HEC-HMS, który został opracowany przez Ośrodek Inżynierii Hydrologicznej Korpusu Inżynieryjnego Armii Stanów Zjednoczonych Ameryki (HEC 2000). Model odwzorowuje trzy procesy hydrologiczne: opad efektywny, spływ powierzchniowy i transformację przepływu w korycie (kanale).

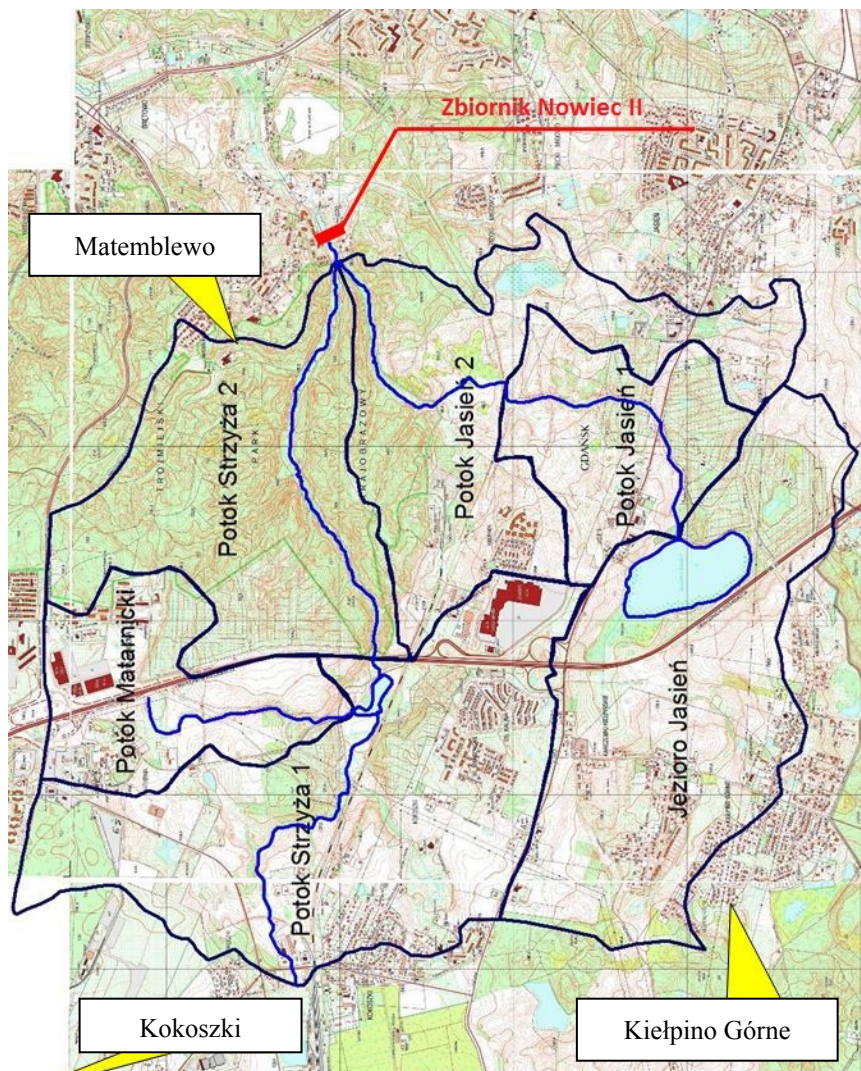
**Opad efektywny**

Opadem efektywnym jest ta część średniego opadu całkowitego, która poprzez spływ powierzchniowy i podpowierzchniowy kształtuje hydrogram odpływu bezpośredniego. W hydrologii znanych jest szereg metod wyznaczania opadu efektywnego. Jedną z powszechnie stosowanych jest metoda SCS (Banasik 2009; Soczyńska 1997) opracowana przez Soil Conservation Service w USA, w której opad efektywny uzależnia się od grupy gleb, sposobu użytkowania terenu zlewni oraz od uwilgotnienia zlewni przed wystąpieniem badanego opadu. Wszystkie te czynniki ujmuje bezwymiarowy parametr CN, przyjmujący wartości rzeczywiste z przedziału od 0 do 100. Parametr ten jest związany z maksymalną potencjalną retencją  $S$  zlewni zależnością:

$$S = 25,4 \left( \frac{1000}{CN} - 10 \right) \quad (1)$$

gdzie:

$CN$  – parametr określający numer krzywej rozdziału opadu średniego całkowitego na opad efektywny i straty.



Rys. 2. Zlewnia górnej Strzyży z podziałem na zlewnie cząstkowe; strzałkami zaznaczono lokalizacje posterunków opadowych

Sumę opadu efektywnego od początku opadu do chwili  $t = i \Delta t$  oblicza się ze wzorów:

$$\sum_{i=1}^t H_i = \begin{cases} 0 & \text{gdy } \left( \sum_{i=1}^t P_i - 0,2 \cdot S \right) \leq 0 \\ \frac{\left( \sum_{i=1}^t P_i - 0,2 \cdot S \right)^2}{\sum_{i=1}^t P_i + 0,8 \cdot S} & \text{gdy } \left( \sum_{i=1}^t P_i - 0,2 \cdot S \right) > 0 \end{cases} \quad (2)$$



gdzie:

- $\sum_{i=1}^t P_i$  – sumaryczna wysokość opadu średniego w zlewni w okresie od 0 do  $t$  [mm],  
 $S$  – maksymalna retencja zlewni [mm].

Ze wzoru (2) można obliczyć opad efektywny jako część opadu całkowitego, przyjmując wartość  $CN$ . Parametr  $CN$  określa się z tabeli w zależności od rodzaju użytkowania powierzchni zlewni, przyjętej grupy glebowej oraz warunków uwilgotnienia zlewni w chwili wystąpienia opadu. Warunki te określa się na podstawie analizy opadów z 5 dni poprzedzających.



W metodzie SCS gleby podzielono na cztery grupy w zależności od możliwości powstawania odpływu powierzchniowego. Do poszczególnych grup zaliczono (SHP 2009):

- A – Gleby o dobrej przepuszczalności i dużych współczynnikach filtracji ( $k > 7,6 \text{ mm} \cdot \text{h}^{-1}$ ) – głębokie piaski, piaski z niewielką domieszką gliny, żwiry, głębokie lessy.
- B – Gleby o przepuszczalności powyżej średniej, średni współczynnik filtracji ( $3,8 < k \leq 7,6 \text{ mm} \cdot \text{h}^{-1}$ ) – piaszczyste średnio głębokie, płytkie lessy oraz łąki piaszczyste.
- C – Gleby o przepuszczalności poniżej średniej ( $1,3 < k \leq 3,8 \text{ mm} \cdot \text{h}^{-1}$ ) – gleby uwarstwione, mające wkładki słabo przepuszczalne oraz łąki gliniaste, płytkie łąki piaszczyste, gleby o niskiej zawartości części organicznych, gliny o dużej zawartości części ilastych.
- D – Gleby o dużej możliwości powstawania odpływu powierzchniowego, o bardzo małej przepuszczalności i bardzo niskim współczynniku filtracji ( $k \leq 1,3 \text{ mm} \cdot \text{h}^{-1}$ ) – gleby gliniaste, pylaste, zasolone, gleby uwarstwione z warstewkami nieprzepuszczalnymi.

Obszarową zmienność użytkowania powierzchni zlewni, rodzaju gleb, sposobu uprawy i warunków hydrologicznych uwzględnia się, obliczając  $CN$  jako wartość średnią ważoną ze wzoru:

$$CN = CN_{sr} = \frac{\sum_{j=1}^m CN_j \cdot A_j}{A} \quad (3)$$

gdzie:

- $CN_{sr}$  – średnia wartość parametru  $CN$ ,
- $CN_j$  – wartość parametru  $CN$  charakterystyczna dla danego pokrycia zlewni, sposobu użytkowania i rodzaju gleb,
- $A_j$  – powierzchnia cząstkowa zlewni [ $\text{km}^2$ ],
-  – całkowita powierzchnia zlewni w [ $\text{km}^2$ ],
-  – liczba powierzchni jednorodnych.




### Spływ powierzchniowy

Do transformacji opadu efektywnego w odpływ powierzchniowy ze zlewni wybrano model zaproponowany przez SCS. Do obliczeń przyjęto model SCS-UH, który pozwala na określenie wartości przepływu kulminacyjnego, całkowitej objętości odpływu, kształtu hydrogramu oraz jego przebiegu w czasie (HEC 2000).

Metoda SCS należy do grupy metod wykorzystujących koncepcję hydrogramu jednostkowego (rys. 3). Wielkość przepływu kulminacyjnego hydrogramu jednostkowego oblicza się ze wzoru:

$$q_p = \frac{c \cdot A}{t_p} \quad (4)$$

gdzie:

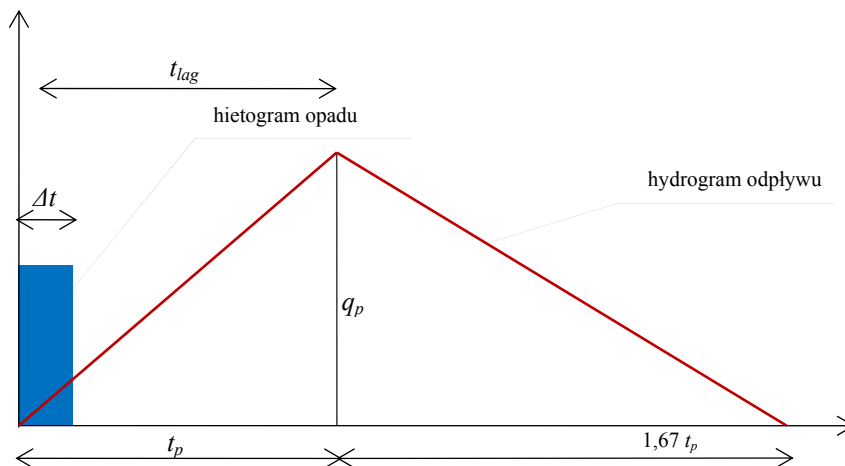
-  – powierzchnia zlewni [km<sup>2</sup>],
- $c$  – parametr ( $c = 2,08$ ),
- $t_p$  – czas wznoszenia fali [h].

Czas wznoszenia się fali określa się ze wzoru:

$$t_p = \frac{\Delta t}{2} - t_{lag} \quad (5)$$

gdzie:

- $t_{lag}$  – czas opóźnienia [h],
- $\Delta t$  – czas trwania opadu efektywnego [h].



Rys. 3. Parametry trójkątnego hydrogramu jednostkowego w metodzie SCS-UH

Czas opóźnienia oblicza się z równania:

$$t_{lag} = \frac{(3,28 L)^{0,8} \left( \frac{1000}{CN} - 9 \right)^{0,7}}{1900 \sqrt{I}} \quad (6)$$

gdzie:

$L$  – długość zlewni [m],

$I$  – spadek zlewni [%].

### Transformacja fali wezbraniowej w korycie

Do opisu procesu transformacji fali w korytach otwartych wybrano metodę Muskingum (Soczyńska 1997), która bazuje na równaniach ciągłości i retencji. Zmienną w czasie retencję pojedynczego zbiornika obliczono ze wzoru:

$$\frac{dV}{dt} = Q_0(t) - Q_1(t) \quad (7)$$

gdzie:

$V$  – objętość wody zawartej w zbiorniku wydzielonym w rzece o długości  $\Delta x$  [m<sup>3</sup>],

$Q_0(t)$  – dopływ do zbiornika przez przekrój górny [m<sup>3</sup>·s<sup>-1</sup>],

$Q_1(t)$  – odpływ ze zbiornika przez przekrój dolny [m<sup>3</sup>·s<sup>-1</sup>].

W metodzie Muskingum przyjmuje się, że zależność pomiędzy retencją  $V(t)$  a dopływem i odpływem do zbiornika opisuje równanie:

$$V(t) = k (x \cdot Q_0 + (1-x) Q_1) \quad (8)$$

gdzie:

$k$  – stała retencji,

$x$  – współczynnik wagowy.

Ostatecznie, po przekształceniach i zastosowaniu numerycznej metody całkowania, odpływ w modelu Muskingum możemy zapisać w następującej postaci:

$$Q_{1,i+1} = c_1 \cdot Q_{0,i+1} + c_2 \cdot Q_{0,i} + c_3 \cdot Q_i \quad (9)$$

$$c_1 = \frac{(\Delta t / k) - 2x}{2(1-x) + (\Delta t / k)} \quad (10)$$

$$c_2 = \frac{(\Delta t / k) + 2x}{2(1-x) + (\Delta t / k)} \quad (11)$$

$$c_3 = \frac{2(1-x) - (\Delta t / k)}{2(1-x) + (\Delta t / k)} \quad (12)$$

gdzie:



$\Delta t$  – przedział czasowy [h],  
 $I$  – poziom czasowy.

Równanie (9) opisuje transformację przez pojedynczy zbiornik. Zwykle uzyskany wynik transformacji hydrogramu na dopływie przez pojedynczy zbiornik jest nieadekwatny i różni się od rzędnych fali obserwowanych w rzeczywistości. Z tego względu do modelu wprowadza się kaskadę połączonych szeregowo zbiorników, a odcinek cieku dzieli się na  $n$  zbiorników tak, że odpływ z jednego zbiornika jest dopływem do następnego.

Stała  $k$  jest czasem przepływu wody na rozpatrywanym odcinku cieku, a jej wartość można wyznaczyć, dzieląc jego długość przez średnią prędkość:

$$k = \frac{L}{v_{sr}} \quad (13)$$

gdzie:

$L$  – długość odcinka transformacji [m],  
 $v_{sr}$  – średnia prędkość przepływu na odcinku transformacji [ $\text{m}\cdot\text{s}^{-1}$ ].

Średnia prędkość przepływu wody może być obliczana za pomocą np. równania Manninga. Parametr  $x$  przyjmuje wartości z zakresu od 0 do 0,5, gdzie wartość 0,5 jest stosowana w przypadku gładkich, jednostajnych kanałów, 0,2 dla naturalnych strumieni, a 0,45 w mocno rozbudowanych kanałach miejskich. Dobór liczby zbiorników zależy od wielkości kroku całkowania  $\Delta t$ .

#### 4. GLEBY ORAZ POKRYCIE I ZAGOSPODAROWANIE TERENU

W procesie hydrologicznego modelowania odpływu ze zlewni jednym z podstawowych problemów jest wyznaczenie opadu efektywnego metodą SCS-CN. Aby określić numer krzywej (CN) niezbędna jest analiza rodzaju gleb występujących na powierzchni zlewni, a także rozpoznanie pokrycia terenu i zagospodarowania zlewni.

Analizę rodzajów gleb, sklasyfikowanych pod względem przepuszczalności, występujących na terenie zlewni, przeprowadzono na podstawie mapy hydrograficznej rozpatrywanego obszaru. Ostatecznie przyjęto podział na dwa rodzaje gleb charakteryzujących się słabą bądź średnią przepuszczalnością. Obszary powiązano z klasyfikacją SCS, przyporządkowując im odpowiednio klasę C lub B. Gleby klasy B cechuje przepuszczalność powyżej średniej i średni współczynnik filtracji, natomiast klasy C – przepuszczalność poniżej średniej.

Taki podział odpowiada gruntom o charakterze polodowcowym, pokrywającym zlewnię górnego odcinka Potoku Strzyża, w których dominują gliny zwałowe, iły, a także piaski gliniaste.

W następnym etapie analizowano rodzaje pokrycia i sposoby zagospodarowania powierzchni terenów w zlewni. W każdej ze zlewni cząstkowych wyodrębniono obszary o różnej charakterystyce pokrycia i zagospodarowania, a następnie obliczono ich pola powierzchni. Wykorzystano mapę topograficzną w skali 1:10000, historyczne opracowania hydrologiczne oraz istniejące projekty techniczne. Aktualizację stopnia zurbanizowania zlewni dla stanu obecnego przeprowadzono, bazując na zdjęciach lotniczych terenu zlewni. Na tej podstawie przyjęto podział obszaru zlewni na siedem typów: tereny handlowe i przemysłowe, tereny zamieszkałe, ulice i drogi, łąki i pastwiska, tereny otwarte, lasy oraz wody. Wyznaczone, na podstawie analizy rodzajów gleb oraz pokrycia i zagospodarowania terenu, numery krzywych do metody SCS-CN zestawiono w tablicy 2.

Tablica 2

#### Średnie numery krzywych SCS-CN

Zlewnia cząstkowa	Numer krzywej (CN)
Potok Matarnicki	79,64
Potok Strzyża 1	76,75
Potok Strzyża 2	70,94
Jezioro Jasień	78,20
Potok Jasień 1	74,71
Potok Jasień 2	73,37

## 5. TRANSFORMACJA OPADU W ODPLYW

Opisany model hydrologiczny zlewni górnego odcinka Strzyży został wykorzystany do symulacji procesu transformacji historycznego opadu, który wystąpił w dniach 27-29 września 2010 r., w odpływ zasilający zbiornik Nowiec II.

W trakcie analizowanego zdarzenia, 28 września 2010 r. około godz. 11:00, nastąpiła awaria zapory zbiornika.

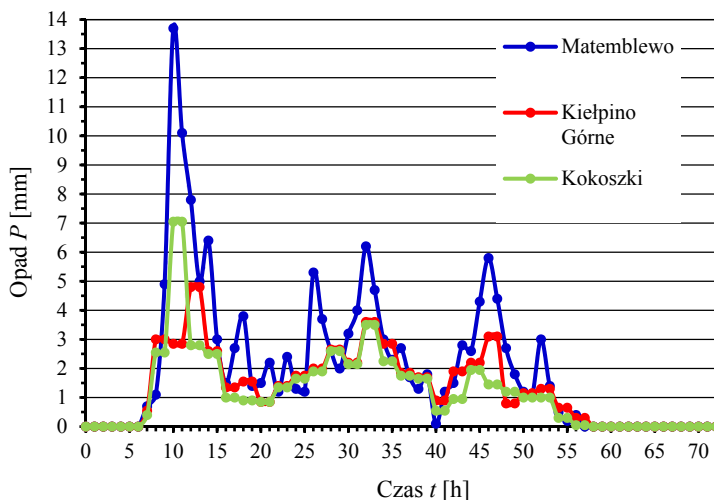
### 5.1. Opad atmosferyczny

Zlewnia potoku Strzyża leży w rejonie Zatoki Gdańskiej. Jest to obszar charakteryzujący się urozmaiconą rzeźbą terenu, o stosunkowo dużych przewyższeniach lokalnych (powyżej 100 m) i wzniesieniach terenu dochodzących do 200 m n.p.m. Zarówno położenie obszaru, jak i jego topografia mają wpływ na rozkład opadów w regionie, który odznacza się znaczną przestrzenną zmiennością charakterystyk, takich jak roczna i sezonowa wysokość opadu, liczba dni z opadem, liczba i czas trwania okresów opadowych i bezopadowych. Duże lokalne różnice obserwuje się także w przebiegu pojedynczych zdarzeń deszczów nawałnych, nawet dla stacji leżących w niewielkiej odległości od siebie (2-4 km).

Główne cechy reżimu opadowego regionu Zatoki Gdańskiej wynikają z częstego zalegania nad nim niżów barycznych i frontów atmosferycznych, z którymi związane są opady frontalne. Na ten reżim ponadto silnie oddziałują także cechy lokalne środowiska nadmorskiego, takie jak np. efekt występowania cienia orograficznego, wpływ termiki przyległych zbiorników wodnych, itp. Duże sumy średnich opadów rocznych, wynoszące ponad 610 mm, notowane są np. w Tolkmicku, Stegnie, Rozewiu, najmniejsze natomiast w Gdyni, Jastarni, od 525 do 535 mm, przy wartości ok. 550 mm dla Gdańska. To przestrzenne zróżnicowanie opadów szczególnie było widoczne podczas katastrofального opadu 9 lipca 2001 r. Sumy opadów z 24 godz., od 8:00 9 lipca do godz. 8:00 10 lipca 2001 r., wynosiły: Gdańsk-Rębiechowo –127,7 mm, Gdańsk Port Północny – 118,0 mm, Gdańsk Wrzeszcz (stacja Politechniki) – 123,5 mm, Krynica Morska – 103,6 mm, Ustka – 10,5 mm, Gdynia – 37,7 mm, Borucino – 40 mm, Hel – 24,3 mm (Cyberski 2003).

Analiza opadów z drugiej połowy XX wieku (Cyberski 2003) wykazała systematyczny, powolny wzrost wysokości opadów atmosferycznych w roku i w półroczu chłodnym. Nastąpił także wyraźny wzrost zarówno liczby, jak i długości okresów, podczas których opad występował przez co najmniej 2 dni (okresy opadowe), przy równoczesnym spadku takich charakterystyk dla okresów bezopadowych.

Taka sytuacja miała miejsce 27-29 września 2010 r. Opad wystąpił ok. godz. 7:30 27 września i trwał, z małymi przerwami (kilkadziesiąt minut), do godz. 10:50 29 września. Całkowity czas trwania opadu wyniósł zatem ok. 51 godzin.



Rys. 4. Przebieg opadów w dniach 27-29.09.2010 r. w zlewni potoku Strzyża

Opad z tego okresu został scharakteryzowany na podstawie pomiarów pluwiometrycznych, udostępnionych przez Gdańskie Melioracje Sp. z o.o. (ul. Łąkowa 35/38, 80-743 Gdańsk). Firma ta posiada własną sieć monitoringu opadów

atmosferycznych oraz wybranych parametrów pogodowych. Na terenie Gdańska znajduje się obecnie 15 stacji. Po analizie przebiegu opadów, do obliczeń hydrogramu odpływu wykorzystano opad z trzech stacji położonych na terenie lub w pobliżu zlewni Strzyży: Kokoszki, Kiełpino Górne i Matemblewo. Mimo niewielkiego obszaru objętego pomiarami zaobserwowano dość duże różnice lokalne w wartościach sum i przebiegu opadów. Dane dla wybranych stacji zestawiono w tablicy 3 i pokazano na rys. 4.

Tablica 3

**Zanotowana suma opadów**

Posterunek opadowy	Wysokość opadu $H$ [mm]
Matemblewo	150,4
Kiełpino Górne	99,7
Kokoszki	90,2

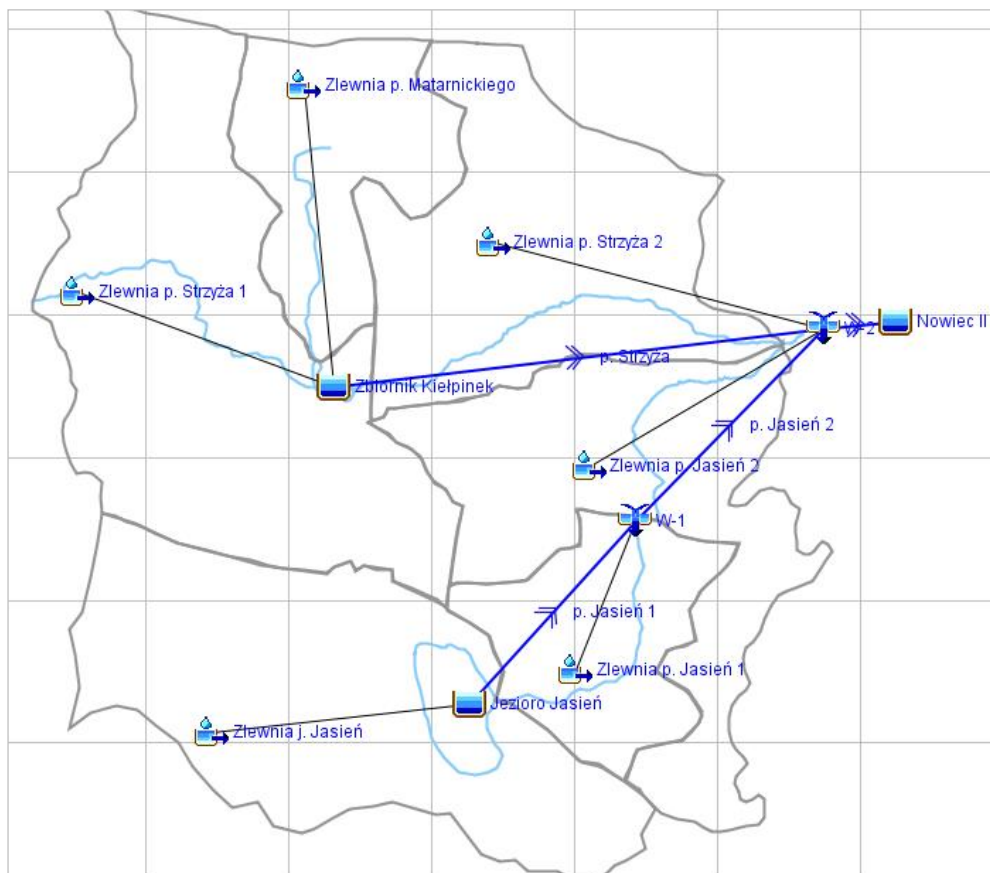
W wyniku analizy rozkładu opadów dla zlewni cząstkowych potoku Matarnickiego i potoku Strzyża 1 przyjęto opady ze stacji w Kokoszkach, dla zlewni potoku Jasień opady z posterunku w Kiełpinie Górnym, natomiast dla zlewni potoku Strzyża 2 – ze stacji w Matemblewie.

## 5.2. Obliczenie hydrogramu odpływu

Hydrogram odpływu ze zlewni potoku Strzyża powyżej zbiornika Nowiec II obliczono za pomocą programu HEC-HMS. W pierwszej kolejności wykonany został numeryczny model zlewni. Utworzona została struktura połączeń wiążąca odpływ z każdej podzlewni, istniejące zbiorniki (zbiornik retencyjny Kiełpinek oraz jezioro Jasień), odcinki potoków Strzyża i Jasień oraz ich połączenia aż do wlotu do zbiornika Nowiec II (rys. 5).

Wobec braku pomiarów przepływu w korytach i odpływu ze zbiorników retencyjnych, nie było możliwości przeprowadzenia weryfikacji obliczeń i tarowania modelu. Stąd obliczenia zostały wykonane na podstawie ogólnych charakterystyk hydrologicznych badanej zlewni, wyznaczonych w wyniku analizy istniejących materiałów oraz wizji lokalnej. Poniżej przedstawiono podstawowe założenia, które przyjęto do obliczeń hydrologicznych, prowadzących do wyznaczenia dopływu do zbiornika Nowiec II w trakcie opadu deszczu z okresu 27-29 września 2010 r.

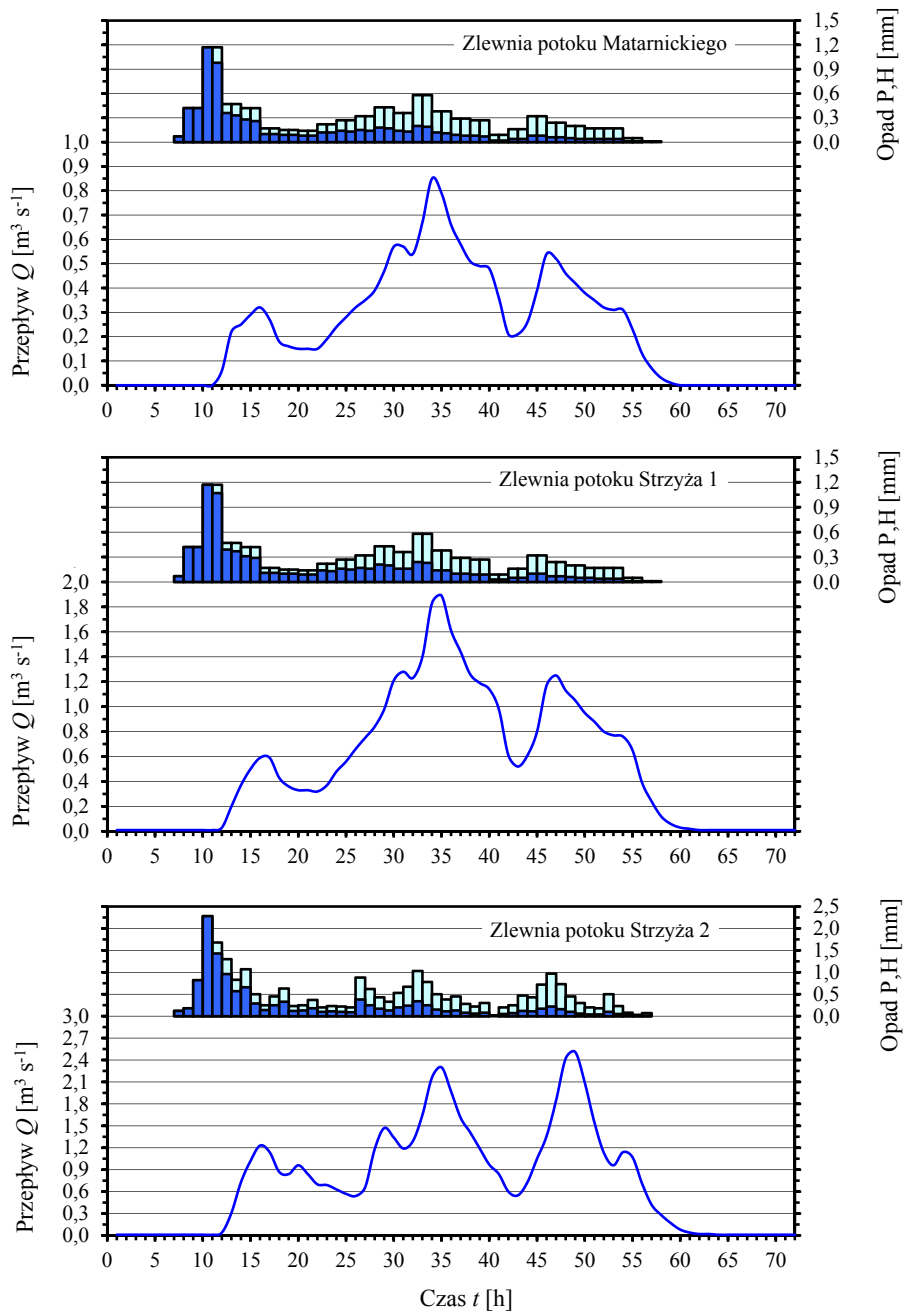
W symulacji nie uwzględniono rzeczywistej sytuacji przerwania zapory zbiornika Nowiec II, a także ingerencji człowieka w działanie innych zbiorników. Dla zbiorników retencyjnych (Kiełpinek, jezioro Jasień) założono, że ich początkowe napełnienie odpowiadało minimalnej rzędnej piętrzenia, a urządzenia upustowe działały przez cały okres zgodnie z instrukcją. We wszystkich zlewniach cząstkowych przyjęto średnie warunki wilgotnościowe gleb (w ciągu 5 dni poprzedzających nie było opadów atmosferycznych).



Rys. 5. Schemat zlewni wraz z przyjętą strukturą modelu

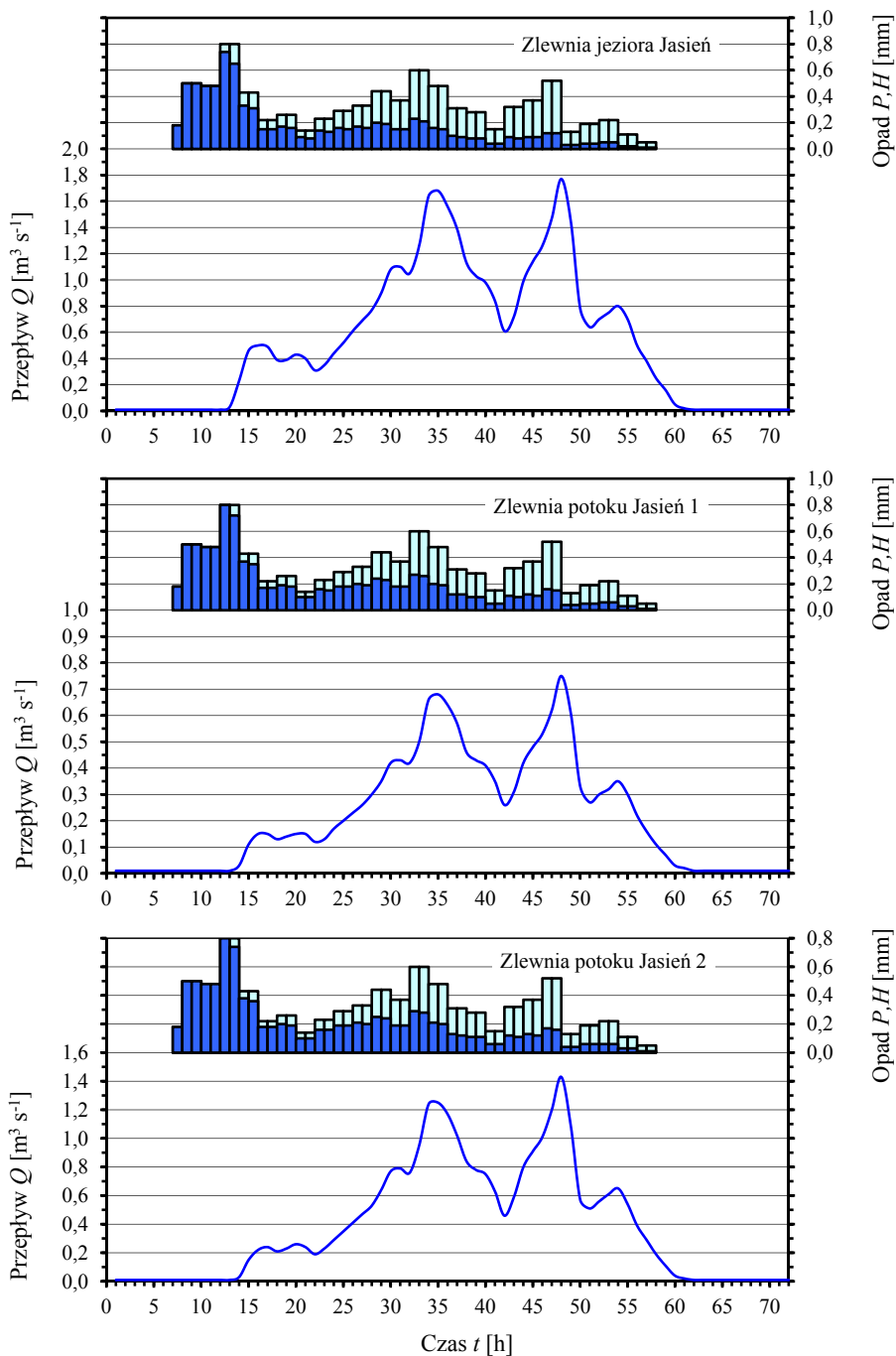
Przyjęto założenie, że wszystkie koryta potoków transformują przepływ zgodnie ze swoimi charakterystykami (nie uwzględniono wystąpienia wody z brzegów, zatorów, przzerwania wałów, itp.). Nie uwzględniono również możliwych ograniczeń przepływu przez przepusty pod drogami nad potokami. Na podstawie atlasu hydrologicznego dla całego terenu zlewni potoku Strzyża i potoku Jasień przyjęto stałe zasilanie z wód gruntowych rzędu  $7,5 \text{ dm}^3 \cdot \text{s}^{-1} \cdot \text{km}^{-2}$ . Dla tak postawionego problemu obliczono następnie hietogramy opadu efektywnego w każdej z analizowanych zlewni cząstkowych oraz odpowiadające im hydrogramy odpływu w przekrojach zamykających. Uzyskane wyniki przedstawiono na rys. 6 i 7.

W górnej części każdego rysunku przedstawiono hietogram przyporządkowany danej zlewni, na którym kolorem czerwonym zaznaczono straty opadu, a kolorem niebieskim opad efektywny. W dolnej części przedstawiono hydrogram odpływu w przekroju zamykającym daną zlewnię.



Rys. 6. Hietogramy opadu całkowitego i efektywnego oraz hydrogramy odpływu ze zlewni potoku Matarnickiego, potoku Strzyża 1 i Strzyża 2 w dniach 27-29.09.2010 r.

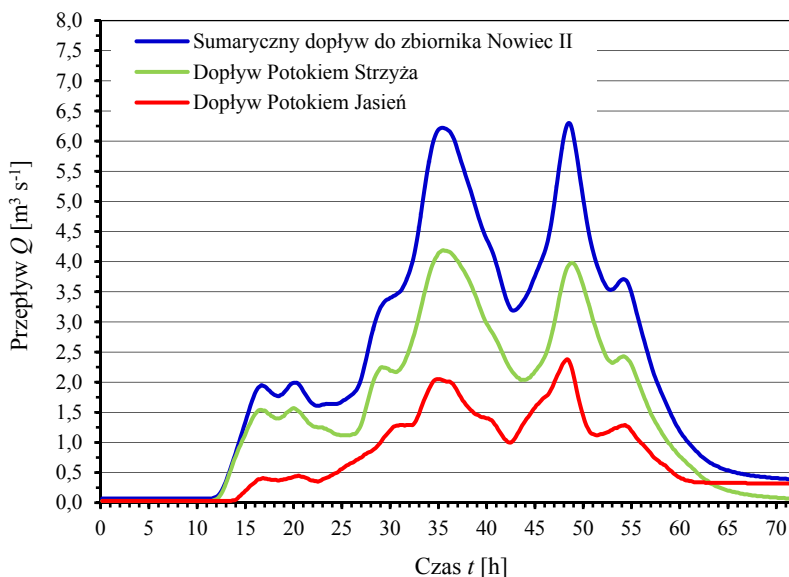




Rys. 7. Hietogramy opadu całkowitego i efektywnego oraz hydrogramy odpływu ze zlewni częściowych potoku Jasiień, Jasiień 1 i Jasiień 2 w dniach 27-29.09.2010 r.

Obliczony na wlocie do zbiornika Nowiec II hydrogram odpływu z całej zlewni górnej Strzyży przedstawiono na rys. 8. Jest on wynikiem nałożenia się dopływów z poszczególnych zlewni cząstkowych, z uwzględnieniem retencji wody w zbiorniku Kiełpinek i jeziorze Jasień oraz transformacji fali wzdłuż koryt potoków. Tak jak w przypadku zlewni cząstkowych, na przedstawionym hydrogramie (linia niebieska) widoczne są wyraźnie 3 ekstrema. Wzrost dopływu do zbiornika widoczny jest od godziny 12:00 27 września, by następnie osiągnąć pierwsze maksimum tego dnia ok. 16:00 w wysokości 1,94-1,99  $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ . Wpływ na wielkość tego ekstremum ma głównie dopływ ze zlewni Strzyża 2, położonej w bezpośrednim sąsiedztwie przekroju obliczeniowego (pierwszy wzrost krzywej na wykresie).

W przebiegu hydrogramu o wielkości przepływu decydują również dopływy z pozostałych zlewni cząstkowych. Około godziny 24:00 przepływ maleje do 1,64  $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ , by następnie ponownie stopniowo wzrastać i osiągnąć maksimum 6,22  $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  28 września ok. 11:30. Maksimum to jest wynikiem kumulacji fal wezbraniowych ze wszystkich zlewni (dopływ potokiem Jasień  $Q = 0,84 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ , dopływ ze zlewni Jasień 2 –  $Q = 1,26 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ , dopływ potokiem Strzyża  $Q = 1,71 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ , dopływ ze zlewni Strzyża 2 –  $Q = 2,31 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ ). Największy udział w zasilaniu ma zlewnia cząstkowa potoku Strzyża 2. Wraz z obniżeniem opadu dopływ do zbiornika Nowiec II maleje i osiąga minimum 3,19  $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$  ok. godz. 18:30, by znowu wzrosnąć i osiągnąć trzecie maksimum 29 września ok. godz. 00:30 w wysokości 6,29  $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ .



Rys. 8. Wyniki symulacji numerycznej odpływu ze zlewni formującego dopływ do zbiornika Nowiec II w dniach 27-29.09.2010 r.

Maksimum z 29 września jest również wynikiem nałożenia się fal wezbraniowych ze wszystkich zlewni cząstkowych (dopływ potokiem Jasień  $Q = 1,02 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ , dopływ ze zlewni Jasień 2 –  $Q = 0,96 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ , dopływ potokiem Strzyża  $Q = 1,48 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ , dopływ ze zlewni Strzyża 2 –  $Q = 2,54 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ ). Także i w tym przypadku największy udział w odpływie miała zlewnia potoku Strzyża 2.

## 6. WNIOSKI

Wykonane obliczenia hydrologiczne pozwalają na sformułowanie następujących wniosków:

1. Do obliczeń hydrogramu odpływu dla intensywnego, rozlewnego opadu, zaobserwowanego w dniach 27-29 września 2010 r., trwającego prawie 51 godzin, zastosowano matematyczny model hydrologiczny typu opad-odpływ z metodą SCS obliczania opadu efektywnego.
2. Opad deszczu zanotowany w dniach 27-29 września 2010 r. spowodował w przekroju dopływowym do zbiornika Nowiec II znaczne zwiększenie natężenia przepływu wody. Z obliczeń wynika, że w rozpatrywanym okresie wystąpiły, zgodnie z przebiegiem opadu, trzy wyraźne fale wezbraniowe o maksymalnych wartościach rzędu 1,99, 6,22, 6,29  $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ . Największa z nich przekroczyła wartość maksymalnego przepływu o prawdopodobieństwie przewyższenia 10%, który dla tego przekroju wynosi 5,67  $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ .
3. Niezależnie od maksymalnych, chwilowych przepływów istotna była całkowita objętość wody, która dopłynęła w czasie 51 godz. trwania deszczu do zbiornika Nowiec II. Na podstawie wykonanych obliczeń można ten dopływ oszacować na ok. 586 tys.  $\text{m}^3$ . Odnosząc tę wartość do sumarycznej objętości wody, która spadła na powierzchnię zlewni analizowanego cieku (1597 tys.  $\text{m}^3$ ), uśredniony współczynnik odpływu można ocenić na  $\alpha = 0,367$ .
4. Zbiornik Nowiec II o całkowitej pojemności 11000  $\text{m}^3$  był wyposażony przed awarią jedynie w denne urządzenia spustowe o łącznej maksymalnej przepustowości około 2,0  $\text{m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ . Biorąc pod uwagę wyniki obliczeń hydrogramu odpływu formującego dopływ do zbiornika, można postawić tezę, że zwiększony dopływ, przekraczający okresowo przepustowość urządzeń, mógł spowodować przepełnienie zbiornika i miał wpływ na przerwanie korpusu zapory.
5. Brak jakichkolwiek pomiarów natężenia przepływu w ciekach analizowanej zlewni uniemożliwił wytarowanie opracowanego modelu. Katastrofalna powódź stała się przyczyną podjęcia przez Politechnikę Gdańską wraz z Gdańskimi Melioracjami projektu badawczego pt. *Monitorowanie, modelowane i analiza zagrożenia powodziowego w małej zlewni miejskiej na przykładzie zlewni potoku Strzyża w Gdańsku*, współfinansowanego przez WFOŚiGW w Gdańsku.

## PODZIĘKOWANIA

W artykule zaprezentowano wyniki badań realizowanych w ramach projektów badawczych *Monitorowanie, modelowane i analiza zagrożenia powodziowego w małej zlewni miejskiej na przykładzie zlewni Potoku Strzyża w Gdańsku* (WFOSiGW w Gdańsku, RX-03/12/2011) oraz *Hydrodynamiczny model podtopień terenów miejskich wyposażonych w systemy odprowadzania wód opadowych* (NCB, N N523 745840).

## SIMULATING MODEL OF CATCHMENT RUNOFF

### Summary

The paper concerns numerical simulations of runoff from upper Strzyża drainage basin during the rainfall event resulting with Nowiec II reservoir dam break on September 2010 in the Gdańsk quarter called Matemblewo. As the model of rainfall-runoff transformation the SCS curve method and SCS unit hydrograph were used for estimation of precipitation loss rates and outflow, respectively. The aim of the work is to present the hydrological rainfall-runoff model which was used for reconstruction of reservoir inflow hydrograph due to real precipitation. The entire episode of recorded rainfall lasted from 27 to 29 September 2010, and the aggregate amount of rainfall in this region reached a value of 90.2 to 150.4 mm. The intensive outflow from upper Strzyża basin caused the failure of the earth dam of Nowiec II reservoir and sudden outflow in the Gdańsk Wrzeszcz quarter direction.

## BIBLIOGRAFIA

- Banasik K., 2009, *Wyznaczanie wezbrań powodziowych w małych zlewniach zurbanizowanych*, SGGW, Warszawa
- Cyberski J. (red.), 2003, *Powódź w Gdańsku 2001*, GTN, Wydział Nauk o Ziemi, Gdańsk
- HEC, 2000, *HEC-HMS Technical Reference Manual*, US Army Corps of Engineers Hydrologic Engineering Center, 609 Second Street Davis, CA 95616-4687, USA
- SHP, 2009, *Metodyka określania przepływów i opadów maksymalnych o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia dla zlewni kontrolowanych i niekontrolowanych oraz identyfikacji modeli transformacji opadu w odpływ*, Stowarzyszenie Hydrologów Polskich, Warszawa
- Soczyńska U., 1997, *Hydrologia dynamiczna*, PWN, Warszawa

**Mariusz SOJKA, Rafał WRÓŻYŃSKI**

Uniwersytet Przyrodniczy w Poznaniu  
Wydział Melioracji i Inżynierii Środowiska

## **OCENA WPLYWU SIECI DROGOWEJ NA ODPLYW POWIERZCHNIOWY Z MAŁYCH ZLEWNI NIZINNYCH**

### **1. WSTĘP**

Zmiany sposobu użytkowania i zagospodarowania zlewni wywołane procesem urbanizacji, budową dróg, upraszczaniem struktury krajobrazu oraz wzrostem intensywności użytkowania terenów rolniczych doprowadziły do znacznego przekształcenia warunków odpływu wód ze zlewni. Drogi stanowią szczególnie element krajobrazu, pełnią głównie funkcję komunikacyjną, ale wpływają także na przebieg procesów hydrologicznych (Soja 2002; Woldie i in. 2009). Układ przestrzenny sieci drogowej modyfikuje naturalną sieć hydrograficzną, co wpływa na zmianę parametrów fali wezbraniowej (Korczak 2010). Opad na powierzchnię drogi przekształca się głównie w spływ powierzchniowy z racji ograniczonej infiltracji. Drogi przyspieszają też dopływ wody ze stoku do dna doliny, co prowadzi do wzrostu wielkości przepływów wezbraniowych rzek i skrócenia czasu koncentracji (Froehlich, Słupik 1986).

Bardzo ważna jest ocena wpływu przestrzennego układu sieci drogowej na przekształcenie spływów powierzchniowych występujących po opadach nawalnych i podczas roztopów. Uwzględnienia wpływu sieci drogowej na odpływ ze zlewni można dokonać poprzez jej włączenie w naturalną sieć drenażu (Korczak 2008) lub zastosowanie innego podejścia, w którym można zmodyfikować metodykę obliczenia parametru CN w obszarach o dużej gęstości sieci drogowej i rzecznej.

Gęstość sieci drogowej stanowi jeden ze wskaźników wykorzystywanych do oceny wpływu szlaków komunikacyjnych na przekształcenie odpływu ze zlewni. Natomiast punkty interakcji sieci drogowej z rzekami stanowią łatwy do pomiaru wskaźnik wpływu dróg na reżim hydrologiczny rzeki oraz na ładunek zanieczysz-

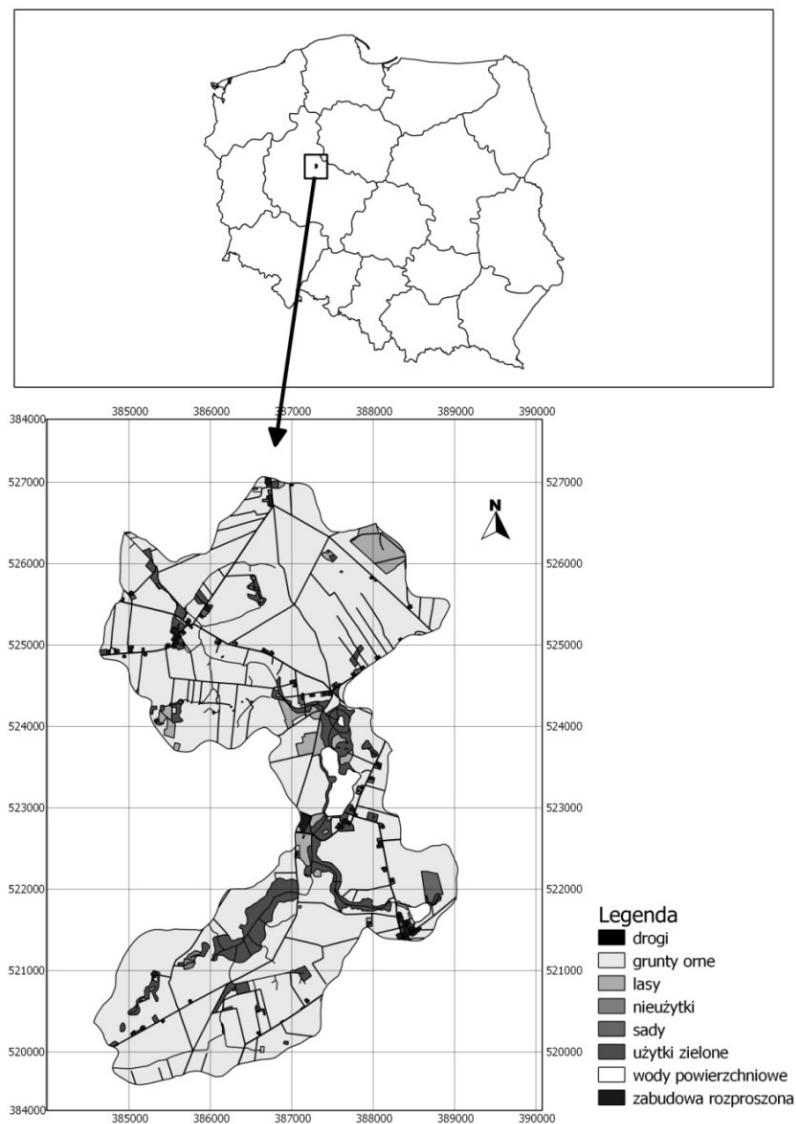
czeń i zawiesiny dopływające do niej (Jones i in. 2000; Clarke i Scruton 1997). Obie powyższe wartości wykorzystywane są jako wskaźniki nasilenia erozji powierzchniowej, która związana jest z dużymi spływami powierzchniowymi występującymi głównie po deszczach nawalnych (Sawyer, Mayhood 1998; Haskins, Mayhood 1997).

## 2. MATERIAŁY I METODY

Celem pracy była ocena wpływu sieci drogowej na wielkość odpływu powierzchniowego z małych zlewni nizinnych, jako reakcji na opad o dużym natężeniu. Ocenę wykonano za pomocą zmodyfikowanej metody SCS-CN, w zlewni ciekłu o nazwie Dopływ z Jeziora Głębokiego, który jest dopływem Małej Wełny, położonej w środkowej części Niziny Wielkopolsko-Kujawskiej (rys. 1).

Dopływ z Jeziora Głębokiego jest ciekłem piątego rzędu, uchodzącym do Małej Wełny w km 44+740, powierzchnia zlewni wynosi 17,65 km<sup>2</sup>. Długość ciekłu od źródła położonego na wysokości 114 m n.p.m. do ujścia położonego na wysokości 97,9 m n.p.m. wynosi 10,2 km, co daje spadek podłużny równy 1,57%. Największe spadki występują na zboczach doliny rzecznej i wynoszą od 4 do 18%, natomiast na pozostałym obszarze są niewielkie i nie przekraczają 5%. Łączna powierzchnia terenów o spadkach powyżej 5% wynosi 1,22 km<sup>2</sup>, co stanowi 7% powierzchni zlewni. Średni spadek obliczony na podstawie numerycznego modelu terenu o rozdzielczości 25 m wynosi 1,69%. Analizowana zlewnia charakteryzuje się typowo rolniczym sposobem użytkowania. Grunty orne pokrywają około 86% jej powierzchni, użytki zielone 7%, a sady około 1%. Zabudowa rozproszona stanowi tylko około 1% powierzchni zlewni. Ciek przepływa przez Jezioro Głębokie, o powierzchni 25,2 ha i objętości 833,2 tys. m<sup>3</sup>. Średnia głębokość jeziora wynosi 3,3 m, natomiast głębokość maksymalna 6,0 m. Łączna powierzchnia wód powierzchniowych w zlewni wynosi 27,52 ha, co daje wskaźnik jeziorności 1,6%. W zlewni dominują gleby wytworzone z piasków gliniastych lekkich (51,3%) i piasków średnich (31,2%). Gleby organiczne znajdują się głównie w dolinie rzecznej i stanowią około 5,4% powierzchni zlewni. Gęstość sieci rzecznej wynosi 1,25 km km<sup>-2</sup>, a sumaryczna gęstość sieci drogowej 3,66 km km<sup>-2</sup>. W zlewni występują trzy główne kategorie dróg, tj. drogi gruntowe, drogi o powierzchni utwardzonej o szerokości do 6 m oraz drogi utwardzone o szerokości do 6 m, wzdłuż których występują rowy (tablica 2).

W pracy wykorzystano numeryczne mapy topograficzne w skali 1:10000 i mapy glebowo-rolnicze w skali 1:25000 w postaci rastrowej oraz numeryczny model terenu w postaci TIN (arkusze w skali 1:10000), udostępnione przez Wojewódzki Ośrodek Dokumentacji Geodezyjnej i Kartograficznej w Poznaniu (WODGiK). Na podstawie zgromadzonych materiałów kartograficznych opracowano numeryczne mapy: gleb, użytkowania zlewni, spadków terenu, gęstości sieci rzecznej, dróg oraz punktów interakcji sieci rzecznej i drogowej (rys. 2).



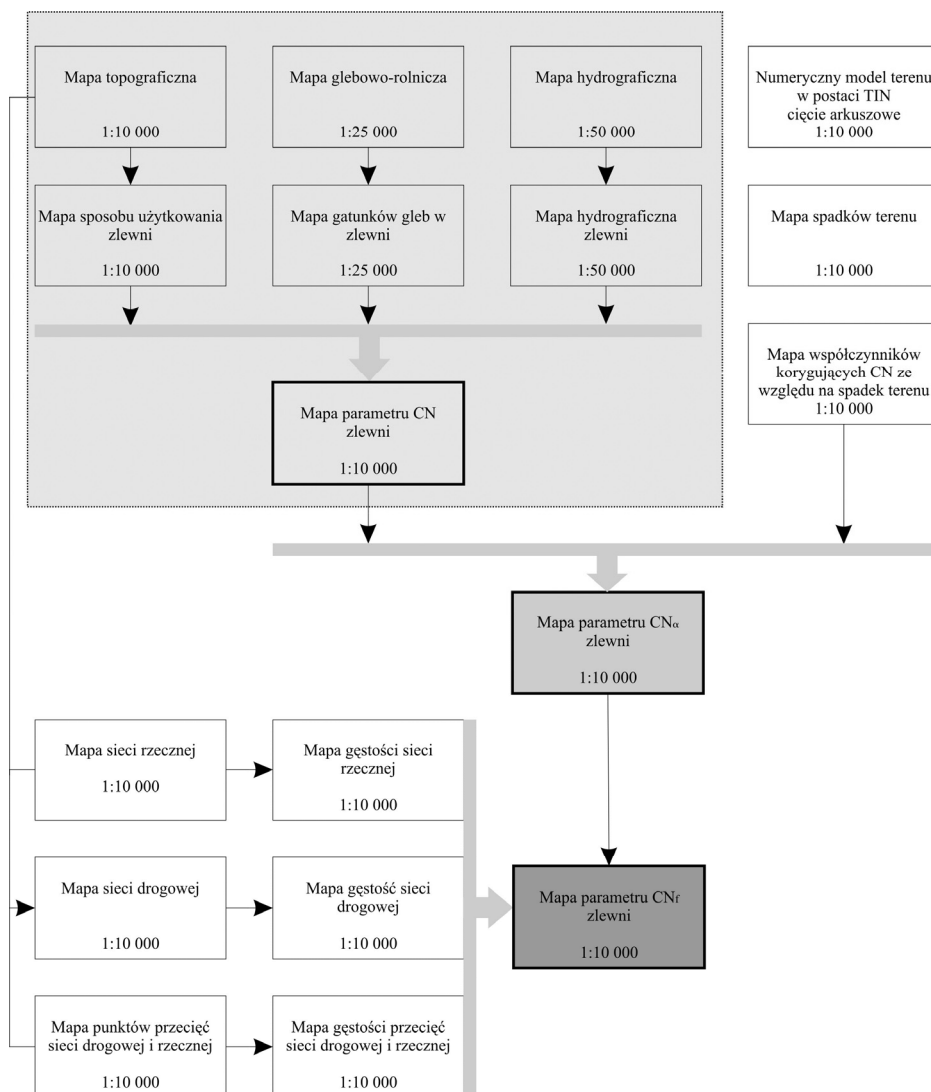
Rys. 1. Zlewnia ciek Dopływ z Jeziora Głębokiego

Do oceny wpływu sieci dróg na odpływ ze zlewni zastosowano metodę SCS, opracowaną przez Służbę Ochrony Gleb w USA. Metoda ta wykorzystywana jest powszechnie dla małych zlewni o powierzchni do  $50 \text{ km}^2$ , w których odpływ powierzchniowy uzależniony jest od trzech elementów: rodzaju gleby, sposobu użytkowania i wilgotności początkowej gleby przed wystąpieniem opadu nawałnego. Wszystkie te elementy ujmują bezwymiarowy parametr  $CN$ , który może przyjmować wartości od 0 do 100. Parametr  $CN$  jest funkcyjnie związany z maksymalną potencjalną retencją zlewni  $S$ :

$$S = 25,4 \left( \frac{1000}{CN} - 10 \right) \quad (1)$$

gdzie:

$CN$  – nr krzywej.



Rys. 2. Schemat ideowy obliczania zdolności retencyjnych zlewni przy wykorzystaniu zmodyfikowanej metody CN

W oryginalnej metodzie SCS, choć często stosowanej w praktyce inżynierskiej, nie uwzględnia się jednak wpływu nachylenia terenu na parametr  $CN$ . Dlatego Sharpley i Williams (1990) oraz Huang i in. (2006) podjęli próbę




wprowadzenia współczynnika uwzględniającego spadki terenu. Ostatecznie zaproponowali, aby w zlewniach, w których nachylenie terenu jest większe od 5%, parametr  $CN$  obliczać wzorem 2 (Sharpley, Williams 1990) lub wzorem 3 (Huang i in. 2006):

$$CN_{2\alpha} = \frac{1}{3}(CN_3 - CN_2)(1 - 2e^{-13,86\alpha}) + CN_2 \quad (2)$$

$$CN_{2\alpha} = CN_2 \left( \frac{322,79 + 15,63 \alpha}{\alpha + 323,52} \right) \quad (3)$$

gdzie:

$CN_2$  i  $CN_3$  – wartości parametru  $CN$  odczytane z tabeli podstawowej, odpowiednio dla warunków przeciętnych i wilgotnych,  
  $A$  – spadek terenu [-].

W dalszym ciągu jednak żadna z tych metod nie uwzględnia przestrzennego układu sieci drogowej oraz ich interakcji z siecią rzeczną (tj. punktów przecięcia dróg i rzek), dlatego w niniejszej pracy podjęto próbę uwzględnienia gęstości dróg przy obliczaniu parametru  $CN$ .

W celu oceny wpływu sieci dróg na zmianę odpływu powierzchniowego zlewnię podzielono na pola jednostkowe o powierzchni 1 ha. W pierwszym etapie pracy obliczono wartość parametru  $CN$  dla całej zlewni według oryginalnej metody SCS, dla przeciętnych warunków wilgotnościowych. W kolejnym etapie zastosowano zmodyfikowaną metodę SCS, w której dodatkowo uwzględniono spadek terenu jako element modyfikujący parametr  $CN$  według formuły Sharpleya. W następnym etapie podjęto próbę wprowadzenia współczynników korygujących wartości parametru  $CN$  na podstawie wskaźników: gęstość sieci rzecznej, drogowej oraz punktów interakcji dróg i rzek w całej zlewni oraz tylko na terenach o spadkach powyżej 5%.

Zaproponowane wskaźniki i wartości współczynników korygujących przedstawiono w tablicy 1.

Tablica 1

**Wskaźniki i wartości współczynników korygujących wielkość parametru  $CN$  na obszarach niezurbanizowanych**

Wskaźnik	Oznaczenie	Jednostka	Wartość	Współczynnik korygujący
Gęstość sieci rzecznej	$K_r$	[m ha <sup>-1</sup> ]	<30	0
			30-150	5
			>150	10
Gęstość sieci drogowej	$K_d$	[m ha <sup>-1</sup> ]	<10	0
			10-100	5
			>100	10
Liczba interakcji cieków i dróg	$K_{rd}$	[szt ha <sup>-1</sup> ]	0	0
			1	5
			>1	10

Parametr  $CN$  obliczono ze wzoru:

$$CN_{2f} = [1 + (K_r + K_d + K_{rd})] CN_{2\alpha} \quad (4)$$

$$CN_{2f} \leq CN_3 \quad (5)$$

gdzie:

$CN_{2f}$  – wartość parametru  $CN$  po uwzględnieniu wpływu sieci dróg, rzek i ich wzajemnej interakcji,

$CN_{2\alpha}$  – wartość parametru  $CN$  po uwzględnieniu nachylenia terenu,

$K_r$  – współczynnik korygujący ze względu na gęstość sieci rzecznej,

$K_d$  – współczynnik korygujący ze względu na gęstość sieci dróg,

$K_{rd}$  – współczynnik korygujący ze względu na liczbę interakcji dróg i rzek.

W ostatnim etapie przeprowadzono symulację odpływu ze zlewni z zastosowaniem modelu o parametrach dyskretnie rozłożonych HEC-HMS, jako reakcji na opad o prawdopodobieństwie przewyższenia 1% i czasie trwania 1 godz. Pliki wejściowe do modelu HEC-HMS przygotowano w programie HEC-GeoHMS, który stanowi nakładkę do programu ArcGIS. Przeprowadzono ostatecznie cztery symulacje przy założeniu: parametr  $CN$  wyznaczony został według oryginalnej metodyki SCS, po wprowadzeniu współczynników korygujących ze względu na spadki terenu, występowanie dróg oraz ich interakcje z siecią rzeczną w całej zlewni oraz tylko na terenach o spadkach powyżej 5%.

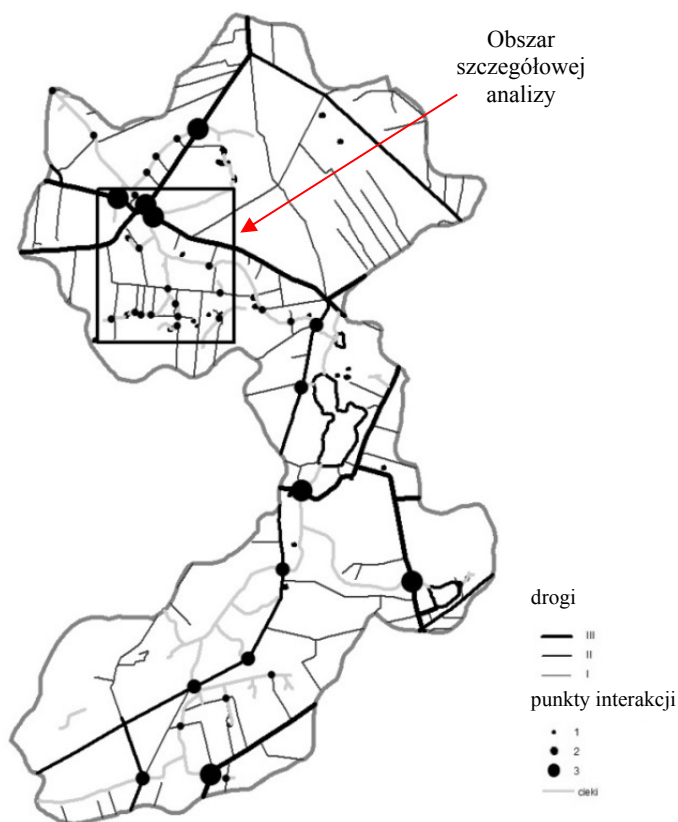
### 3. WYNIKI BADAŃ

Szczegółowa analiza sieci drogowej i rzecznej w zlewni wykazała, że łącznie występuje 38 punktów interakcji, z czego 25 z drogami gruntowymi, 6 z drogami o powierzchni utwardzonej o szerokości do 6 m i 7 z drogami o powierzchni utwardzonej o szerokości do 6 m (tablica 2), wzdłuż których występują rowy (rys. 3). Punkty te występują głównie na terenach o niewielkim nachyleniu, 31 punktów na obszarze o spadkach do 3%. Tylko 3 punkty położone są na obszarze o nachyleniu od 3 do 5%, a 4 – na obszarach o spadkach powyżej 5%.

Tablica 2

**Zestawienie długości i gęstości sieci drogowej w zlewni Dopływu z Jeziora Głębokiego**

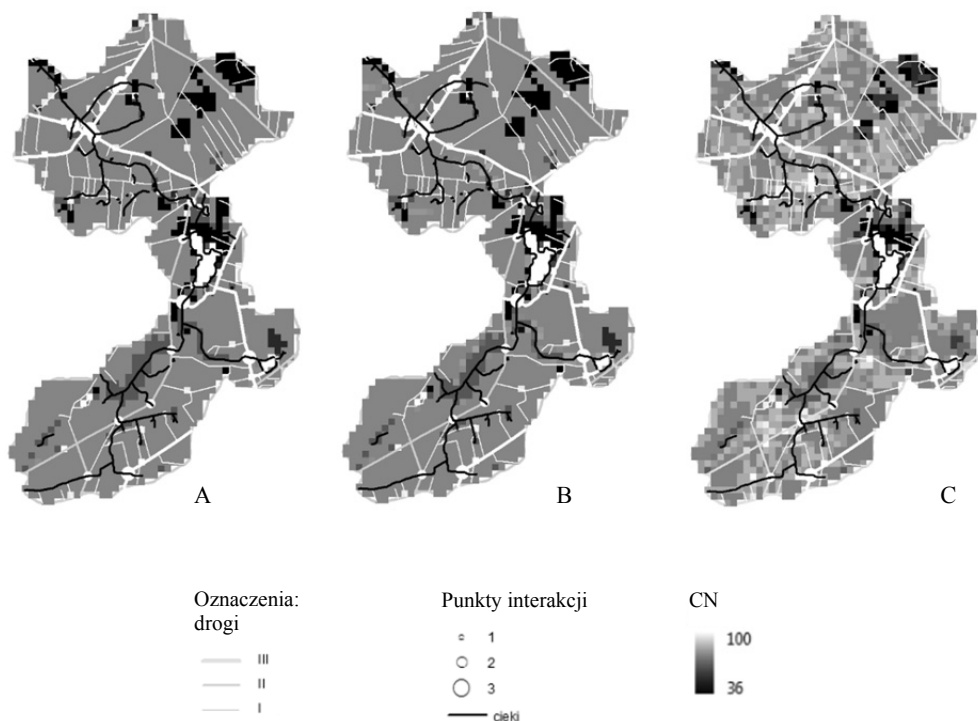
Rodzaj drogi	Długość $L$ [km]	Gęstość sieci drogowej $\rho$ [km·km <sup>-2</sup> ]
Gruntowa	42,53	2,41
O powierzchni utwardzonej do 6 m	9,67	0,55
O powierzchni utwardzonej do 6 m, wzdłuż której występują rowy	12,38	0,70





Rys. 3. Mapa zlewni ciek Dopływ z Jeziora Głębokiego przedstawiająca sieć hydrograficzną i drogową oraz punkty interakcji tych sieci

Obliczone wartości parametru  $CN$  według oryginalnej metodyki opracowanej przez SCS zmieniały się od 36 do 99, przy wartości średniej wynoszącej 72,57. Największe wartości odnotowano w miejscach występowania wód powierzchniowych oraz na terenach o zabudowie rozproszonej. Następnie obliczono wartości parametru  $CN$  po wprowadzeniu poprawki wynikającej z ukształtowania terenu. W analizowanej zlewni tereny o spadkach większych od 5% występowały głównie na zboczach doliny Dopływu z Jeziora Głębokiego (rys. 4).

Szczegółowa analiza parametru  $CN$  na terenach o nachyleniu większym niż 5% wykazała, że wartości parametru obliczone według oryginalnej metodyki SCS zmieniały się od 36 do 86, przy wartości średniej wynoszącej 70,45. Uwzględnienie spadków terenu na zboczach doliny analizowanego ciek zwiększyło parametr  $CN$ , a jego wartości wynosiły od 37 do 87, przy wartości średniej 71,27, czyli o 0,82 większej niż w oryginalnej metodzie SCS.



Rys. 4. Zmienność parametru CN w zlewni ciek Dopływ z Jeziora Głębokiego  
A – metoda oryginalna SCS, B – po wprowadzeniu poprawki Sharpleya, C – po wprowadzeniu poprawki ze względu na występowanie sieci rzecznej i drogowej oraz ich wzajemnej interakcji

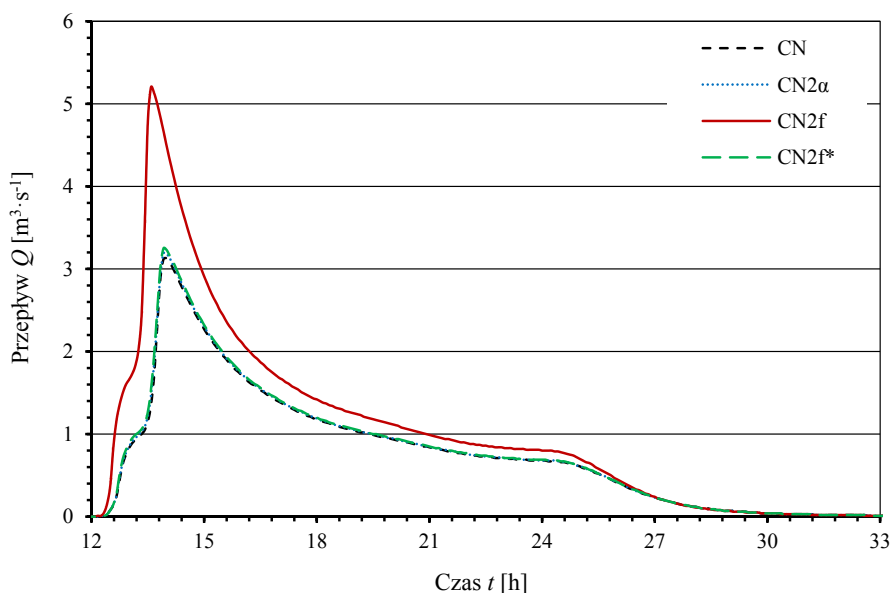
Obliczenia wykazały, że w przypadku zlewni nizinnych poprawka Sharp , uwzględniająca spadki terenu, w niewielkim stopniu wpływa na parametr CN, a co za tym idzie – na maksymalną potencjalną cję całej zlewni. Uwzględnienie spadków poprzez zastosowanie wzoru Sharpleya zwiększyło parametr CN całej zlewni jedynie o 0,09 w stosunku do oryginalnej metody SCS-CN. Mimo że wprowadzenie spadków terenu nie wpłynęło istotnie na zmianę parametru CN w analizowanej zlewni nizinnej, to mają one niekwestionowane znaczenie dla kształtowania się odpływu. Dobrą więc praktyką jest ich uwzględnienie w trakcie obliczeń, szczególnie na terenach o nachyleniu większym od 5%.

W ostatnim etapie pracy podjęto próbę uwzględnienia wpływu sieci drogowej i rzecznej na przekształcenie odpływu ze zlewni. Podczas analizy założono, że występowanie w danej jednostce przestrzennej lub jednostkach sąsiednich uprzywilejowanej drogi odpływu, takich jak rzeka, rów melioracyjny czy droga, zwiększa prawdopodobieństwo formowania się odpływu powierzchniowego. Średnia wartość parametru CN, po uwzględnieniu współczynników korygujących ze względu na występowanie rzek, dróg i ich interakcji, wynosiła średnio dla całej zlewni 74,95 (tablica 3).

Tablica 3

**Zestawienie wartości parametrów CN oraz maksymalnej potencjalnej retencji, obliczonych różnymi metodami**

Metoda	Oznaczenie	Parametr CN		Retencja S [mm]	
		Średnia	Odchylenie standardowe	Średnia	Odchylenie standardowe
Oryginalna metoda SCS-CN	CN	72,57	5,63	99	31,1
Uwzględnienie spadków terenu	CN <sub>2α</sub>	72,66	5,60	98	31,4
Uwzględnienie sieci drogowej i rzecznej w całej zlewni	CN <sub>2f</sub>	74,95	6,36	87	31,9
Uwzględnienie sieci drogowej i rzecznej na terenach o spadkach powyżej 5%	CN <sub>2f</sub> *	72,75	5,69	98	31,6



Rys. 5. Symulowane hydrogramy dla różnych metodyk obliczania parametru CN

Następnie przeprowadzono szczegółową analizę wartości parametru CN w wybranym fragmencie zlewni o powierzchni 1,9 km<sup>2</sup> (rys. 5), który charakteryzuje się wysoką gęstością sieci rzecznej i drogowej. Długość rzek na tym terenie wynosi 5,05 km, dróg gruntowych 6,56 km, a dróg o nawierzchni utwardzonej o szerokości do 6 m, wzdłuż których występują rowy, wynosi 2,1 km. Taka gęstość sieci hydrograficznej i drogowej spowodowała, że na analizowanym obszarze występuje łącznie 16 punktów przecięć rzek i dróg – 3 z drogami utwardzonymi i 13 z drogami gruntowymi. Obliczone wartości parametru CN<sub>2α</sub> na analizowanym obszarze wynosiły od 56 do 98, przy wartości średniej 70,4, natomiast po uwzględnieniu sieci drogowej i rzecznej wartości wzrosły i wynosiły od 60 do 98, przy średniej 76,3.

Biorąc pod uwagę, że na terenach o niewielkich spadkach możliwość wystąpienia odpływu powierzchniowego jest niewielka, ostatecznie wielkość parametru  $CN$  skorygowano tylko na terenach o spadku większym niż 5%. Spowodowało to, że w obrębie całej zlewni wartość parametru  $CN$  zwiększyła się tylko o 0,1.

Do oceny wpływu różnych metod obliczania parametru  $CN$  na odpływ przeprowadzono cztery symulacje reakcji zlewni na opad o założonym czasie trwania i prawdopodobieństwie wystąpienia przy pomocy programu HEC-HMS. Obliczenia wykazały, że symulowany przepływ maksymalny uzyskany z modelu HEC-HMS, przy założeniu, że parametr  $CN$  obliczany będzie według oryginalnej metodyki SCS, wynosił  $3,13 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$  i był o  $0,06 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$  mniejszy od przepływu uzyskanego po wprowadzeniu do obliczeń poprawki Sharp i Williamsa. Zmodyfikowanie metodyki obliczania parametru  $CN$  w całej zlewni poprzez wprowadzenie współczynników korygujących, zaproponowanych w niniejszej pracy, ze względu na gęstość sieci rzecznej i drogowej oraz ich wzajemną interakcję spowodowało, że wielkość przepływu maksymalnego zwiększyła się do  $5,2 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ , co jest wartością zdecydowanie odbiegającą od wartości obserwowanych w analizowanej zlewni. Dlatego ostatecznie wprowadzono zaproponowane współczynniki tylko na terenach o spadkach większych od 5%, co spowodowało wzrost przepływu maksymalnego o  $0,12 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$  oraz skrócenie czasu koncentracji o 10 min. (rys. 5).

#### 4. WNIOSKI

1. W celu oceny wpływu sieci drogowej na odpływ z małych zlewni nizinnych oraz weryfikacji zaproponowanej metodyki szacowania parametru  $CN$  należy przeprowadzić szczegółowe badania i obserwacje terenowe, w szczególności należy objąć kontrolą punkty interakcji sieci drogowej i rzecznej. W dalszym etapie analiz należy też szczegółowo przeanalizować przestrzenny układ sieci drogowej w zlewni oraz spadki dróg, które w znaczący sposób mogą wpłynąć na przekształcenie kierunku oraz szybkość odpływu wód ze zlewni.
2. Wstępna weryfikacja zaproponowanej metodyki przeprowadzona przy pomocy modelu HEC-HMS wykazała, że wprowadzenie współczynników korygujących ze względu na występowanie sieci drogowej oraz interakcji z siecią rzeczna w całej zlewni spowodowało znaczny wzrost przepływów wezbraniowych o  $2,07 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$  oraz przyspieszenie czasu koncentracji o 25 min.
3. Wyniki obliczeń symulacyjnych prowadzonych przy zastosowaniu modelu HEC-HMS w dużym stopniu zależą od wartości parametru  $CN$  i nawet jego niewielka zmiana może znacząco wpływać na hydrogram odpływu.

## IMPACT OF ROAD NETWORK ON SURFACE RUNOFF IN SMALL LOWLAND CATCHMENT

### Summary

The aim of this study was to assess the impact of road network on the outflow conditions in small lowland agricultural catchments. The analysis was performed in Dopływ z Jeziora Głębokiego catchment with an area of 17.65 km<sup>2</sup>. The river is right tributary of the Mala Wełna river.

This paper attempts to develop the new methodology for *CN* parameter calculation, that includes roads and streams and their mutual interactions.

In the first step *CN* parameter value for entire catchment was calculated using original SCS method. In the second step of this study *CN* parameter was also calculated using modified method, that includes the terrain slopes. Finally the *CN* was modify by the correction factors based on roads and streams density and interaction points all over catchment area and only in areas with slopes greater than 5%. For the preliminary verification of the proposed methodology four simulations were carried using HEC-HMS model.

### BIBIOGRAFIA

- Clarke K.D., Scruton D.A., 1997, *Use of the Wesche method to evaluate fine-sediment dynamics in small boreal forest headwater streams*, North American Journal of Fisheries Management, 17 (1), 188-193, DOI: 10.1577/1548-8675
- Froehlich W., Słupik J., 1986, *Rola dróg w kształtowaniu splywu i erozji w Karpackich zlewniach Fliszowych*, Przegląd Geograficznych, 58 (1-2), 67-85
- Haskins W., Mayhood D., 1997, *Stream crossing density as a predictor of watershed impacts*. ESRI User Conference Proceedings, San Diego, CA
- Huang M., Gallichand J., Wang Z., Goulet M., 2006, *A modification to the Soil Conservation Service curve number method for steep slopes in the Loess Plateau of China*, Hydrological Processes. 20 (3), 579-589, DOI: 10.1002/hyp.5925
- Jones J.A., Swanson F.J., Wemple B.C., Snyder K.U., 2000, *Effect of roads on hydrology, geomorphology and disturbance patches in stream network*, Conservation Biology, 14 (1), 76-85
- Korcza R., 2008, *Hydrologiczne aspekty funkcjonowania dróg polnych w zlewni podgórskiej (Pogórze Ciężkowickie, Karpaty)*, Landform Analysis, 9, 297-304
- Korcza R., 2010, *Wpływ dróg polnych na kształtowanie linii odpływu powierzchniowego na przykładzie zlewni rzeki Zalasówki (pogórze Ciężkowickie)*, [w:] Woda w badaniach geograficznych, T. Ciupa, R. Suligowski (red.), Instytut Geografii UJK, 321-326
- Sawyer M.D., Mayhood D.W., 1998, *Cumulative effects analysis of land-use in the Carbondale River catchment: implications for fish management*, [w:] Proceedings of the Forest-Fish Conference: land management practices affecting aquatic ecosystems, M.K. Brewin, D.M.A. Monita (technical coordinators), Calgary, AB, May 1-4, 1996, Canadian Forest Service, Northern Forest Centre Information Report NOR-X-356, 429-444
- Sharpley A.N., Williams J.R., 1990, *EPIC – Erosion/Productivity Impact Calculator: 1. Model Documentation*, US Department of Agriculture Technical Bulletin No. 1768, US Government Printing Office, Washington, DC
- Soja R., 2002, *Hydrologiczne aspekty antropopresji w Polskich Karpatach*, Prace Geograficzne, IGI Pan, Warszawa
- Woldie D.W., Sidle R.C., Gomi T., 2009, *Impact of road-generated storm runoff on a small catchment response*, Hydrological Processes, 23 (25), 3631-3638, DOI: 10.1002/hyp.7440





**Renata J. ROMANOWICZ, Marzena OSUCH,  
Jarosław NAPIÓRKOWSKI**

Polska Akademia Nauk  
Instytut Geofizyki

## **WPŁYW ZMIAN UŻYTKOWANIA TERENU ORAZ ZBIORNIKA RETENCYJNEGO NA PRZEPIŁYWY W ZLEWNI GÓRNEJ NARWI**

### **1. WSTĘP**

Narwiański Park Narodowy (NPN) został utworzony w 1996 r. dla zachowania unikalnego w skali europejskiej ekosystemu wodno-torfowiskowego oraz układu hydrograficznego rzeki anastomozującej. Niestety przyroda parku jest mocno zagrożona przez postępujące przesychanie doliny. Wyraźne są zmiany warunków wodnych, charakteryzujące się zmniejszaniem średnich przepływów oraz coraz niższymi i krótszymi wezbraniem (Banaszuk, Kamocki 2008). Przyczyniają się one do ewolucyjnych przekształceń w południowej części doliny; nawet w obrębie tych obszarów, które do niedawna zachowały swój pierwotny charakter (Banaszuk 1996).

W latach osiemdziesiątych rozpoczął się proces skracania czasu trwania i wysokości zalewu powierzchniowego. Przedłużający się okres przesuszania doliny prowadzi do ewolucyjnych przemian torfowisk, w tym do łągowienia następującego w tych częściach doliny, w których koryto główne jest głęboko wcięte w dno doliny, a koryta boczne są bardziej drożne niż w innych jej częściach. Proces łągowienia w dolinie Narwi przebiega stosunkowo szybko, ale z różną intensywnością w różnych partiach terenu (Banaszuk 1996).

W szeregu prac podejmowane były próby wyjaśnienia obserwowanych zmian reżimu hydrologicznego Narwi. Jako główną przyczynę wskazuje się zbiornik Siemianówka (Mioduszewski i in. 2004), następnie zabiegi melioracyjne przeprowadzone w latach 60. i 70. na terenie zlewni (Nasiłowska 2008). W kolejnej grupie prac, np. Banaszuk i Kamocki (2008) oraz Nasiłowska (2008), zmiany przepływu

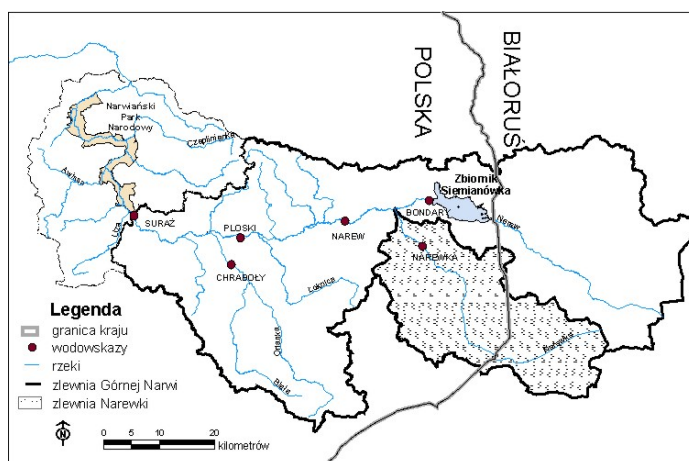
są tłumaczone zmianami użytkowania terenu zlewni. Romanowicz i Osuch (2011) wskazały na wielorakie przyczyny mogące mieć wpływ na przepływy w Górnej Narwi, a w szczególności na istotne zmiany w zakresie przepływów niskich i średnich.

Niniejsza praca stanowi kontynuację artykułu Romanowicz i Osuch (2011). Jej celem jest analiza wpływu zmian antropogenicznych, takich jak zmiany użytkowania terenu i zbiornika retencyjnego oraz zmienności klimatycznej, na przepływy w zlewni Górnej Narwi, ze szczególnym uwzględnieniem przepływów niskich i średnich. Do oceny zastosowano podejście statystyczne, polegające na poszukiwaniu zmian w obserwowanych ciągach przepływów. W celu wyodrębnienia przyczyn tych zmian analizę przeprowadzono równoległe dla dwóch wodowskazów, a mianowicie Suraza na rzece Narew, będącego pod bezpośrednim wpływem zbiornika, oraz Narewka na rzece Narewka, będącego poza bezpośrednim wpływem zbiornika (rys. 1).

W kolejnym rozdziale przedstawiono obszar badań wraz z opisem potencjalnych przyczyn zmian przepływów. Rozdział trzeci opisuje zastosowaną metodykę i rezultaty badań. W czwartej części pracy przedstawiono podsumowanie i wnioski z przeprowadzonych analiz.

## 2. OBSZAR BADAŃ

Zaproponowana metodyka poszukiwania wpływu zmian użytkowania terenu oraz zbiornika retencyjnego na przepływ polegała na porównaniu dwóch zlewni badawczych o podobnych warunkach klimatycznych i hydrologicznych. Obie zlewnie są położone w północno-wschodniej części Polski, w pobliżu granicy z Białorusią (rys. 1). Pierwsza z nich to zlewnia Górnej Narwi do wodowskazu w Surazu o powierzchni 3375,5 km<sup>2</sup>.



Rys. 1. Obszar badań: zlewnia Górnej Narwi do wodowskazu w Surazu oraz zlewnia Narewki

Druga, porównawcza, to zlewnia Narewki do wodowskazu Narewka, która jest poza bezpośrednim wpływem zbiornika Siemianówka. Rzeka Narewka jest bezpośrednim dopływem Narwi, a obszar jej zlewni zawiera się w zlewni Górnej Narwi. Powierzchnia zlewni wynosi 635 km<sup>2</sup>, w tym 419 km<sup>2</sup> znajduje się na terenie Polski.

W pracy analizowano przepływy na wodowskazach w Surażu i Narewce z okresu 1950-2005. W tym czasie średni przepływ w Surażu wynosił 15,10 m<sup>3</sup>·s<sup>-1</sup>, natomiast w Narewce 3,03 m<sup>3</sup>·s<sup>-1</sup>. Najmniejszy obserwowany przepływ w Surażu wyniósł 1,52 m<sup>3</sup>·s<sup>-1</sup>, a w Narewce 0,30 m<sup>3</sup>·s<sup>-1</sup>. Maksymalny obserwowany w tym okresie przepływ wyniósł 250 m<sup>3</sup>·s<sup>-1</sup> w Surażu i 50,70 m<sup>3</sup>·s<sup>-1</sup> w Narewce. W obu rzekach największe przepływy obserwowano podczas wiosennych roztopów.

W kolejnych podrozdziałach przedstawiono potencjalne przyczyny zmian przepływów w zlewni Górnej Narwi, takie jak: zmiany użytkowania terenu, zbiornik retencyjny, zmienność klimatyczna.

## 2.1. Zmiany użytkowania terenu w zlewni Górnej Narwi oraz Narewki

Jedną z potencjalnych przyczyn zmian w reżimie przepływów zlewni Górnej Narwi mogą być zmiany użytkowania terenu. Dokonano oszacowania pokrycia terenu w okresie 1950-2005 dokonano na podstawie danych pochodzących z trzech źródeł: wojewódzkich roczników statystycznych, bazy danych CORINE oraz map topograficznych zamieszczonych w publikacji Nasiłowska (2008).

Dane z wojewódzkich roczników statystycznych umożliwiają ocenę pokrycia terenu tylko dla całości województwa podlaskiego, bez wyodrębnienia zmian dla poszczególnych zlewni. Dodatkowo zmiany podziału administracyjnego Polski oraz sposobu przedstawiania danych zwiększają niepewność oszacowań przeprowadzonych w ten sposób. W tabelicy 1 przedstawione są procentowe udziały dwóch głównych typów użytkowania terenu dla województwa podlaskiego. Widoczny jest znaczny wzrost procentowego udziału powierzchni zalesionych z 20,78% w roku 1950 do 30,80% w roku 2005. Powierzchnia terenów użytkowanych rolniczo zmniejszyła się odpowiednio z 65,23% w roku 1950 do 61,25% w roku 2005.

Tablica 1

**Użytkowanie terenu w województwie podlaskim na podstawie roczników GUS**

Użytkowanie terenu [%]	1950	1960	1970	1980	1990	1995	2000	2005
Rolnicze	65,23	67,41	63,86	58,93	57,82	57,37	59,72	61,25
Lasy	20,78	23,53	27,50	28,58	29,38	29,30	29,77	30,80

Najdokładniejszym źródłem danych dotyczących pokrycia terenu w obu zlewniach jest baza CORINE, opracowana przez Europejską Agencję Środowiska. W ramach trzech projektów CLC1990, CLC2000 i CLC2006 opracowano i udostępniono dane oraz mapy obrazujące pokrycie terenu w latach 1990, 2000 i 2006. Były one kartowane metodą wizualnej interpretacji zdjęć satelitarnych

dostarczonych przez satelity Landsat, SPOT i IRS. Dostępne dane mają rozdzielczość przestrzenną 100x100 lub 250x250 metrów. Zostały przystosowane do sześciu głównych klas pokrycia terenu. Ocena procentowego udziału poszczególnych klas, w latach 1990, 2000 i 2006, przedstawiono w tabelicy 2. Widoczne jest, że w zlewni Narwi w analizowanym okresie zwiększyła się powierzchnia obszarów zalesionych i terenów zurbanizowanych, natomiast zmniejszyła się powierzchnia obszarów zajętych przez pastwiska i łąki. W zlewni Narewki zmiany są stosunkowo łagodniejsze. Niestety nie dysponujemy dokładnymi informacjami dotyczącymi zmian użytkowania terenu zlewni Górnej Narwi i Narewki w okresie 1950-1990.

Tabela 2

**Użytkowanie terenu na terenie zlewni Górnej Narwi oraz Narewki  
na podstawie bazy danych Corine**

Użytkowanie terenu [%]	Zlewnia Górnej Narwi			Zlewnia Narewki		
	1990	2000	2006	1990	2000	2006
Obszary zurbanizowane	1,63	1,64	1,76	0,60	0,60	0,59
Obszary przemysłowe	0,06	0,06	0,07	0,07	0,07	0,07
Łąki i pastwiska	60,41	60,11	59,46	19,13	19,07	18,91
Lasy	36,99	37,28	37,76	80,05	80,11	80,29
Zbiorniki wodne	0,60	0,60	0,63	0,00	0,00	0,00
Mokradła	0,31	0,31	0,32	0,14	0,14	0,14

Trzecim źródłem danych były mapy pokrycia terenu z okresu 1923-1937, pochodzące z pracy Nasiłowskiej (2008). Porównanie tych map z danymi CORINE umożliwiło ocenę zmian w obu zlewniach w okresie 1950-1990. Wyniki porównania potwierdzają niewielki zakres zmian użytkowania terenu w zlewni Narewki w analizowanym przedziale czasowym.

## 2.1. Zbiornik retencyjny

Drugą potencjalną przyczyną zmian w reżimie przepływu w zlewni Górnej Narwi jest zbiornik Siemianówka. Został on zbudowany w latach 80. i uruchomiony w roku 1990. Pierwsze próbne napełnianie zbiornika odbyło się w roku 1988. Przyjęto, że do końca 1987 r. zlewnia Górnej Narwi była zlewnią naturalną, a od 1990 jest pod wpływem zbiornika retencyjnego.

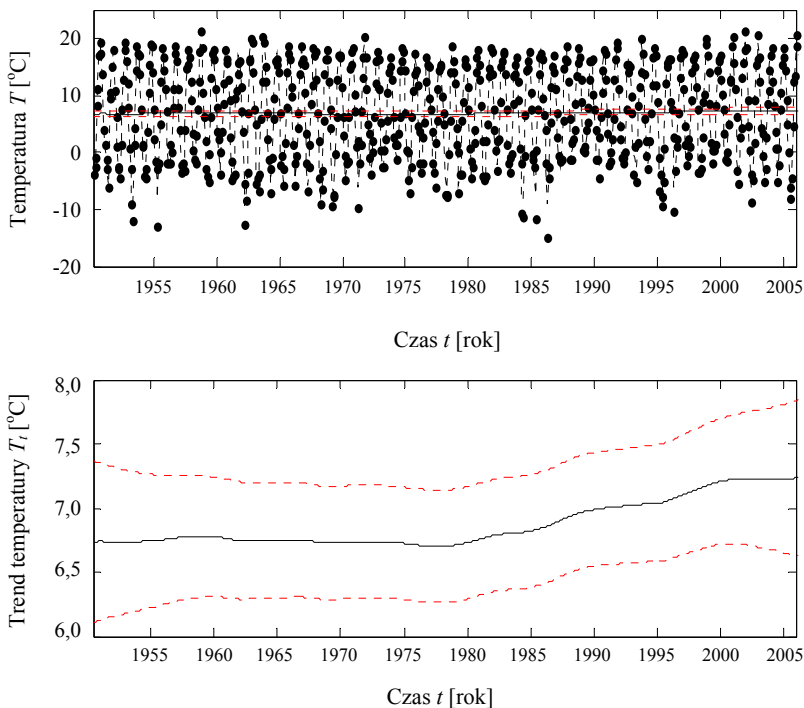
Do podstawowych zadań zbiornika należą: zapewnienie przepływu nienaruszalnego w przekroju wodowskazowym Bondary, zapewnienie przepływu krajobrazowego w sezonie wegetacyjnym, interwencyjne zrzuty wody na żądanie Narwiańskiego Parku Narodowego (NPN) uwarunkowane aktualnym napełnieniem zbiornika i przepustowością koryta, produkcja energii elektrycznej, zaspokajanie potrzeb wodnych gospodarki komunalnej pobliskich miejscowości, nawadnianie

użytków zielonych oraz ochrona przeciwpowodziowa doliny Narwi na odcinku od zapory czołowej do ujścia Narewki.

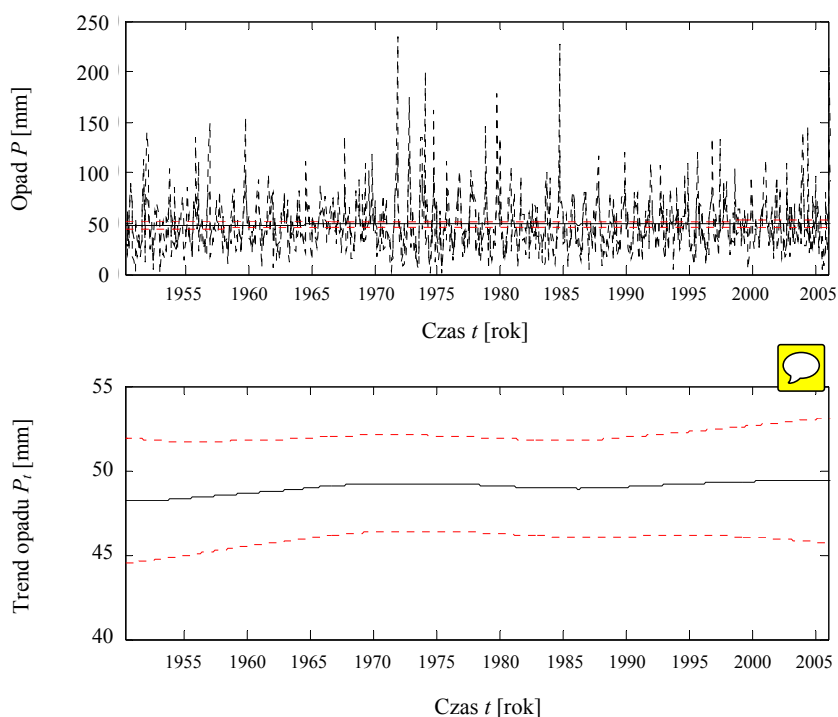
Przepływy na wodowskazie w Surażu są pod bezpośrednim wpływem zbiornika, natomiast przepływy w Narewce – poza nim.

## 2.1. Zmienność klimatyczna

Trzecią przyczyną zmian przepływu w zlewni Górnej Narwi może być zmienność klimatyczna. Ocena została przeprowadzona na podstawie danych meteorologicznych: średniej dobowej temperatury powietrza oraz dobowych sum opadu pomierzonych na stacji synoptycznej w Białymstoku. W celu oszacowania długoterminowej zmienności temperatury powietrza i opadu zastosowano metodę Dynamicznej Regresji Harmonicznej DHR (Young i in. 1999). Zmienność średniej miesięcznej temperatury powietrza w Białymstoku przedstawiono na rys. 2. Na górnym wykresie linią przerywaną zaznaczono wyniki estymowanego modelu DHR, natomiast kropki oznaczają obserwacje. Dolny wykres rys. 2 ilustruje estymowany trend (linia ciągła) wraz z 0,95 przedziałem ufności (linie czerwona).



Rys. 2. Analiza zmienności średniej miesięcznej temperatury powietrza w Białymstoku (górnny wykres); kropki oznaczają obserwacje, przerywana linia – wyniki symulacji modelu DHR; dolny wykres przedstawia estymowany trend (linia czarna) oraz jego 0,95 przedziały ufności (linie czerwona)



Rys. 3. Analiza zmienności miesięcznych sum opadu w Białymstoku (górny wykres); kropki oznaczają obserwacje, przerywana linia – wyniki symulacji modelu DHR; dolny wykres przedstawia trend (linia czarna) i 0,95 przedziały ufności (linie czerwone)

Wyniki analizy wskazują na statystycznie istotny rosnący trend temperatury powietrza. Analiza DHR ciągów miesięcznych sum opadowych, przedstawiona na rys. 3, nie wykazała statystycznie istotnego trendu. Wyniki te są różne od wyników Banaszuka i Kamockiego (2008), które uzyskano dla krótszego okresu obserwacji.

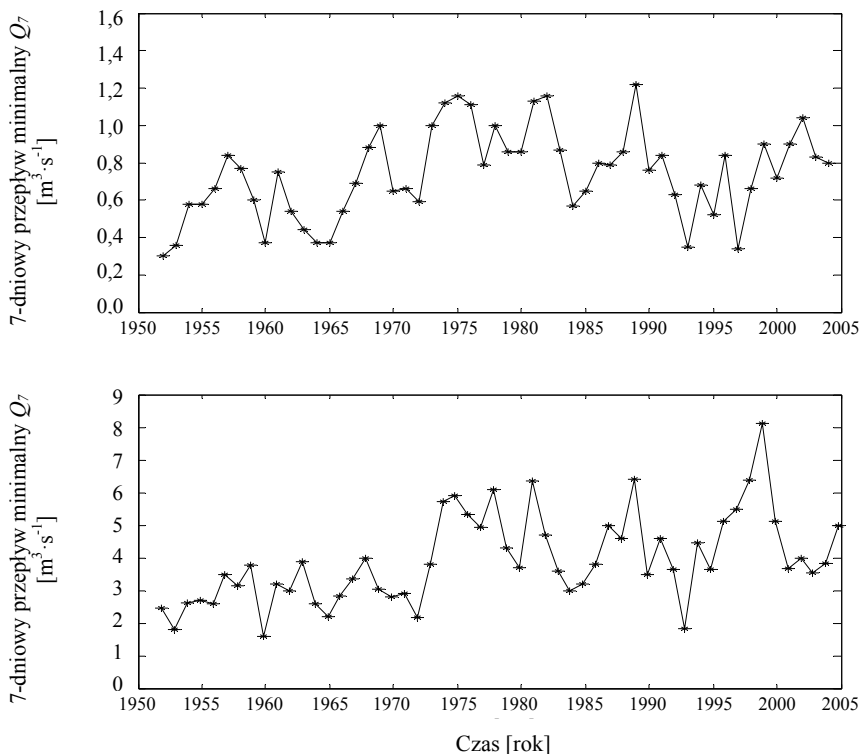
### 3. METODY ANALIZY PRZEPIYWÓW

Obrona metodyka składa się z analizy następujących charakterystyk (wskaźników) przepływu:

- siedmiodniowe przepływy minimalne roczne,
- przepływy średnie sezonowe (letnie i zimowe),
- skumulowane rozkłady pulsów niżówkowych,
- liczba oraz średni czas trwania pulsów niżówkowych,
- przepływy bazowe.

### 3.1. Siedmiodniowe przepływy minimalne roczne

Wskaźnikiem charakteryzującym przepływy niżówkowe są przepływy minimalne roczne na podstawie danych o kroku tygodniowym. Przepływy obserwowane w Surażu oraz w Narewce zostały uśrednione do kroku tygodniowego i następnie wyznaczono przepływy minimalne roczne. Wyniki analizy przedstawiono na rys. 4. Górny wykres ilustruje przepływy minimalne w Narewce, a dolny – w Surażu.



Rys. 4. Siedmiodniowe przepływy minimalne roczne;  
górny wykres – Narewka, dolny wykres – Suraż

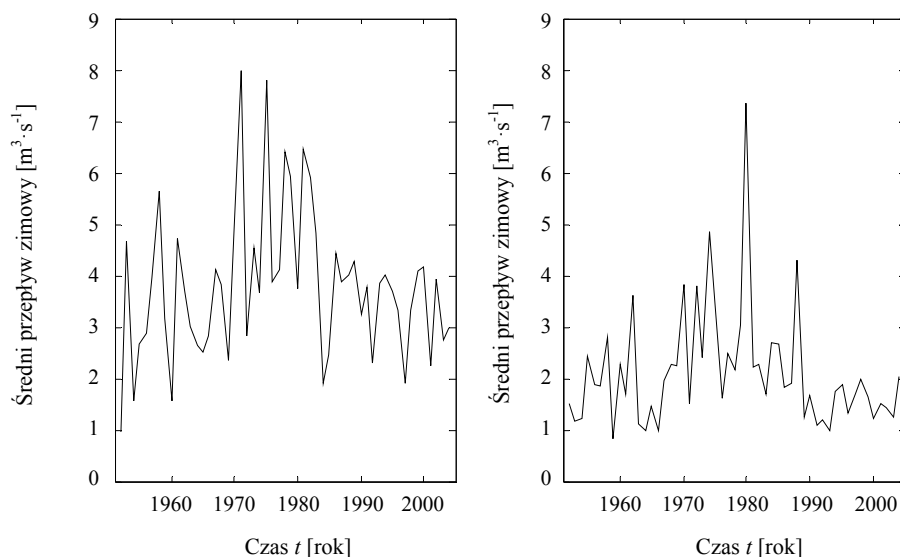
Analiza przepływów minimalnych rocznych w Narewce (górny wykres rys. 4) wskazuje na brak statystycznie istotnego trendu w całym analizowanym okresie. Natomiast w szeregu przepływów w Surażu (dolny wykres rys. 4) można wyróżnić dwa okresy o wyraźnie różnej wartości średniej. Pierwszy z nich w latach 1951-1974, drugi – 1974-2005. Zgodnie z rozważaniami Mioduszeńskiego i in. (2004) lata 1951-1970 były okresem wyjątkowo suchym (patrz również rys. 5), co odzwierciedla przepływ minimalny roczny. Natomiast równie suche lata 1985-2000 nie mają swego odzwierciedlenia w przepływach w Surażu, z wyjątkiem roku 1993, kiedy minimalny roczny przepływ siedmiodniowy był na poziomie przepływu z roku 1960. Przepływy minimalne roczne w Narewce maleją w okresie 1990-

2000, co jest odzwierciedleniem zmniejszonego zasilania, jednak nie różnią się znacznie charakterem od przepływów w Surażu, z wyjątkiem roku 1997, kiedy przepływ w Surażu zwiększa się, a w Narewce maleje.

### 3.2. Przepływy średnie sezonowe

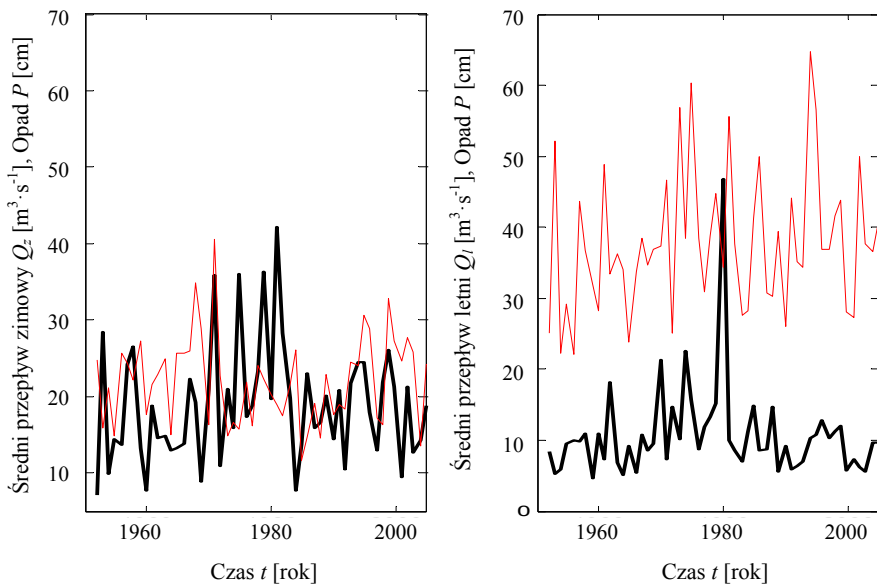
Ze względu na odmienne potrzeby systemów ekologicznych w okresie letnim i zimowym stosuje się podział na sezony zimowy i letni. Sezon letni obejmuje miesiące maj-październik, natomiast sezon zimowy – listopad-kwiecień. Wyniki analizy przepływów średnich sezonowych dla Narewki przedstawiono na rys. 5, dla Surażu – na rys. 6.

Lewy wykres na obu rysunkach pokazuje średni przepływ zimowy (listopad-kwiecień), natomiast prawy przedstawia średni przepływ w okresie letnim (maj-październik). Dodatkowo na rys. 6 pokazano sumę opadów sezonowych dla Białegostoku. Oba rysunki wskazują na zmniejszanie się przepływu zimowego począwszy od lat osiemdziesiątych.



Rys. 5. Narewka: przepływ średni z półrocza zimowego – lewy wykres; przepływ średni z półrocza letniego – prawy wykres





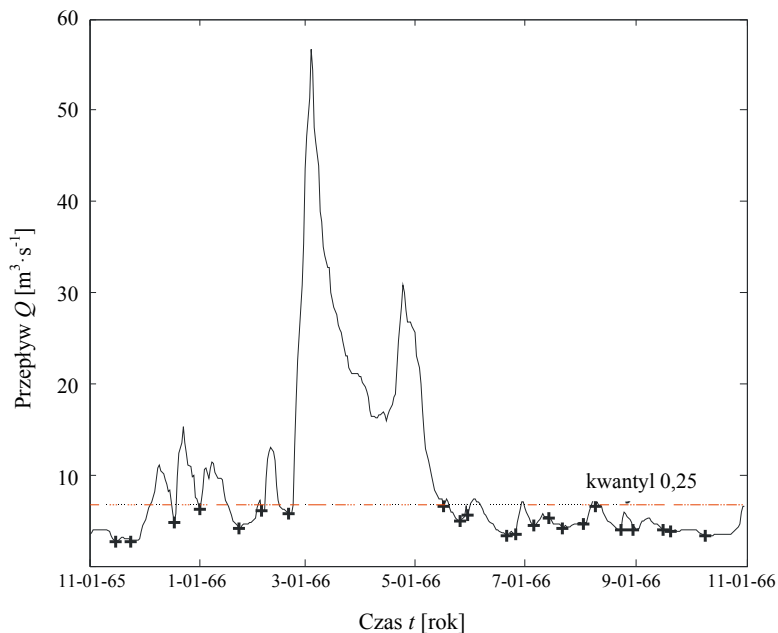
Rys. 6. Suraż: przepływ średni z sezonu zimowego – lewy wykres; przepływ średni z sezonu letniego – prawy wykres; linia czerwona oznacza sezonowe sumy opadów w Białymstoku

### 3.3. Pulsy niżówkowe

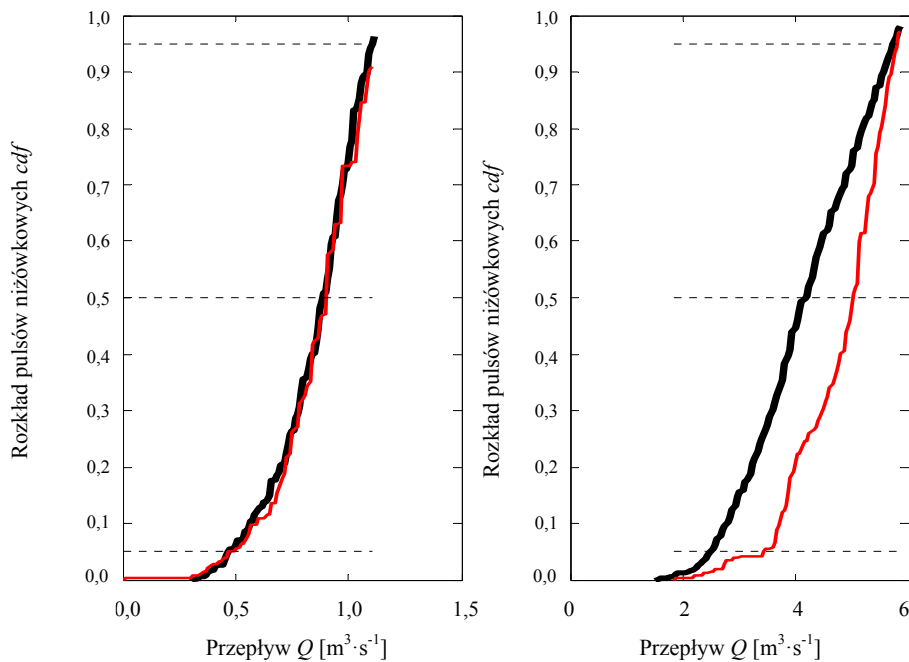
Jedną z charakterystyk przepływów niżówkowych są tzw. pulsy niżówkowe. Są to zjawiska o przepływie poniżej kwantyla 0,25 przepływów obserwowanych (jak u Huh i in. 2005), ale charakteryzujące się tym, że stanowią lokalne minimum przepływu. Sposób wyboru pulsów niżówkowych przedstawiono na rys. 7. W trakcie każdej niżówki może wystąpić więcej niż jeden puls niżówkowy. Przeprowadzona klasyfikacja pozwala na wybór pulsów oddalonych od siebie w czasie w celu uniknięcia przypadkowych wahań przepływów. Ilość pulsów w porównaniu do ilości niżówek dodatkowo uwzględnia czas ich występowania.

Na podstawie ciągów przepływów w Surażu i Narewce wyodrębniono szeregi pulsów niżówkowych dla okresu przed i po uruchomieniu zbiornika. Uzyskany rozkład skumulowany pulsów niżówkowych dla Narewki i Suraża przedstawiono na rys. 8. Lewy wykres ilustruje wyniki dla Narewki, prawy – dla Suraża. Czarne linie ilustrują rozkład skumulowany przed budową zbiornika Siemianówka, natomiast czerwone – po uruchomieniu go.

Widoczne są różnice analizowanego szeregu czasowego w Surażu przed i po uruchomieniu zbiornika. Do oceny zmian został zastosowany test statystyczny sumy Kołmogorowa-Smirnowa (DeGroot 1991). Zgodnie ze statystyką  $D$  szeregi czasowe pulsów niżówkowych w Surażu przed i po wybudowaniu zbiornika są statystycznie różne, tymczasem dla Narewki brak jest różnic w pulsach niżówkowych. Wynik ten wskazuje na antropogeniczny charakter zmian przepływów niskich w Surażu, jako że Narewka nie znajduje się pod bezpośrednim wpływem zbiornika.



Rys. 7. Pulsy niżówkowe

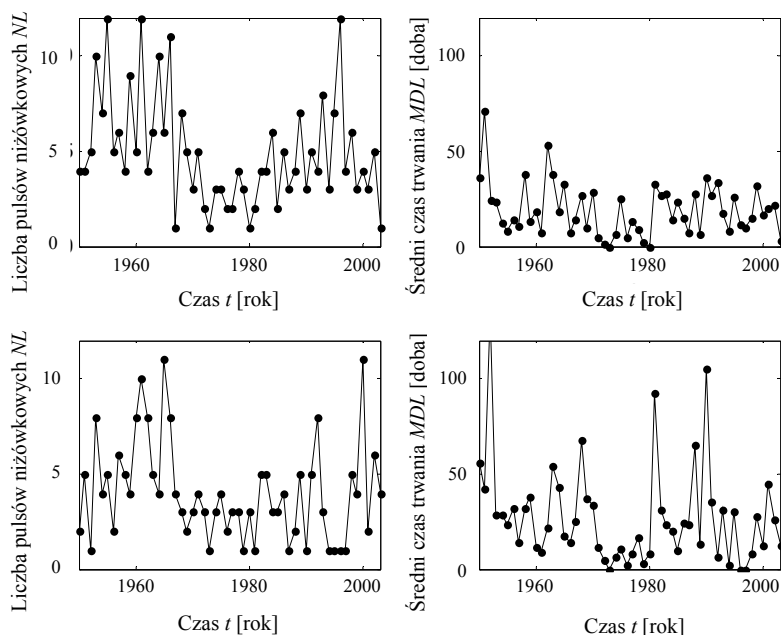


Rys. 8. Skumulowany rozkład pulsów niżówkowych dla Narewki i Suraza: wykres lewy ilustruje przepływy w przekroju Narewka, wykres prawy – przepływy w Surazu; linia czarna oznacza przepływy z okresu przed budową zbiornika w Siemianówce, czerwona – po wybudowaniu zbiornika; linie poziome oznaczają medianę i kwantyle 0,05 i 0,95.

Dla przekroju w Surażu mediana pulsów niżówkowych po uruchomieniu zbiornika jest większa o  $0,4 \text{ m}^3 \cdot \text{s}^{-1}$ . Widoczny jest wzrost wartości kwantyla 0,05. Wynik jest zgodny z zamierzonym działaniem zbiornika (Mioduszewski i in., 2004). Tego typu analiza pozwala jedynie na całościową ocenę przepływów niskich, bez szczegółowego badania ich przebiegu czasowego.

### 3.4. Liczba i czas trwania pulsów niżówkowych

Kolejnymi charakterystykami niżówek opierającymi się na pulsach niżówkowych są liczby ich wystąpień w ciągu roku oraz średnia długość ich trwania (Huh i in. 2005). Wielkości te odpowiadają indeksom ekologicznym (Richter i in. 1996; Poff i in. 1997). Na podstawie obserwowanych ciągów przepływów w Surażu oraz Narewce wyznaczono liczbę pulsów niżówkowych oraz ich średni czas trwania w ciągu kolejnych lat. Na rys. 9 przedstawiono serie czasowe indeksów uzyskanych dla Narewki i Suraża. Górny wykres ilustruje liczbę pulsów niżówkowych (NL) i ich średni czas trwania (MDL) dla Narewki, dolny wykres – dla Suraża.



Rys. 9. Górny wykres: liczba pulsów niżówkowych (NL) i ich średni czas trwania (MDL) dla Narewki; dolny wykres: liczba pulsów niżówkowych (NL) i ich średni czas trwania (MDL) dla Suraża

Szeregi czasowe liczby przepływów niżówkowych dla Narewki i Suraża wykazują podobny przebieg w okresie przed zbudowaniem zbiornika Siemianówka.

Ponadto analiza autokorelacji liczby przepływów niżówkowych dla Narewki wskazuje, że można je modelować za pomocą modelu autoregresyjnego rzędu drugiego, AR(2). Natomiast liczba pulsów niżówkowych w Surazie nie wykazuje autokorelacji. Według Hugh i in. (2005) jest to potwierdzenie bardziej naturalnego przebiegu przepływów niżówkowych w Narewce.

### 3.5. Przepływy bazowe

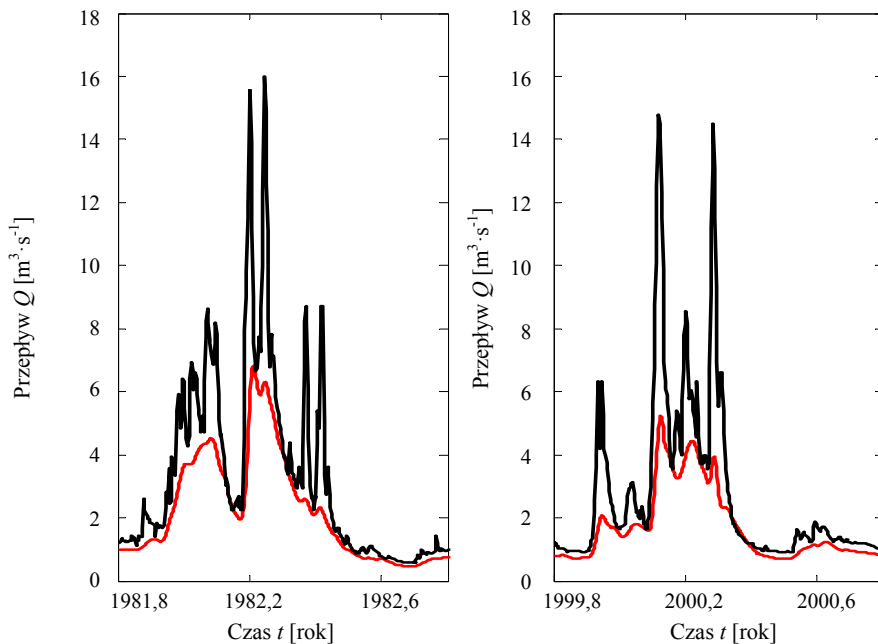
Następną charakterystyką opisującą reżim przepływu jest przepływ bazowy. Wskaźnik ten zawiera informacje dotyczące interakcji pomiędzy wodami gruntowymi i powierzchniowymi, w tym również zasilania wód gruntowych w czasie topnienia śniegu i straty na ewapotranspirację (Wittenberg 2003). Analiza przepływów bazowych została przeprowadzona przy założeniu nieliniowego zbiornika opisującego dynamikę wód gruntowych (Wittenberg 2003). Zmiany przepływu bazowego zostały zbadane za pomocą indeksu wód bazowych (Base Flow Index, *BFI*), zdefiniowanego jako stosunek objętości wód bazowych do całkowitej objętości przepływu. *BFI* został wprowadzony przez Gustarda i in. (1992) w Instytucie Hydrologii, w Wallingford, w Wielkiej Brytanii. Zgodnie z rezultatami badań Nathana i McMahona (1990) stwierdzono, że przepływ bazowy zwykle stanowi około 50% przepływu całkowitego. Wartość tego indeksu zależy od rodzaju podłoża zlewni i jego przepuszczalności. Dla przykładu, rzeki wypływające ze zlewni o podłożu nieprzepuszczalnym zwykle będą miały *BFI* w zakresie od 0,15 do 0,35. Natomiast zlewnie o podłożu wapiennym mogą mieć *BFI* rzędu 0,9 z powodu znacznego udziału wód gruntowych w przepływie całkowitym rzeki. Indeksy bazowe Narewki i Suraza dla okresu przed i po wybudowaniu zbiornika w Siemianówce podano w tablicy 3. Dla Narewki indeks zmienia się nieznacznie, dla Suraza – rośnie. Indeksy bazowe uzyskane za pomocą metody Wittenberga przedstawiają spójny obraz zmian zachodzących w zlewni Górnej Narwi po budowie zbiornika w Siemianówce, polegających na zwiększeniu przepływu bazowego poprzez odpływy ze zbiornika w okresach niżówkowych.

Tablica 3

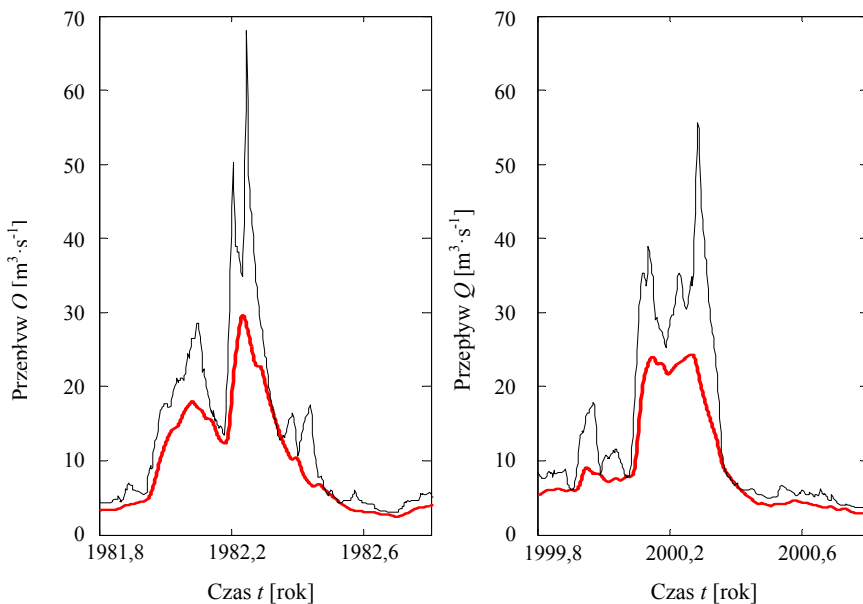
**Indeksy bazowe dla Narewki i Suraza dla okresów przed i po zbudowaniu zbiornika w Siemianówce**

Rzeka	Zbiornik Siemianówka	
	Przed budową	Po wybudowaniu
Narewka	0,64	0,65
Suraz	0,61	0,66

Rys. 10 i 11 przedstawiają przykładowe przepływy bazowe dla Narewki i dla Suraza. Lewe wykresy ilustrują okres przed budową zbiornika w Siemianówce, a prawe – po budowie zbiornika. Przepływ bazowy jest zaznaczony linią czerwoną, a przepływ całkowity linią czarną.



Rys. 10. Przepływy bazowe dla Narewki; lewy wykres – okres przed budową zbiornika; prawy wykres – okres po wybudowaniu zbiornika; linią czarną oznaczone są przepływy całkowite, linią czerwoną – przepływy bazowe



Rys. 11. Przepływy bazowe dla Suręża; lewy wykres – okres przed budową zbiornika; prawy wykres – okres po budowie zbiornika; linią czarną oznaczone są przepływy całkowite, linią czerwoną – przepływy bazowe



#### 4. PODSUMOWANIE

W pracy przedstawiono analizę zmian charakteru przepływu w zlewni Górnej Narwi. Jako potencjalne przyczyny tych zmian wyróżniono: zmiany użytkowania terenu, budowę i uruchomienie Zbiornika Siemianówka oraz zmienność klimatyczną. Analiza trendów długoterminowych zmiennych klimatycznych wskazuje na wzrost temperatury począwszy od lat 90. XX wieku, bez widocznych zmian w miesięcznych sumach opadu w badanym okresie (1950-2006). Ocena zmian użytkowania terenu została oparta na rocznikach statystycznych GUS, pracy Nasiłowskiej (2008) oraz bazie danych CORINE z lat 1990, 2000 i 2006. Oszacowania wskazują na zwiększenie powierzchni zurbanizowanych i zalesionych oraz zmniejszenie powierzchni uprawnych i bagiennych. Jedną z ważniejszych przyczyn zmian reżimu przepływu jest zbiornik Siemianówka. Jego działanie ma na celu zmniejszenie przepływów maksymalnych i zwiększenie przepływów niskich.

Do oceny zastosowano podejście statystyczne, polegające na poszukiwaniu zmian w obserwowanych ciągach przepływów. W celu wyodrębnienia przyczyn tych zmian analizę przeprowadzono równoległe dla dwóch wodowskazów – Suraża, będącego pod bezpośrednim wpływem zbiornika, oraz Narewki, poza bezpośrednim wpływem zbiornika.

W pracy przeanalizowano przepływy minimalne roczne na podstawie danych o kroku tygodniowym, przepływy średnie sezonowe (letnie i zimowe), skumulowane rozkłady pulsów niżówkowych, liczbę oraz średni czas trwania pulsów niżówkowych, przepływy bazowe. Każde z testowanych podejść podkreśla inne aspekty zmian reżimu przepływu.

Analiza minimalnych rocznych przepływów siedmiodniowych wskazuje na skokowy wzrost wartości średnich przepływu, począwszy od roku 1975 dla Suraża. Ponieważ przepływy w Narewce nie wykazują podobnej zmiany, przyczyną może być kompleksowa odpowiedź zlewni Górnej Narwi na zmiany zarówno klimatyczne, jak i natury antropogenicznej. Analiza przepływów z półroczia zimowego w Surażu wskazuje na skokowy spadek wartości średniej począwszy od roku 1982, co ma też odzwierciedlenie w przepływach zimowych w Narewce.

Skumulowane rozkłady pulsów niżówkowych poniżej kwantyla 0,25 wskazują na zmiany przepływów w Surażu pomiędzy dwoma analizowanymi okresami, przed i po uruchomieniu zbiornika Siemianówka. Natomiast skumulowane rozkłady pulsów niżówkowych dla Narewki nie zmieniają się. Ten wynik potwierdza tezę o wpływie zbiornika na przepływy niskie w Górnej Narwi.

Analiza przepływów bazowych i zmiany indeksu bazowego dla obu zlewni, w okresach przed i po budowie zbiornika w Siemianówce, wykazała zwiększenie indeksu przepływu bazowego w Surażu dla okresu po zbudowaniu zbiornika w Siemianówce, co potwierdza jego wpływ na reżim przepływów niskich w zlewni.

Otrzymane wyniki podkreślają konieczność stosowania wieloaspektowych i wielotestowych metod oceny wpływu zmian antropogenicznych na reżim przepływu.

## THE INFLUENCE OF LAND-USE CHANGES AND WATER STORAGE RESERVOIR ON RIVER FLOWS IN THE CATCHMENT THE UPPER NAREW RIVER

### Summary

The aim of this study is an analysis of influence of human-induced changes in a catchment on river flows. We use the Upper Narew River in north-east Poland as a case study. Apart from climatic and land-use changes, the Upper Narew catchment was changed by the construction of a storage reservoir at Siemianówka, on the upstream reach of the river. We apply statistical approach focussing on the analysis of changes in low flow regime for the periods before and after reservoir construction. The sites considered are Suraż gauging station, situated on the River Narew and Narewka, on the River Narewka. Long-term changes in land use are assessed using previous studies of the catchment and the analysis of Corine land cover data and government yearbooks. The first approach is a time series analysis of flow, temperature and rainfall variation over the whole length of available data and the derivation of trends of these variables. Next, cumulative distributions of low flow events, number and duration of flow events, annual minima seven-day and seasonal flows are derived. The last approach consists of an application of the Wittenberg baseflow separation method and tests for changes in baseflow indices. The results show that different methods explain different aspects of changes in the catchment and flow regime due to climatic changes and changes in land use and water management practices. The analysis of cumulative distribution functions gave evidence of the influence of Siemianówka reservoir on low flows which was also confirmed by the low flow analysis using the Wittenberg approach.

### BIBLIOGRAFIA

- Banaszuk H., 1996, *Paleogeografia naturalne i antropogeniczne przekształcenia dolny Górnej Narwi*, Wydawnictwo Ekonomia i Środowisko, Białystok
- Banaszuk P., Kamocki A., 2008, *Effect of climatic fluctuations and land use changes on the hydrology of temperate fluvioigenous wetland*, Ecological Engineering, 32, 133-146
- DeGroot M.H., 1991, *Chapter 9 in Probability and Statistics*, 3rd ed., Reading, Addison Wesley Publishing Company
- Gustard A., Bullock A., Dixon J.M., 1992, *Low flow estimation in the United Kingdom*, IH Report No.108, Wallingford, Institute of Hydrology
- Huh S., Dickey D.A., Meador M.R., Ruhl K.E., 2005, *Temporal analysis of frequency and duration of low and high streamflow: years of record needed to characterise streamflow variability*, Journal of Hydrology, 310, 78-94
- Mioduszewski W., Kowalewski Z., Szymczak T., Okruszko T., Biesiada M., Bielonko K., Piekarski K., 2004, *Wody Powierzchniowe*, [w:] *Przyroda Podlasia: Narwiański Park Narodowy*, H. Banaszuk (red.), 83-113
- Nasiłowska S., 2008, *Zmiany użytkowania ziemi zlewni górnej Narwi w XIX-XX wieku*, Teledetekcja Środowiska, 40, 53-68
- Nathan R.J., McMahon T.A., 1990, *Evaluation of automated techniques for baseflow and recession analysis*, Water Resources Research, 26(7), 1465-1473

- Poff N.L., Allan J.D., Bain M.B., Karr J.R., Prestegard K.L., Richter B.D., Sparks R.E., Stromberg J.C., 1997, *The Natural Flow Regime, A paradigm for river conservation and restoration*, BioScience, 47(11), 769-784
- Richter B.D., Baumgartner J.V., Powell J., Braun D.P., 1996, *A method for assessing hydrologic alteration within ecosystems*, Conservation Biology, 10, 1163-1174
- Romanowicz R.J., Osuch M., 2011, *Assessment of land use and water management induced changes in flow regime of the Upper Narew*, Physics and Chemistry of the Earth, 36 (13), 662-672, DOI: 10.1016/j.pce.2011.04.012
- Tallaksen L.M., Madsen H., Clausen B., 1997, *On the definition and modeling of streamflow drought duration and deficit volume*, Hydrol. Sci. J., 42(1), 15-33
- Wittenberg H., 2003, *Effects of season and man-made changes on baseflow and flow recession: case studies*, Hydrological Processes, 17, 2113-2123, DOI: 10.1002/hyp.1324
- Young P.C., Pedregal D.J., Tych W., 1999, *Dynamic Harmonic Regression*, Journal of Forecasting, 18, 369-394