

METODY OBLICZANIA PRZEPŁYWU ŚREDNIEGO NISKIEGO SNQ



pod redakcją
BOGDANA OZGA-ZIELIŃSKIEGO
TOMASZA WALCZYKIEWICZA



METODY OBLICZANIA PRZEPŁYWU ŚREDNIEGO NISKIEGO SNQ

pod redakcją
Bogdana Ozga-Zielińskiego
Tomasza Walczykiewicza

Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej
Państwowy Instytut Badawczy
Warszawa 2022



SERIA PUBLIKACJI NAUKOWO-BADAWCZYCH IMGW-PIB

METODY OBLICZANIA PRZEPŁYWU ŚREDNIEGO NISKIEGO SNQ

Autorzy

Monika Bryła, Urszula Czaja, Roman Konieczny, Małgorzata Kotlarz, Wojciech Krasowski,
Maciej Maciejewski, Paulina Myszkiwicz, Bogdan Ozga-Zieliński, Emilia Popielewska,
Tomasz Rogowski, Magdalena Skonieczna, Tomasz Walczykiewicz, Karolina Wolanin,
Mateusz Żelazny

Recenzent

prof. dr hab. Artur Radecki-Pawlik

Opracowanie redakcyjne

Rafał Stepnowski

Opracowanie graficzne i techniczne

Michał Seredin

ISBN: 978-83-64979-47-7

Wydawca

Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej – Państwowy Instytut Badawczy
01-673 Warszawa, ul. Podleśna 61, E. content@imgw.pl

Redaktor Wydawniczy/Publishing Editor

Rafał Stepnowski, E. rafal.stepnowski@imgw.pl

PRZEDMOWA

Przepływ SNQ jest jedną z ważniejszych charakterystyk hydrologicznych niezbędnych przy opracowywaniu dokumentacji hydrologicznych, stanowiących podstawę planowania i projektowania w zakresie inżynierii wodnej, zapobiegania skutkom suszy i zarządzania zasobami śródlądowych wód powierzchniowych, w tym wydawania decyzji administracyjnych. Niniejsze opracowanie jest zbiorem metod obliczania przepływu średniego niskiego (SNQ) dla potrzeb szeroko pojętej praktyki inżynierskiej, wykonywania ekspertyz w Instytucie Meteorologii i Gospodarki Wodnej – Państwowym Instytucie Badawczym (IMGW-PIB) oraz przygotowywania informacji o charakterystyce SNQ przez Centrum Hydrologicznej Osłony Kraju (CHOK) Państwowej Służby Hydrologiczno-Meteorologicznej (PSHM), jak również do realizacji atlasu hydrologicznego.

Główną przesłanką do podjęcia prac nad przygotowaniem prezentowanej monografii było ogłoszenie 20 lipca 2017 r. nowego Prawa wodnego [Dz.U. 2017, poz. 1566]. Zgodnie z ww. ustawą przepływ charakterystyczny SNQ stanowi podstawę naliczania przez Państwową Osobę Prawną Wody Polskie wysokości opłaty za usługi wodne za pobór wód, składającej się z opłaty stałej oraz opłaty zmiennej uzależnionej od ilości pobranych wód powierzchniowych (Dział VI, rozdz. 5, art. 270, 271, 274).

IMGW-PIB, widząc potrzebę przygotowania metodyki obliczania przepływu SNQ i wspomoczenia ówczesnego Ministerstwa Gospodarki Morskiej i Żeglugi Śródlądowej (MGMiŻŚ) oraz Państwowego Gospodarstwa Wodnego Wody Polskie (PGW WP) jako instytut resortowy, opracował koncepcję wykonania metodyki obliczania przepływu SNQ, a następnie przygotował przedkładaną publikację pt. *Metody obliczania przepływu średniego niskiego SNQ*.

Opracowanie zawiera metody obliczeniowe, które pozwalają oszacować przepływ SNQ w różnych sytuacjach położenia przekroju obliczeniowego (projektowego) i dostępności danych hydrologicznych. Należy wyraźnie podkreślić, że nie można stworzyć uniwersalnych metod obliczeniowych, a każda ich implementacja (aplikacja) związana jest z konkretnymi indywidualnym przypadkami występującymi na rzece. Każda z prezentowanych metod w niniejszym opracowaniu zilustrowana jest przykładem obliczeniowym. W końcowej części monografii zamieszczono również informację o zasobach wód powierzchniowych w Polsce w kontekście charakterystyki SNQ.

Przedstawione metody obliczeniowe mogą być wykorzystane w takich dziedzinach, jak zaopatrzenie w wodę ludności, rolnictwa, przemysłu i energetyki oraz w żegludze śródlądowej. Ponadto znajomość przepływu SNQ stanowi niezbędną informację m.in. w planowaniu i gospodarowaniu zasobami wodnymi, w tym do obliczania przepływów dyspozycyjnych czy wyznaczania niżówek (przepływ graniczny niżówki), jak również określania przepływów środowiskowych, w tym przepływu nienaruszalnego.

W latach 2018-2019 IMGW-PIB podjął w ramach własnych środków finansowych temat badawczy, podczas realizacji którego dokonano:

- (i) Przeglądu metod obliczania SNQ w zależności od położenia przekroju obliczeniowego względem istniejących stacji wodowskazowych w sieci pomiarowo-obszaryjnej PSHM.
- (ii) Wyboru metod obliczania SNQ z już istniejących metod, dotychczas stosowanych, metod z uwzględnieniem możliwości uzyskania danych pomiarowych w przekrojach obliczeniowych pokrywających się z przekrojem stacji wodowskazowej z długim ciągiem przepływów NQ, z krótkim ciągiem przepływów NQ i w sytuacjach, gdy przekrój obliczeniowy jest przekrojem niekontrolowanym na rzece kontrolowanej oraz gdy jest położony na rzece niekontrolowanej.
- (iii) Weryfikacji stacji wodowskazowych znajdujących się w sieci pomiarowo-obszaryjnej PSHM posiadających ciągi pomiarowe wartości przepływów minimalnych NQ i stworzenia bazy informacji o przepływach minimalnych, które mogą być użyte do obliczenia charakterystyki SNQ.

Następnie w latach 2020-2021 przygotowano przykłady obliczeniowe w ramach projektu pt. *Metodyka obliczania przepływów charakterystycznych w IMGW-PIB*, realizowanego przez Centrum Hydrologicznej Osłony Kraju i Zakład Hydrologii i Inżynierii Zasobów Wodnych Centrum Badań i Rozwoju IMGW-PIB.

Bogdan Ozga-Zieliński, Tomasz Walczykiewicz

SPIS TREŚCI

WPROWADZENIE	7
I. METODY OBLICZANIA PRZEPLYWU SNQ STOSOWANE W PRZYPADKU PEŁNEJ DOSTĘPNOŚCI INFORMACJI HYDROLOGICZNEJ O PRZEPLYWIE	11
I.1. Badanie jednorodności ciągów pomiarowych przepływów	11
I.1.1. Metody genetyczne.....	12
I.1.2. Metody statystyczne	14
I.2. Przepływy charakterystyczne główne	22
Cytowana literatura.....	28
II. METODY OBLICZANIA PRZEPLYWU SNQ W PRZYPADKU NIEPEŁNEJ INFORMACJI HYDROLOGICZNEJ O PRZEPLYWIE – KRÓTKI CIĄG POMIAROWY PRZEPLYWÓW W PRZEKROJU OBLICZENIOWYM	29
II.1. Metody wykorzystujące długie ciągi przepływów z innej stacji wodowskazowej	30
II.1.1. Jawne wydłużanie ciągu przepływów	30
II.1.1.1. Modele statyczne – związek wodowskazów.....	30
II.1.1.2. Modele hydrologiczne – koncektualne	37
II.1.1.3. Modele hydrauliczne – transformacja hydrodynamiczna	42
II.2.1. Przenoszenie charakterystyk – regresja II rodzaju	48
III. METODY OBLICZANIA PRZEPLYWU SNQ PRZY BRAKU INFORMACJI HYDROLOGICZNEJ O PRZEPLYWIE	55
III.1. Brak ciągu pomiarowego przepływów w przekroju obliczeniowym na rzece kontrolowanej.....	55
III.1.1. Jedna stacja wodowskazowa na rzece z przekrojem obliczeniowym – transformacja statyczna	55
III.1.1.1. Metoda ekstrapolacji – ustalony współczynnik przeliczeniowy.....	55
III.1.2. Dwie stacje wodowskazowe na rzece z przekrojem obliczeniowym	60
III.1.2.1. Transformacja statyczna – metoda interpolacji	60
III.1.2.2. Transformacja statyczna – metoda ekstrapolacji.....	63
III.1.3. Jedna lub dwie stacje wodowskazowe oraz dane potrzebne do modelu transformacji.....	67
III.1.3.1. Transformacja dynamiczna – modele koncektualne i hydrodynamiczne.....	67
Cytowana literatura.....	68
III.2. Brak ciągu pomiarowego przepływów w przekroju obliczeniowym na rzece niekontrolowanej.....	68
III.2.1. Ciągi przepływów z innej stacji wodowskazowej – subiektywny wybór zlewni podobnej.....	68
III.2.1.1. Transformacja statyczna – proporcjonalnie do powierzchni zlewni.....	68
III.2.2. Charakterystyki opadu i charakterystyki fizjograficzne zlewni niekontrolowanej – zależności regionalne.....	75
III.2.2.1. Wzory regionalne	75
III.2.2.2. Mapy obszarowego rozkładu średniego niskiego odpływu jednostkowego SNq.....	91
Cytowana literatura.....	96

IV. PRZEPIY W SNQ W KONTEKŚCIE ZASOBÓW WÓD POWIERZCHNIOWYCH	
POLSKI	97
IV.1. Zasoby wód powierzchniowych.....	97
IV.2. Pomiary i obserwacje.....	99
IV.3. Obszary niedoboru wody i obszary niżówkowe.....	99
IV.4. Przepływ SNQ jako charakterystyka zasobów wodnych na przykładzie ostatniego dziesięciolecia (2010-2019).....	100
Cytowana literatura.....	103
WYBRANA BIBLIOGRAFIA UZUPEŁNIAJĄCA	105

WPROWADZENIE

W opracowaniu dokonano przeglądu i analizy dotychczas stosowanych metod obliczania przepływu SNQ oraz wybrano te metody, które według zespołu opracowującego mogą być wykorzystane do obliczeń. Przegląd metod wykonany został z uwzględnieniem dostępności danych hydrologiczno-meteorologicznych i położenia przekroju obliczeniowego (projektowego) względem istniejących stacji wodowskazowych w sieci pomiarowo-obszerniczej PSHM. Przegląd rozpoczęto od sytuacji najkorzystniejszej, tj. pokrywania się przekroju obliczeniowego z przekrojem stacji wodowskazowej, dla której istnieje długi ciąg pomiarowy przepływu rzeczno- W myśl zapisów Ustawy Prawo wodne z 20 lipca 2017 r. (z późniejszymi zmianami) ciąg ten powinien obejmować co najmniej dwadzieścia lat obserwacji. Ustawa nie definiuje z jakiego okresu powinno pochodzić wspomniane wyżej wielolecie. Kierując się zasadą dostarczenia dla użytkownika najbardziej aktualnej i miarodajnej informacji o przepływie SNQ, zespół badawczy rekomenduje 30-letnie jednakowe dla obszaru całej Polski i aktualizowane co roku wraz z uzyskaniem informacji o wartości przepływu NQ w kolejnym roku. W związku z tym przepływ główny II rzędu, jakim jest charakterystyka SNQ, będzie obliczany na podstawie trzydziestoelementowych ciągów przepływów niskich głównych I rzędu NQ z okresów przesuwanych o jeden rok wraz otrzymaniem kolejnej wartości przepływu NQ. Ciągi te muszą spełniać warunek jednorodności genetycznej i statystycznej w rozpatrywanych stacjach wodowskazowych. Jeżeli stacja wodowskazowa dysponuje krótszym niż trzydziestoelementowym jednorodnym ciągiem pomiarowym, należy wówczas zastosować metody obliczeniowe uwzględniające dodatkową informację o przepływach lub innych zjawiskach mających wpływ na kształtowanie się przepływów w rozpatrywanej stacji wodowskazowej. Może być to informacja hydrologiczna o przepływach w innej stacji wodowskazowej znajdującej się w pobliżu przekroju obliczeniowego, informacja o opadach lub zastosowanie modelu zlewni kontrolowanej wraz z ciągami zmiennych wejścia. Ze względu na dobre rozpoznanie, stosunkowo nieskomplikowane obliczenia i łatwość dostępu do danych pomiarowych, rekomendowane są metody wykorzystujące informację hydrologiczną o przepływie z innej stacji wodowskazowej znajdującej się w pobliżu przekroju obliczeniowego. Są to metody wydłużania jawnego krótkiego ciągu przepływów – modele statyczne, tzw. związki wodowskazów lub modele transformacji dynamicznej – modele konceptualne lub modele hydrodynamiczne oraz metody przenoszenia charakterystyk przepływu oparte na równaniach regresji II rodzaju. W sytuacji gdy przekrój obliczeniowy jest przekrojem niekontrolowanym, ale znajduje się na rzece kontrolowanej, możliwe jest zastosowanie metod, które będą wykorzystywały informację hydrologiczną o przepływie z przekrojów kontrolowanych znajdujących się na tej samej rzece co przekrój obliczeniowy. Można tutaj wyróżnić trzy sytuacje położenia przekroju obliczeniowego względem przekrojów kontrolowanych, mianowicie: (1) poniżej lub powyżej przekroju obliczeniowego znajduje się jedna stacja wodowskazowa, (2) w pobliżu przekroju obliczeniowego znajdują się dwie stacje wodowskazowe, (3) w pobliżu przekroju obliczeniowego znajduje się jedna lub dwie stacje wodowskazowe i na rzece zidentyfikowany jest model transformacji przepływu. W przypadku (1) stosuje się metody transformacji statycznej – metoda ekstrapolacji, tj. metoda przenoszenia charakterystyki SNQ, obliczonej na stacji wodowskazowej, proporcjonalnie do powierzchni zlewni przy ustalonym współczynniku przeliczeniowym. W przypadku (2) można wyróżnić dwie sytuacje: gdy przekrój obliczeniowy znajduje się między dwoma stacjami wodowskazowymi, wtedy stosuje się transformację statyczną – metodę interpolacji i przenosi się charakterystykę SNQ obliczoną na jednej ze stacji wodowskazowych, albo gdy powyżej lub poniżej przekroju obliczeniowego znajdują się dwie stacje wodowskazowe, wówczas stosuje się transformację statyczną – metodę ekstrapolacji, tj. metoda przenoszenia charakterystyki SNQ, obliczonej na jednej ze stacji wodowskazowych, proporcjonalnie do powierzchni zlewni przy zidentyfikowanym współczynniku przeliczeniowym dla odcinka rzeki, na którym znajduje się przekrój obliczeniowy i stacje wodowskazowe. W przypadku (3) można dokonać transformacji

dynamicznej przy wykorzystaniu zidentyfikowanego modelu conceptualnego (hydrologicznego) lub hydrodynamicznego (hydraulicznego). W sytuacji gdy przekrój obliczeniowy znajduje się na rzece niekontrolowanej (zlewnia niekontrolowana), zespół rekomenduje dwa rozwiązania, mianowicie: (1) wybór kontrolowanej zlewni podobnej do zlewni zamkniętej przekrojem obliczeniowym lub (2) zastosowanie istniejących zależności regionalnych w postaci wzorów regionalnych lub map obszarowego rozkładu charakterystyki SNQ (SNq). W przypadku (1) dokonywana jest transformacja statyczna przepływu SNQ, obliczonego w przekroju kontrolowanym zlewni podobnej, proporcjonalnie do powierzchni obu zlewni z ustalonym współczynnikiem przeliczeniowym. W przypadku (2) konieczne jest dysponowanie opracowaną zależnością regionalną uwzględniającą charakterystyki opadu i charakterystyki fizyczno-geograficzne regionu, w którym znajduje się zlewnia niekontrolowana zamknięta przekrojem obliczeniowym. Zespół odrzucił możliwość wykorzystania metody rekonstrukcji ciągu przepływów przy zastosowaniu modelu zlewni niekontrolowanej ze względu na ograniczenia w dostępie do danych wejściowych tego typu modeli oraz braku danych o charakterystykach fizyczno-geograficznych zlewni niekontrolowanej, od których zależą parametry tego typu modeli, dla większości zlewni niekontrolowanych rzek polskich.

Podstawowym zadaniem przy przygotowaniu niniejszego opracowania był wybór, analiza i rekomendacja aktualnie stosowanych metod obliczania charakterystyki SNQ w różnych sytuacjach dostępności danych pomiarowych dla potrzeb planowania, projektowania i eksploatacji obiektów inżynierskich w szczególności obiektów gospodarki wodnej i hydrotechniki oraz dla potrzeb oceny zasobów wodnych i ich ochrony. W trakcie prac wykorzystano doświadczenia i wiedzę zespołu zdobyte przy przygotowaniu publikacji pt. *Metody obliczania charakterystyk przepływu rzecznoego* pod redakcją B. Ozga-Zielińskiego i J. Brzezińskiego (raport wewnątrz IMGW-PIB, Warszawa 2013), w tym opracowania następujących autorów: Jerzego Brzezińskiego, Pawła Cabańskiego, Maurycego Ciupaka, Marcina Dąbrowskiego, Andrzeja Kadłubowskiego, Marka Malesy, Jerzego Niedbały i Wojciecha Pawelca.

Przedstawione w niniejszej monografii metody przygotowano według poniższego schematu:

- A. Wymagane dane pomiarowe.
- B. Opis metody obliczeniowej.
 - B.1. Przyjęte założenia.
 - B.2. Opis właściwy – procedura wykonania obliczeń.
 - B.3. Warunki stosowalności.
- C. Przykład obliczeniowy.

Takie podejście miało przede wszystkim na celu ujednoczenie opisu każdej metody według z góry ustalonego wzorca tak, aby każda z metod była czytelna i możliwa do porównania z inną metodą, która może być użyta przy tych samych uwarunkowaniach i dostępności danych pomiarowych. Opis metod został podzielony na trzy sekcje umożliwiające określenie wymaganych danych wejściowych potrzebnych do obliczenia charakterystyki SNQ (sekcja A) oraz podanie procedury wykonania obliczeń uwzględniającej przyjęte założenia w metodzie (jeśli takie zostały podane przez twórców metody przy jej opracowywaniu) i warunki jej stosowalności (sekcja B). W sekcji C zamieszczono przykład obliczeniowy ilustrujący określoną metodę wyznaczania przepływu SNQ.

Metody obliczania charakterystyki SNQ proponowane w niniejszym opracowaniu zostały uporządkowane według dostępności informacji hydrologicznej o przepływach minimalnych NQ (rys. 1) wg następującej zasady: najpierw podane zostały metody stosowane, gdy posiadana jest pełna informacja hydrologiczna o przepływie NQ, tj. do dyspozycji hydrologa są długie ciągi pomiarowe przepływów niskich (Rozdział I); następnie, gdy posiadana informacja jest niepełna, tj. gdy dysponuje się jedynie krótkimi ciągami pomiarowymi przepływów minimalnych w przekroju obliczeniowym (Rozdział II); i w końcu metody obliczania charakterystyki SNQ w przypadku braku informacji hydrologicznej o przepływach minimalnych w przekroju obliczeniowym – projektowym (Rozdział III).

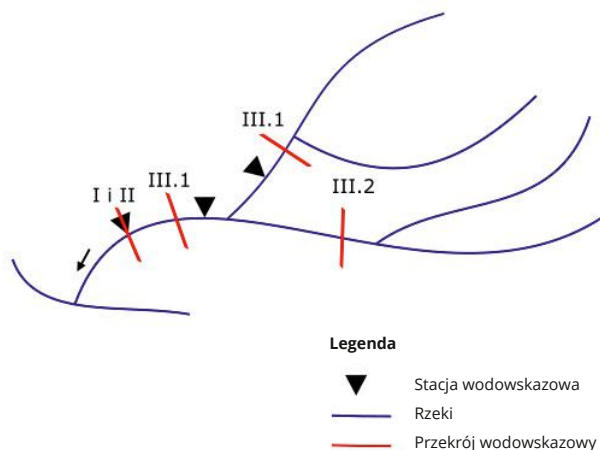
Metody obliczania charakterystyki SNQ w przypadku pełnej dostępności informacji hydrologicznej o przepływach minimalnych uzupełniono o metody badania jednorodności ciągów pomiarowych przepływów NQ, uwzględniając analizę niejednorodności wykrywanej zarówno metodami genetycznymi, jak i statystycznymi.

Rozdział III, poświęcony metodom obliczania charakterystyki SNQ w przypadku braku informacji hydrologicznej o przepływach minimalnych w przekroju obliczeniowym, podzielono na dwie części, z których pierwsza traktuje o stosowanych metodach w sytuacji braku ciągów pomiarowych przepływów NQ w przekroju obliczeniowym na rzece kontrolowanej (Rozdział III.1), a druga w sytuacji, gdy przekroje obliczeniowe znajdują się na rzekach niekontrolowanych (Rozdział III.2).

W Rozdziale IV omówiono charakterystykę SNQ w kontekście zasobów wód powierzchniowych Polski. Przedstawiono w nim podstawowe informacje o zasobach (Rozdział IV.1), zamieszczono syntetyczną informację o prowadzonych pomiarach i obserwacjach hydrologicznych (Rozdział IV.2), charakterystykę obszarów niżówkowych (Rozdział IV.3) i analizę SNQ jako charakterystyki zasobów wodnych na przykładzie dziesięciolecia 2010-2019 (Rozdział IV.4).

Autorzy opracowania zdecydowali się umieścić po każdym rozdziale tylko cytowaną literaturę. Pozostała dostępna, wybrana bibliografia została podana na końcu opracowania jako jednolity blok literaturowy pomocny przy rozszerzeniu i uzupełnieniu wiedzy o metodach rekomendowanych w opracowaniu.

Źródłem danych hydrograficznych wykorzystywanych w monografii jest Mapa Podziału Hydrograficznego Polski w skali 10:000 zrealizowana w ramach projektu pt. *Informatyczny system osłony kraju przed nadzwyczajnymi zagrożeniami*, współfinansowanego ze środków Europejskiego Funduszu Rozwoju Regionalnego w ramach 7. osi priorytetowej Programu Operacyjnego Innowacyjna Gospodarka, Narodowego Funduszu Ochrony Środowiska i Gospodarki Wodnej oraz budżetu państwa. Źródłem danych o zalesieniu jest CORINE Land Cover v. 2018 (<http://land.copernicus.eu>), natomiast dane przestrzenne o zaktualizowanej regionalizacji fizycznogeograficznej (mezoregiony) pochodzą ze strony www.gdos.gov.pl. Izohipsy wygenerowano na bazie modelu terenu SRTM.



Sytuacje położenia przekroju obliczeniowego: I – z długim ciągiem pomiarowym przepływów minimalnych, II – z krótkim ciągiem pomiarowym przepływów minimalnych, III.1 – przekrój obliczeniowy na rzece kontrolowanej i III.2 – przekrój obliczeniowy na rzece niekontrolowanej.

I. METODY OBLICZANIA CHARAKTERYSTYKI SNQ STOSOWANE W PRZYPADKU PEŁNEJ DOSTĘPNOŚCI INFORMACJI HYDROLOGICZNEJ O PRZEPLYWACH MINIMALNYCH

W rozdziale przedstawiono metody obliczania charakterystyki SNQ, które stosuje się, gdy w przekroju obliczeniowym (projektowym) dostępne są długie jednorodne ciągi pomiarowe przepływów minimalnych NQ. Szczególną uwagę należy zwrócić na jednorodność ciągów, gdyż tylko na podstawie takich można określać miarodajne charakterystyki SNQ niezbędne do planowania, zarządzania i eksploatacji zasobów wodnych oraz projektowania obiektów inżynierii wodnej. W związku z tym opracowanie rozpoczyna się od przedstawienia metodyki analizy danych pomiarowych pod kątem badania ich jednorodności – zarówno genetycznej, jak i statystycznej. Zagadnienie analizy jednorodności ciągów pomiarowych dotyczy nie tylko metod podanych w rozdziale I, ale również wszystkich metod prezentowanych w dalszej części opracowania.

I.1. Badanie jednorodności ciągów pomiarowych przepływów

Do planowania i zarządzania zasobami wodnymi niezbędna jest wiarygodna informacja hydrologiczna i związana z nią informacja meteorologiczna. Wiedzę tę najczęściej uzyskuje się z wieloletnich pomiarów i obserwacji oraz metod statystycznych. Podejście statystyczne było do niedawna w pełni poprawne z uwagi na stosunkowo mały wpływ działalności gospodarczej człowieka na naturalną zmienność procesów hydrometeorologicznych. Ciągi pomiarowe można było traktować, jako ciągi jednorodne, a więc miarodajne do uzyskiwania poprawnej informacji statystycznej. Niestety z powodu powiększającej się ingerencji człowieka w środowisko przyrodnicze, niejednorodność ciągów staje się coraz bardziej wyraźna. Prowadzone w ostatnich latach prace badawcze wskazują, że dla znacznej liczby rzek ciągi pomiarowe są niejednorodne – obliczane na ich podstawie, i z użyciem dotychczasowych metod statystycznych, charakterystyki hydrologiczne są niemiarodajne dla potrzeb projektowania i zarządzania w gospodarce wodnej.

Zamieszczone w niniejszym rozdziale metody omówiono na przykładzie ciągów pomiarowych przepływów minimalnych NQ, niemniej mogą być one stosowane do wykrywania niejednorodności ciągów innych zjawisk.

Zagadnienie sprawdzania jednorodności ciągów pomiarowych ma szczególne znaczenie w dziedzinach opierających się na eksperymencie biernym, gdy pomiar odbywa się w warunkach naturalnych i na mierzone zjawisko oddziałuje jednocześnie wiele czynników – nie zawsze w pełni rozpoznanych i na ogół niemierzonych, a więc oddziałujących w sposób niezależny i niekontrolowany przez eksperymentatora. Jest to typowa sytuacja przeprowadzania pomiarów dotyczących zjawisk geofizycznych.

Ogólnie pod pojęciem „niejednorodności” zjawiska rozumie się zmienność zbioru czynników warunkujących jego wystąpienie i przebieg. Ponadto o niejednorodności ciągu pomiarowego badanego zjawiska decydują zmiany warunków przeprowadzania eksperymentu, tj. zmiana metody i przyrządu pomiarowego, miejsca i czasu wykonania pomiaru, częstości próbkowania itp. Jeżeli można wykryć i określić (niekoniecznie ilościowo) czynniki powodujące niejednorodność ciągów pomiarowych, wówczas można powiedzieć, że znana jest geniza niejednorodności. Niejednorodność wykrywana w ten sposób nazywana jest skrótowo „niejednorodnością genetyczną”, chociaż pełna jej nazwa to niejednorodność wykrywana metodami badania genyzy, przebiegu i warunków pomiaru zjawiska. Na zjawisko lub warunki jego pomiaru często działają jednak czynniki, których nie potrafimy wyodrębnić i określić, a jedynie obserwujemy ich wpływ na zmianę własności statystycznych ciągów pomiarowych. Ten rodzaj

niejednorodności nazywany jest „niejednorodnością statystyczną”, czyli niejednorodnością wykrywaną metodami analizy statystycznej [Ozga-Zieliński 1999].

I.1.1. Metody genetyczne

A. Wymagane dane pomiarowe

Podstawową wejściową informacją hydrologiczną są ciągi pomiarowe codziennych przepływów w analizowanym przekroju wodowskazowym, obejmujące okres wynikający z celu opracowania. Dodatkowo, jeśli to możliwe, powinno się przygotować zestawienia ciągów pomiarowych zbioru czynników, które są przyczyną wystąpienia i przebiegu analizowanego zjawiska.

B. Opis metody obliczeniowej

B.1. Przyjęte założenia

1. Wzrastająca intensywność działalności gospodarczej człowieka na obszarze zlewni i w korycie rzeczonym prowadzi do zmian warunków kształtujących odpływ rzeczny i inne zjawiska hydrologiczne. W efekcie dochodzi do utraty jednorodności ciągów pomiarowych obserwowanych zjawisk hydrologicznych.
2. W zależności od czynników oddziałujących na mierzone zjawisko, wyróżnia się trzy rodzaje niejednorodności genetycznej:
 - i. Niejednorodność aprioryczną związaną z genezą zjawiska przyrodniczego. Warunkiem decydującym o jednorodności apriorycznej ciągów pomiarowych jest stałość (niezmiennność) zbioru czynników będących przyczyną wystąpienia i przebiegu badanego zjawiska. Na przykład, zupełnie inny zbiór czynników warunkuje powstawanie niżówek pory zimowej, a inny niżówek pory letniej. Ten rodzaj niejednorodności może być określony z góry na podstawie przyczynowej analizy zjawiska.
 - ii. Niejednorodność pomiarową, która wynika z niejednorodności warunków przeprowadzania eksperymentu pomiarowego. Zmiana metody pomiaru, przyrządu pomiarowego, miejsca, czasu i gęstości próbkowania może wpłynąć na niejednorodność badanego ciągu.
 - iii. Niejednorodność czasową spowodowaną zmianą w okresie obserwacyjnym zbioru czynników kształtujących powstanie i przebieg badanego zjawiska. Niejednorodność czasowa jest najczęściej występującym rodzajem niejednorodności genetycznej. W sytuacjach, gdy nie występuje niejednorodność aprioryczna bądź pomiarowa, pod pojęciem niejednorodności genetycznej rozumiana jest niejednorodność czasowa.
3. Niejednorodność genetyczna jest możliwa do wykrycia i zidentyfikowania. Wykrywając przyczyny i moment wystąpienia niejednorodności genetycznej, można rozdzielić posiadane ciągi pomiarowe przepływów na ciągi genetycznie jednorodne.
4. Analiza niejednorodności wykrywanej metodami genetycznymi powinna być wykonywana poprzez sekwencyjną eliminację poszczególnych jej rodzajów.

B.2. Opis właściwy – procedura wykonania obliczeń

1. Wykonanie analizy niejednorodności apriorycznej badanego zjawiska (badanej zmiennej losowej).
 - Jednoznaczne zdefiniowanie analizowanego zjawiska hydrologicznego.
 - Określenie zbioru czynników warunkujących występowanie i przebieg zjawiska.
 - Wydzielenie ciągów pomiarowych apriorycznie genetycznie jednorodnych. W przypadku niżówek (przepływów minimalnych) zestawienie dwóch ciągów, tj. ciągu niżówek z półrocza zimowego i ciągu niżówek z półrocza letniego.

- Przygotowanie charakterystyk ilościowych analizowanego zjawiska na podstawie wydzielonych apriorycznie jednorodnych ciągów pomiarowych. W przypadku analizy niżówek należy określić ciągi przepływów minimalnych dla niżówek zimowych $Q_{min,z}$ i oddzielnie ciągi przepływów minimalnych dla niżówek letnich $Q_{min,l}$.

Każdy wydzielony ciąg apriorycznie jednorodny powinien być poddany oddzielnie dalszej procedurze obliczeniowej.

2. Przeprowadzenie wizualnej oceny ciągu pomiarowego przy wykorzystaniu wykresu realizacji badanej zmiennej.

Analizowanie wykresu realizacji zmiennej losowej w celu wykrycia potencjalnych punktów niejednorodności oraz różnych tendencji w przebiegu badanej zmiennej losowej. Do określenia potencjalnych punktów niejednorodności powinna zostać użyta również informacja poza hydrologiczna.

3. Analiza niejednorodności genetycznej w celu usunięcia niejednorodności pomiarowej.

Analizowanie niejednorodności pomiarowej w całym okresie obserwacyjnym ze szczególnym uwzględnieniem wykrytych punktów niejednorodności w analizie wizualnej (pkt. 2). Po wykryciu niejednorodności pomiarowej, wynikającej ze zmiany warunków wykonywania pomiaru w okresie prowadzenia obserwacji, należy określić współczynniki korekcyjne i zastosować je do odpowiednich elementów badanego ciągu.

4. Analiza niejednorodności genetycznej w celu usunięcia niejednorodności czasowej.

Analizowanie niejednorodności czasowej w całym okresie obserwacyjnym ze szczególnym uwzględnieniem wykrytych punktów niejednorodności w analizie wizualnej (pkt. 2). Po stwierdzeniu znaczących zmian któregoś z czynników wpływających na zjawisko powodujące wystąpienie niejednorodności czasowej, należy określić współczynniki korekcyjne i zastosować je do odpowiednich elementów badanego ciągu.

5. Jak podano powyżej, jeżeli znaczące zmiany czynników mających wpływ na przebieg zjawiska (badaną zmienną losową) zostaną zidentyfikowane, to powinny być one uwzględnione poprzez korektę poszczególnych wyrazów ciągu pomiarowego. Procedurą alternatywną jest podział całego ciągu na podciągi jednorodne, ale w takiej sytuacji wszystkie dalsze obliczenia muszą być wykonywane oddzielnie dla każdego podciągu. Natomiast w przypadku zaobserwowania pewnej tendencji w zmianie czynników, należy usunąć powstały w ten sposób trend w ciągu pomiarowym bądź uwzględnić w dalszych obliczeniach występującą tendencję zmian tych czynników.

B.3. Warunki stosowalności

1. Ze względu na występowanie dwóch różnych pór roku, w których niżówki (przepływy minimalne) są kształtowane przez inne czynniki, należy wyróżnić dwa rodzaje niżówek – niżówki pory zimowej i niżówki pory letniej. Istotą tego podziału są przede wszystkim odmienne warunki kształtowania się niżówek. Dla niektórych rzek trudno jest te różnice genetycznie określić bądź różnice te w ogóle nie występują. Wówczas badaniu jednorodności należy poddać cały ciąg pomiarowy przepływów minimalnych bez podziału na porę zimową i letnią. W szczególności dotyczy to badania niejednorodności statystycznej (rozd. I.1.2.).

2. Metoda przygotowuje jednorodne genetycznie charakterystyki ilościowe (ciągi pomiarowe) analizowanego zjawiska hydrologicznego.

3. Ze względu na konieczność wydzielenia apriorycznie jednorodnych ciągów pomiarowych, danymi wejściowymi powinny być codzienne przepływy i ciągi pomiarowe lub obserwacyjne zbioru czynników warunkujących występowanie i przebieg analizowanego zjawiska. Wymaga to przygotowania meteorologicznych i klimatologicznych danych wejściowych reprezentatywnych dla badanej zlewni i jej charakterystyk fizycznogeograficznych.

4. Doskonalenie technik pomiarowych polepsza warunki pomiaru, przyczynia się jednak do niejednorodności ciągów pomiarowych, wynikającej z braku możliwości porównania ciągów otrzymanych w wyniku zastosowania różnych metod i urządzeń pomiarowych. Aby porównać takie ciągi, należałoby znać informację ilościową o niepewności pomiaru. Niepewność pomiaru związana jest z jednej strony z zastosowanym instrumentem pomiarowym, z drugiej zaś z rozrzutem wyników pomiaru wokół prawdziwej wartości. Główną jej przyczyną jest losowa zmienność warunków pomiaru. W związku z tym, korekta tego typu niejednorodności jest trudna, gdyż nie zawsze możliwe jest dokładne określenie błędu pomiaru.

5. Analiza metodami genetycznymi w stosunkowo prosty sposób umożliwia wykrycie przyczyny i momentu wystąpienia niejednorodności czasowej wywołanej działalnością człowieka. Natomiast zdecydowanie trudniej jest ją określić pod względem ilościowym.

Często ze względu na dużą naturalną zmienność badanego zjawiska, bądź ze względu na występowanie powolnych lub niezbyt dużych zmian, jedyną możliwą metodą wykrycia niejednorodności ciągów pomiarowych są metody genetyczne, zwłaszcza w przypadku krótkich ciągów pomiarowych.

Jako informację wyjściową metody otrzymuje się charakterystyki ilościowe jednorodnych genetycznie ciągów pomiarowych przepływów, zgodne z celem przygotowywanego opracowania hydrologicznego. W odniesieniu do niżówek przygotowywane są ciągi niżówek letnich i zimowych.

Wynikiem analizy niejednorodności wykrywanej metodami genetycznymi jest także informacja o wykrytych punktach niejednorodności dla każdego, oddzielnie analizowanego, ciągu pomiarowego. W przypadku wykrycia takich punktów, dodatkową informacją jest liczebność każdego z wydzielonych podciągów, umożliwiającą podjęcie decyzji o dalszym wykorzystaniu badanego ciągu.

I.1.2. Metody statystyczne

A. Wymagane dane pomiarowe

Badanie jednorodności ciągów pomiarowych przepływów metodami statystycznymi powinno być poprzedzone analizą niejednorodności wykrywanej metodami genetycznymi opisanymi w rozdz. I.1.1. W związku z tym, wejście do metody statystycznej stanowią przygotowane ciągi pomiarowe badanego zjawiska, apriorycznie jednorodne. Badając jednorodność niżówek, należy przygotować dwa ciągi pomiarowe – pierwszy ciąg przepływów minimalnych z półroczu zimowego, drugi z zimowego, a w uzasadnionych przypadkach, gdy nie występuje zróżnicowanie sezonowe, jeden ciąg przepływów minimalnych rocznych.

W praktyce bardzo często zdarza się, że mimo dogłębnej analizy niejednorodności metodami genetycznymi ciągi pomiarowe wciąż wykazują niejednorodność. W takich sytuacjach, gdy nie można zidentyfikować czynników wywołujących niejednorodność metodami genetycznymi, niezbędna jest analiza ciągów pomiarowych metodami statystycznymi. Zgodnie z metodyką badania jednorodności metodami statystycznymi, dla każdego ciągu należy przygotować informację o wykrytych w analizie niejednorodności metodami genetycznymi punktach niejednorodności dzielących badany ciąg na podciągi oraz liczebności poszczególnych podciągów.

B. Opis metody obliczeniowej

B.1. Przyjęte założenia

1. Na zjawisko lub warunki jego pomiaru działają często czynniki, których nie można wyodrębnić i określić, a jedynie obserwuje się ich wpływ na zmianę własności statystycznych ciągów pomiarowych. Ten rodzaj niejednorodności określany jest jako niejednorodność statystyczna, czyli niejednorodność wykrywana metodami analizy statystycznej.

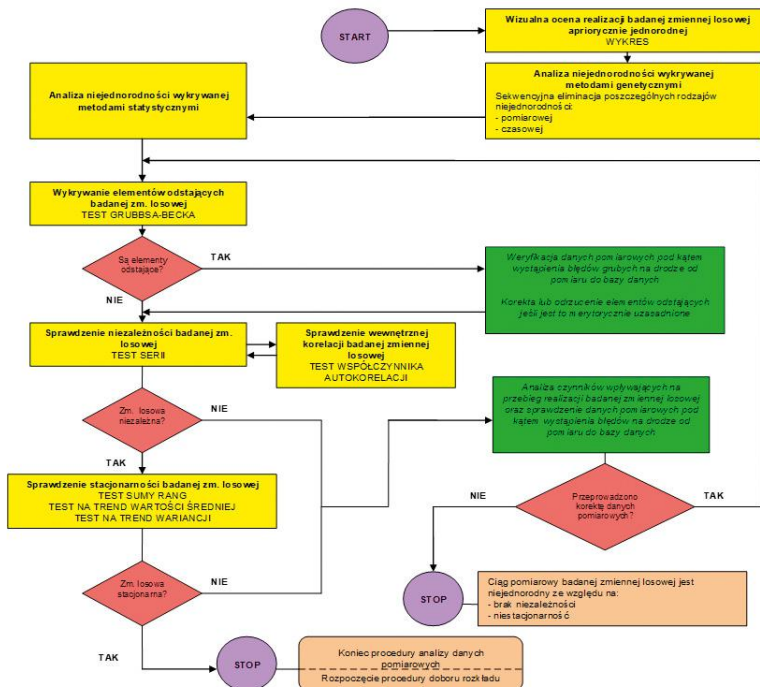
2. W praktyce bardzo rzadko spotyka się ciągi pomiarowe zjawisk hydrologicznych, których rozkład prawdopodobieństwa mógłby być opisany rozkładem normalnym. W związku z tym, opisywana metoda zakłada, że rozkład badanej zmiennej losowej nie jest znany. Zatem do weryfikacji charakterystyk statystycznych najwygodniejszymi i jednocześnie najprostszymi w użyciu są nieparametryczne testy statystyczne. Wyjątkiem jest test Grubbsa-Becka, który nie należy do grupy testów nieparametrycznych i został użyty w procedurze badania jednorodności metodami statystycznymi do wykrywania błędów grubych.

3. Charakterystykami statystycznymi ciągów pomiarowych przepływów, ulegającymi zmianom najczęściej są wartość średnia i wariancja. Zmiany w wartościach tych charakterystyk mają charakter skokowy lub występują w postaci zmiennych trendów. Najskuteczniejszymi testami do wykrywania zaburzeń zjawisk hydrologicznych są test sumy rang Kruskala-Wallisa i test współczynnika Spearmana korelacji rangowej na trend wartości średniej i trend wariancji.

4. Zastosowanie powyższych testów do wykrywania niejednorodności wymaga, aby badana zmienna losowa była niezależna, podlegała dowolnemu ciągłemu rozkładowi prawdopodobieństwa i aby jej wartości były wolne od błędów grubych. Dlatego analizę niejednorodności ciągów pomiarowych należy rozpocząć od sprawdzenia, za pomocą testu Grubbsa-Becka, występowania elementów odstających oraz niezależności i wewnętrznego skorelowania badanej zmiennej losowej – odpowiednio przy wykorzystaniu testu serii i testu współczynnika autokorelacji.

B.2. Opis właściwy – procedura wykonania obliczeń

Analizę niejednorodności ciągów pomiarowych metodami statystycznymi należy przeprowadzić zgodnie z procedurą przedstawioną na rysunku I.1. Poniżej omówiono poszczególne etapy procedury na przykładzie ciągów pomiarowych minimalnych.



Rys. I.1. Procedura analizy niejednorodności ciągów pomiarowych [Ozga-Zieliński 1999].

1. Wykrywanie elementów odstających badanej zmiennej losowej – test Grubbsa-Becka.

Badany ciąg pomiarowy jest sprawdzany pod kątem występowania w nim elementów odstających. Weryfikacja odbywa się przy użyciu testu Grubbsa-Becka. Zadaniem testu jest wykrycie w ciągu pomiarowym tych elementów, których wartości znacznie odbiegają od wartości pozostałych elementów ciągu oraz wyeliminowanie błędów grubych mogących wystąpić w zaobserwowanych wartościach.

Założenie testu: Zmienna losowa Y , równa logarytmowi naturalnemu z wartości badanej zmiennej losowej X o dowolnym rozkładzie prawdopodobieństwa, podlega rozkładowi normalnemu:

$$y_i = \ln x_i \quad i = 1, 2, \dots, N \quad (I.1)$$

Sprawdzian testu: Za elementy odstające uważa się te elementy x_i ciągu pomiarowego, których wartości przekroczyły wartość dolnej X_D lub górnej X_G granicy przedziału ufności testu przyjęte dla poziomu istotności α i równe:

$$\begin{aligned} X_D &= \exp(\bar{y} - K_N \cdot s_y) \\ X_G &= \exp(\bar{y} + K_N \cdot s_y) \end{aligned} \quad (I.2)$$

gdzie: \bar{y} – wartość średnia z wartości y_i zmiennej losowej Y ; s_y – średnie odchylenie z wartości y_i zmiennej losowej Y ; N – liczebność ciągu pomiarowego; $K_N = -3,62201 + 6,28446N^{0,25} - 2,49835N^{0,5} + 0,491436N^{0,75} - 0,037911N$ – statystyka oszacowana dla poziomu istotności $\alpha = 0,1$.

Jeśli w wyniku testowania stwierdzono, że ciąg pomiarowy zawiera elementy odstające, których wartości są znacznie większe od pozostałych wartości ciągu, to należy sprawdzić te wartości pod kątem ewentualności popełnienia błędu grubego na etapie przygotowania danych.

W przypadkach merytorycznie uzasadnionych popełnienia błędu grubego, elementy odstające powinno się odrzucić lub jeśli jest to możliwe dokonać korekty ich wartości.

Jeśli nie stwierdzono błędu grubego, to wówczas należy sprawdzić czy istnieje uzasadnienie statystyczne, wynikające z własności przyjętego rozkładu, pozostawienia elementów odstających w ciągu pomiarowym. Niektóre rozkłady prawdopodobieństwa dopuszczają występowanie elementów odstających w ciągu pomiarowym. Rozkłady logarytmiczno-normalny, Pearsona lub Weibulla są całkowicie nieodporne na odstawianie elementów w ciągu pomiarowym, co oznacza, że występowanie elementów odstających w ciągu pomiarowym opisywanej przez te rozkłady zmiennej losowej należy traktować jako zupełnie naturalne i nie powinno się odrzucać tych elementów.

2. Sprawdzenie niezależności badanej zmiennej losowej – test serii.

Zadaniem testu serii jest sprawdzenie, czy obserwowana realizacja badanej zmiennej losowej ma rzeczywiście charakter losowy, tj. czy pomierzone wartości tej zmiennej są przypadkowe w ciągu, czy też ich dobór podlega tendencji lub cykliczności.

Założenie testu: Zmienna losowa X podlega dowolnemu rozkładowi prawdopodobieństwa.

Sprawdzian testu r : Wartość sprawdzianu testu jest równa liczbie serii w ciągu złożonym z symboli a i b , otrzymanym na podstawie pomierzonych wartości x_i ($i = 1, 2, \dots, N$) zmiennej losowej X , przyjmując że każdemu elementowi x_i chronologicznie uporządkowanego ciągu pomiarowego zostanie przypisany symbol a , gdy wartość elementu x_i jest mniejsza od wartości mediany Me ($x_i < Me$), określonej na podstawie wszystkich elementów ciągu, oraz symbol b , gdy wartość elementu x_i jest większa od wartości mediany Me ($x_i > Me$). Wartość elementów x_i równych wartości mediany ($x_i = Me$) można pominać. W powstałym w ten sposób ciągu symboli a i b (np. *abbaaabbbabab*) obliczona liczba serii r (w przykładzie $r = 8$) jest porównywana z wartościami krytycznymi $r_{N_1, N_2, \alpha/2}$ i $r_{N_1, N_2, 1-\alpha/2}$ odczytanymi z tablicy wartości krytycznych rozkładu liczby serii dla poziomu istotności α i N_1 oraz N_2 liczby

elementów ciągu o wartościach odpowiednio mniejszych i większych od wartości Me . Jeżeli z porównania obliczonego sprawdzianu r z wartościami krytycznymi $r_{N_1, N_2, \alpha/2}$ i $r_{N_1, N_2, 1-\alpha/2}$ otrzyma się dla poziomu istotności $\alpha = 0,05$ nierówność $r \leq r_{N_1, N_2, \alpha/2}$ lub $r \geq r_{N_1, N_2, 1-\alpha/2}$, to hipotezę H_0 o losowości elementów ciągu pomiarowego należy odrzucić. Jeśli $r_{N_1, N_2, \alpha/2} < r < r_{N_1, N_2, 1-\alpha/2}$, to nie ma podstaw do odrzucenia hipotezy H_0 .

Jeżeli ciąg pomiarowy nie jest losowy, czyli obserwowana realizacja badanej zmiennej nie tworzy próby prostej (tzn. zmienna losowa jest zmienną zależną), wówczas należy przeprowadzić analizę czynników wpływających na przebieg realizacji badanej zmiennej losowej, a elementy ciągu pomiarowego powinny być sprawdzone pod kątem występowania błędów na drodze od pomiaru do bazy danych.

Jeżeli w wyniku analizy dokonano korekty danych pomiarowych, należy powrócić do procedury wykrywania elementów odstających w pkt. 1.

Jeżeli natomiast w wyniku merytorycznej analizy danych pomiarowych nie ma podstaw do dokonania ich korekty, to ciąg pomiarowy badanej zmiennej losowej należy uznać za ciąg niejednorodny, którego elementy nie spełniają warunku niezależności (losowości), a procedurę analizy niejednorodności ciągów pomiarowych zakończyć.

3. Sprawdzenie wewnętrznej korelacji badanej zmiennej losowej – test współczynnika autokorelacji. Poza stwierdzeniem niezależności zmiennej losowej, należy sprawdzić ciąg pomiarowy pod kątem występowania wzajemnej korelacji między poszczególnymi (kolejnymi) elementami ciągu. Jeżeli elementy ciągu pomiarowego nie wykazują wewnętrznej współzależności (skorelowania), to uważa się, że badana zmienna ma charakter „czysto losowy”. Badanie niezależności zmiennej losowej realizowane jest za pomocą analizy funkcji autokorelacji (autokowariancji), której unormowaną miarą jest współczynnik autokorelacji r_k .

Założenie testu: Zmienna losowa X podlega dowolnemu ciągłemu rozkładowi prawdopodobieństwa.

Sprawdzian testu r_k :

$$r_k = \frac{c_k}{c_0} \tag{1.3}$$

$$c_k = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^{N-k} (x_i - \bar{x}) \cdot (x_{i+k} - \bar{x})$$

gdzie: r_k – współczynnik autokorelacji z przesunięciem k ; c_k – funkcja autokowariancyjna z przesunięciem k ; c_0 – funkcja autokowariancyjna z przesunięciem $k = 0$, \bar{x} – wartość średnia z wartości x_i ($i = 1, 2, \dots, N$) zmiennej losowej X ; N – liczebność badanego ciągu pomiarowego.

Sprawdzian testu r_k jest porównywany z wartościami dolnej r_d i górnej r_g granicy przedziału ufności testu, obliczonymi na podstawie:

$$r_d = \frac{-1 - t_{\alpha/2} \cdot (N-2)^{0,5}}{N-1} \tag{1.4}$$

$$r_d = \frac{-1 + t_{\alpha/2} \cdot (N-2)^{0,5}}{N-1}$$

gdzie $t_{\alpha/2}$ zmienna losowa o rozkładzie $N(0,1)$ odczytana z tablicy kwantyli rozkładu normalnego dla poziomu istotności $\alpha = 0,05$.

Jeżeli z porównania obliczonego sprawdzianu:

$$\hat{r}_{k=1} = \frac{N+1}{N-4} r_{k=1} \quad (1.5)$$

gdzie $\hat{r}_{k=1}$ stanowi nieobciążony estymator współczynnika autokorelacji $r_{k=1}$ z przesunięciem $k = 1$ (z wartościami dolnej r_d i górnej r_g granicy przedziału ufności testu), otrzyma się nierówność $\hat{r}_{k=1} \leq r_d$ lub $\hat{r}_{k=1} \geq r_g$, to hipotezę H_0 o braku autokorelacji między elementami ciągu pomiarowego – nieistotność współczynnika $\hat{r}_{k=1}$ – należy odrzucić. Natomiast, gdy $r_d < \hat{r}_{k=1} < r_g$, to nie ma podstaw do odrzucenia hipotezy H_0 .

4. Sprawdzenie stacjonarności badanej zmiennej losowej – test sumy rang, test na trend wartości średniej, test na trend wariancji.

Ostatnim etapem analizy niejednorodności ciągu pomiarowego badanej zmiennej losowej jest sprawdzenie jej stacjonarności, tj. niezmienności czasowej parametrów statystycznych charakteryzujących przebieg realizacji badanej zmiennej losowej w całym zakresie pomiarowym. W tym celu stosuje się trzy nieparametryczne testy istotności: test sumy rang Kruskala-Wallisa, test współczynnika Spearmana korelacji rangowej na trend wartości średniej i test współczynnika Spearmana korelacji rangowej na trend wariancji zmiennej losowej.

Test sumy rang Kruskala-Wallisa

Założenia testu: Niezależna zmienna losowa X podlega dowolnemu ciągłemu rozkładowi prawdopodobieństwa.

Ciąg pomiarowy badanej zmiennej losowej X należy podzielić na k podciągów, uwzględniając przy tym wykryte punkty niejednorodności w analizie wizualnej ciągu pomiarowego. Następnie elementy ciągu pomiarowego są ustawiane w ciąg niemalejący i każdemu z nich jest nadawana ranga, tj. kolejny numer od 1 do N . W przypadkach jednakowych wartości elementów ciągu, nadawana im ranga jest taka sama, równa średniej arytmetycznej z rang, które otrzymałyby te elementy, gdyby ich wartości były różne. Następnie obliczana jest suma rang T_i oddzielnie dla każdego i -tego podciągu.

Sprawdzian testu χ^2 :

$$\chi^2 = \frac{12}{N(N+1)} \sum_{i=1}^k \frac{T_i^2}{N_i} - 3(N+1) \quad (1.6)$$

gdzie: k – liczba porównywanych podciągów, na które podzielono badany ciąg pomiarowy; T_i – suma rang elementów w i -tym podciągu ($i = 1, 2, \dots, k$); N_i – liczebność i -tego podciągu ($N_i > 5$); $N_i = \sum_{i=1}^k N_i$ – liczebność ciągu pomiarowego.

Sprawdzian testu χ^2 jest porównywany z wartością krytyczną χ_α^2 odczytaną z tablicy wartości krytycznych rozkładu χ_α^2 -Pearsona dla poziomu istotności $\alpha = 0,05$ i $k - 1$ stopni swobody. Jeżeli porównanie obliczonego sprawdzianu χ^2 z wartością krytyczną χ_α^2 spełnia nierówność $\chi^2 \geq \chi_\alpha^2$, to hipotezę H_0 o stacjonarności ciągu pomiarowego należy odrzucić. Natomiast, gdy $\chi^2 < \chi_\alpha^2$, to nie ma podstaw do odrzucenia hipotezy H_0 .

W przypadku występowania w całym N -elementowym ciągu pomiarowym dużej liczby elementów o jednakowych wartościach, należy uwzględnić poprawkę c i wówczas wartość testowanego sprawdzianu jest określana z zależności:

$$\chi_c^2 = \frac{\chi^2}{c} \quad (1.7)$$

gdzie: χ^2 – sprawdzian obliczany bez uwzględniania poprawki; $c = 1 - \frac{1}{N^3 - N} \sum_{j=1}^m S_j$ – poprawka sprawdzianu testu; $\sum_{j=1}^m S_j$ – suma poprawek dla m grup o elementach o jednakowych wartościach; $S_j = s^3 - s$ – poprawka dla j -tej grupy; s – liczba elementów o tej samej wartości w j -tej grupie.

Test współczynnika Spearmana korelacji rangowej na trend wartości średniej zmiennej losowej

Założenia testu: Niezależna zmienna losowa Z podlega dowolnemu ciągłemu rozkładowi prawdopodobieństwa.

Elementom ciągu pomiarowego zmiennej losowej Z ustawionego w ciąg chronologiczny jest nadawana ranga X_i , tj. kolejny numer od 1 do N . Następnie elementy ciągu pomiarowego uporządkowane są w ciąg niemalejący i każdemu z nich jest nadawana ranga Y_i również od 1 do N . W końcu obliczana jest $\sum_{i=1}^N d_i^2$ – suma kwadratów różnic rang $d_i = X_i - Y_i$ elementów badanego ciągu ustawionego odpowiednio w ciąg chronologiczny i niemalejący.

Sprawdzian testu t :

$$t = r_s \sqrt{\frac{N-2}{1-r_s^2}} \quad (I.8)$$

gdzie: N – liczebność badanego ciągu pomiarowego ($N \geq 10$); r_s – współczynnik korelacji rangowej Spearmana równy:

$$r_s = \frac{\sum_{i=1}^N x_i^2 + \sum_{i=1}^N y_i^2 - \sum_{i=1}^N d_i^2}{2 \cdot \sqrt{\sum_{i=1}^N x_i^2 \cdot \sum_{i=1}^N y_i^2}} \quad (I.9)$$

gdzie: $\sum_{i=1}^N d_i^2$ – suma kwadratów różnic rang $d_i^2 = (X_i - Y_i)^2$ elementów badanego ciągu pomiarowego ustawionego chronologicznie i w ciąg niemalejący; $\sum_{i=1}^N x_i^2 = \frac{N^3 - N}{12}$ – suma kwadratów rang elementów w ciągu chronologicznym; $\sum_{i=1}^N y_i^2 = \frac{N^3 - N}{12}$ – suma kwadratów rang elementów w ciągu niemalejącym.

Sprawdzian testu t jest porównywany z wartością krytyczną t_α odczytaną z tablicy wartości krytycznych rozkładu t -Studenta dla poziomu istotności $\alpha = 0,05$ i $N - 2$ stopni swobody. Jeżeli z porównania wartości bezwzględnej obliczonego sprawdzianu t z wartością krytyczną t_α otrzymana się nierówność $|t| \geq t_\alpha$, to hipotezę H_0 o stacjonarności ciągu należy odrzucić, tj. badany ciąg pomiarowy ma trend. Natomiast, gdy $|t| < t_\alpha$, to nie ma podstaw do odrzucenia hipotezy H_0 .

W przypadku występowania w całym N -elementowym ciągu pomiarowym dużej liczby elementów o jednakowych wartościach, należy uwzględnić poprawkę w sumie kwadratów rang elementów dla ciągu niemalejącego i wówczas jej wartość jest równa:

$$\sum_{i=1}^N y_i^2 = \frac{N^3 - N}{12} - \sum_{j=1}^k T_{y_j} \quad (I.10)$$

gdzie: $\sum_{j=1}^k T_{y_j}$ – suma k poprawek dla rang ciągu niemalejącego obliczana dla elementów o tej samej wartości; $T_{y_j} = \frac{l(l^3 - l)}{12}$ – j -ta poprawka dla rang ciągu niemalejącego; l – liczba elementów o tej samej wartości w ciągu.

Test współczynnika Spearmana korelacji rangowej na trend wariancji zmiennej losowej

Ciąg wartości x_i badanej zmiennej losowej N należy przekształcić w ciąg wartości z_i nowej zmiennej losowej Z , wykorzystując w tym celu następujące przekształcenie:

$$z_i = (x_i - \bar{x})^2 \quad i = 1, 2, \dots, N \quad (I.11)$$

gdzie: \bar{x} – wartość średnia z wartości x_i elementów ciągu pomiarowego zmiennej losowej X ; N – liczebność ciągu pomiarowego.

Dalsze obliczenia dla powstałego w ten sposób ciągu wartości z_i zmiennej losowej Z należy przeprowadzić zgodnie z procedurą podaną w teście współczynnika Spearmana korelacji rangowej na trend wartości średniej zmiennej losowej, przyjmując że niezależna zmienna losowa Z podlega dowolnemu ciągłemu rozkładowi prawdopodobieństwa oraz że sprawdzian testu t jest określony ze wzoru (I.8) i jest porównywany z wartością krytyczną t_α odczytaną z tablicy wartości krytycznych rozkładu t -Studenta dla poziomu istotności $\alpha = 0,05$ i $N - 2$ stopni swobody. Jeżeli z porównania wartości bezwzględnej obliczonego sprawdzianu t z wartością krytyczną t_α otrzyma się nierówność $|t| \geq t_\alpha$, to hipotezę H_0 o stacjonarności ciągu należy odrzucić, tj. badany ciąg pomiarowy ma trend.

Jeśli ciąg pomiarowy badanej zmiennej losowej, w wyniku sprawdzenia testem sumy rang oraz testem współczynnika Spearmana na trend wartości średniej i wariancji, okazał się niestacjonarny, to powinna być przeprowadzona analiza czynników wpływających na przebieg realizacji badanej zmiennej losowej, a elementy ciągu pomiarowego powinny być sprawdzone pod kątem występowania błędów na drodze od pomiaru do bazy danych.

Jeśli w wyniku merytorycznej analizy czynników wpływających na przebieg realizacji badanej zmiennej losowej dokonano korekty elementów ciągu pomiarowego, to należy powrócić do punktu wykrywania elementów odstających w procedurze analizy niejednorodności ciągów pomiarowych.

Jeśli w wyniku merytorycznej analizy nie ma podstaw do dokonania korekty elementów w ciągu, to ciąg pomiarowy badanej zmiennej losowej należy uznać za ciąg niejednorodny, którego elementy nie spełniają warunku stacjonarności i zakończyć procedurę analizy ciągów pomiarowych.

B.3. Warunki stosowalności

1. Przyjęty w opisanych testach poziom istotności $\alpha = 0,05$ uwzględnia z jednej strony stosunkowo długie ciągi pomiarowe, z drugiej zabezpiecza przed możliwością popełnienia błędu związanego z przyjęciem testowanej hipotezy, że badany ciąg pomiarowy jest jednorodny, chociaż w rzeczywistości jest on niejednorodny, a więc niemiarodajny do obliczania wymaganych charakterystyk.

Wartość poziomu testu zależy m.in. od liczebności (długości) ciągu pomiarowego. Im ciąg jest dłuższy, tym mniejszą wartość poziomu istotności można przyjąć. Zmniejszenie wartości α implikuje zwiększenie wartości krytycznej testu, co oznacza zmniejszenie obszaru odrzucenia (tzw. obszaru krytycznego) testowanej hipotezy H_0 , a więc zmniejszenie prawdopodobieństwa popełnienia błędu I-ego rodzaju, tj. odrzucenie testowanej hipotezy zerowej w przypadku, gdy jest ona prawdziwa. Dla ciągów o liczebności od 30 do 60 lat obserwacji można przyjąć za poziom istotności testu wartość mniejszą (np. $\alpha = 0,01$). Takie postępowanie jest jednak uzasadnione jedynie ze względu na dużą liczebność ciągu.

Z drugiej strony długie ciągi pomiarowe zjawisk hydrologicznych mogą charakteryzować się dużą niejednorodnością, wynikającą z przemian gospodarczych zachodzących na obszarze zlewni i w korycie rzeczonym w okresie prowadzenia obserwacji. Biorąc to pod uwagę, powinno się przyjąć poziom istotności większy, np. $\alpha = 0,1$, zwiększając tym samym obszar krytyczny testu. W ten sposób zabezpiecza się przed przyjęciem testowanej hipotezy H_0 w przypadku, gdy jest ona fałszywa, tj. zabezpiecza się przed popełnieniem błędu II-ego rodzaju. Zatem przyjęcie poziomu istotności $\alpha = 0,05$ jest merytorycznie uzasadnionym kompromisem.

2. W analizie niejednorodności ciągów pomiarowych za pomocą testu współczynnika autokorelacji $r_{k=1}$ sprawdzany jest jedynie współczynnik autokorelacji z przesunięciem $k = 1$. Jest to warunek wystarczający, aby można było stwierdzić wewnętrzne skorelowanie obserwacji w ciągu pomiarowym badanej zmiennej (zmienna zależna) lub jego brak (zmienna niezależna). W zależności od potrzeb możliwa jest

również analiza (interpretacja) korelogramu dla dowolnych przesunięć k . Przy ustalonej (ograniczonej) liczbie N ($N \neq \infty$) ciągu pomiarowego, współczynniki autokorelacji r_k w przypadku zmiennej niezależnej są równe zero lub są bliskie zero dla przesunięć $k > 0$, a w przypadku zmiennej zależnej różnią się znacząco od zera dla małych wartości k i są stopniowo wygaszane wraz ze wzrostem przesunięć k . W przypadku zmiennej zależnej oznacza to, że gdy przesunięcia k wzrastają, wzajemna zależność między elementami ciągu zmniejsza się, a tym samym współczynniki autokorelacji dążą do zera.

Przy badaniu ciągów pomiarowych przepływów minimalnych (niżówek) często można spotkać się z sytuacją, że podczas sprawdzania wewnętrznej korelacji badanej zmiennej wykrywana jest autokorelacja elementów w ciągu pomiarowym. Wykrycie takiej autokorelacji nie eliminuje automatycznie tego ciągu jako podstawy do przeprowadzania dalszych obliczeń, pod warunkiem, że badana zmienna losowa jest zmienną niezależną (test serii). Przepływy minimalne występujące w poszczególnych latach są wzajemnie niezależne, co wynika z długości „pamięci” systemu hydrologicznego, chociaż mogą być ze sobą skorelowane ze względu na roczną cykliczność zjawisk hydrologicznych. Jest to szczególnie obserwowane w odniesieniu do przepływów minimalnych z półroczna letniego, występujących co roku w tym samym (jednoimiennym) miesiącu.

Wykrycie autokorelacji w ciągu pomiarowym, przy wcześniejszym stwierdzeniu braku niezależności zmiennej losowej, eliminuje badany ciąg jako podstawę do dalszych obliczeń metodami stosowanymi dla prób prostych i jednocześnie potwierdza oraz ujawnia źródła niezależności. Z taką sytuacją można spotkać się w przypadku ciągów pomiarowych przepływów rzecznych w zlewniach o dużej retencyjności wynikającej z wysokiego stopnia jeziorności lub zabagnienia zlewni oraz w przypadku ciągów przepływów rzecznych, których dominującym źródłem zasilania są zasoby wód podziemnych.

3. Jeżeli nie stwierdzono w ciągu pomiarowym badanej zmiennej losowej niejednorodności wykrywanej metodami genetycznymi i statystycznymi, to wówczas można rozpocząć procedurę obliczania charakterystyk badanej zmiennej losowej. Natomiast, gdy stwierdzono w ciągu pomiarowym niejednorodność, należy uznać go za niemiernodajny do obliczania na jego podstawie wymaganych charakterystyk. W takim przypadku ciągi kategoriycznie nie mogą być użyte do dalszych prac

4. Aplikacja o nazwie MAZ¹ to program komputerowy wspomagający badanie jednorodności ciągów pomiarowych przepływów metodami genetycznymi i statystycznymi. Oprogramowanie pozwala na przeprowadzenie wizualnej oceny ciągu pomiarowego przy wykorzystaniu wykresu realizacji badanej zmiennej losowej, a także wykonuje analizę elementów odstających testem Grubbsa-Becka i analizę niejednorodności za pomocą: testu serii, testu współczynnika autokorelacji, testu sumy rang Kruskala-Wallisa, testu współczynnika Spearmana korelacji rangowej na trend wartości średniej zmiennej losowej i testu współczynnika Spearmana korelacji rangowej na trend wariancji zmiennej losowej. Wykrywaniu niejednorodności poddawane są dwa aprioryczne genetycznie jednorodne ciągi pomiarowe lub w uzasadnionych przypadkach, gdy nie występuje zróżnicowanie sezonowe, jeden ciąg pomiarowy.

C. Przykład obliczeniowy

Przykład obliczeniowy dotyczący badania jednorodności ciągu pomiarowego zamieszczono na końcu podrozdziału I.2, łącznie z przykładem obliczania przepływu SNQ w sytuacji dysponowania długim jednorodnym ciągiem przepływów minimalnych rocznych NQ w przekroju obliczeniowym.

¹Pakiet oprogramowania MAZ Metoda Alternatywy Zdarzeń zaimplementowany na komputery klasy PC działające w systemie operacyjnym Windows 98/2000/XP/VISTA/ Windows wersji 7 i wyższych [Ozga-Zieliński in. 2012].

I.2. Przepływy charakterystyczne główne

Jeżeli dysponujemy dla określonej stacji wodowskazowej ciągiem codziennych (dobowych) przepływów, można dla tego zestawu danych wyznaczyć wartość maksymalną, średnią, środkową i minimalną. Charakterystyki te noszą miano głównych. W nazwie przepływu charakterystyczne główne słowo „charakterystyczne” często jest pomijane, wtedy przepływy te nazywa się w formie skróconej przepływami głównymi.

Wartości maksymalna i minimalna określają skrajne wartości przepływów, a średnia i środkowa – wartości przeciętne. Wartość średnia jest średnią arytmetyczną wyznaczaną ze wszystkich elementów ciągu pomiarowego. Wartość środkowa, nazywana w statystyce medianą, a w hydrologii zwyczajną, wyznaczana jest jako środkowy element ciągu uporządkowanego w ciąg rozdzielczy niemalejący lub nierosnący.

A. Wymagane dane pomiarowe

Należy przygotować ciąg przepływów codziennych dla wybranego przekroju wodowskazowego i okresu pomiarowo-obszernego. Przez określenie przepływy codzienne (dobowe) należy rozumieć średnie dobowe wartości przepływów w rozpatrywanej stacji wodowskazowej. Wartości dobowe przepływów uzyskuje się z przeliczenia pomierzonych stanów wody z użyciem krzywej natężenia przepływu.

B. Opis metody obliczeniowej

B.1. Przyjęte założenia

Zakłada się, że dysponujemy długimi ciągami przepływów codziennych (dobowych) w stacji wodowskazowej.

B.2. Opis właściwy – procedura wykonania obliczeń

Przepływami charakterystycznymi głównymi I rzędu nazywane są charakterystyki przepływów, które wyznaczane są dla pojedynczych okresów, zwykle dla roku hydrologicznego lub okresów krótszych niż rok. Przepływy główne liczone dla okresów wieloletnich nazywane są przepływami charakterystycznymi głównymi II rzędu. Zarówno przepływy I, jak i II rzędu oblicza się dla ustalonego okresu podstawowego T .

B.2.1. Przepływy charakterystyczne główne I rzędu

Przepływami charakterystycznymi głównymi I rzędu nazwano grupę przepływów głównych, które wyznaczane są na podstawie ciągów wartości przepływów dobowych dla wybranych okresów podstawowych T . Ze względu na cykliczny charakter zmian hydrologicznych, okres podstawowy T zwykle obejmuje pojedynczy rok hydrologiczny lub okres krótszy – półrocze (letnie, zimowe), kwartał, miesiąc lub ściśle zdefiniowany okres (np. wegetacyjny, żeglugowy).

Przepływy główne I rzędu dla przepływów dobowych określa się następująco:

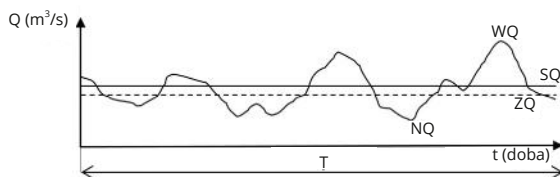
NQ – przepływ niski (minimalny);

SQ – przepływ średni;

ZQ – przepływ zwyczajny (mediana, wartość środkowa);

WQ – przepływ wielki (maksymalny).

Precyzyjne określenie przepływu głównego I rzędu wymaga określenia okresu podstawowego T , dla którego wykonane zostały obliczenia. Informacja o przyjętym okresie podstawowym podawana jest w postaci indeksu bezpośrednio po nazwie przepływu. Na przykład NQ₂₀₀₁ oznacza przepływ niski z roku 2001, WQ₂₀₀₅ – przepływ maksymalny z roku 2005, SQ_{VI, 2001} – średni przepływ w czerwcu 2001 r., WQ_{XI-IV, 2006} – przepływ maksymalny z półrocza zimowego 2006 r.



Rys. I.2. Określanie przepływów głównych I rzędu.

Przepływy charakterystyczne główne I rzędu można określać metodą analityczną lub graficzną [Byczkowski 1996a, b]. Obecnie, gdy przeprowadzanie obliczeń nawet z bardzo dużą liczbą danych nie stanowi problemu, należy polecić metodę analityczną [Ozga-Zielińska, Brzeziński 1997], która prowadzi do precyzyjnego wyznaczenia wartości przepływów głównych. Zaleca się jednak zawsze wykonanie wykresu (również techniką komputerową), co ułatwia poznanie charakteru zjawiska oraz prowadzenie analiz.

Przepływy ekstremalne (NQ i WQ) określa się podając lub odczytując z wykresu najniższą i najwyższą wartość przepływu (w rozpatrywanym okresie podstawowym). Należy uwzględnić wszystkie obserwacje, również nadzwyczajne, przeprowadzone w dniu, gdy wystąpił przepływ ekstremalny i podać przy NQ wartość najniższą wybraną z tych obserwacji, a przy WQ – najwyższą.

Przepływ średni SQ podaje się jako średnią arytmetyczną wszystkich przepływów codziennych, a więc dzieląc sumę przepływów codziennych przez liczbę dni. Metoda graficzna polega na sporządzeniu hydrogramu i wyznaczeniu pola pod krzywą. Dzieląc wartość tego pola przez czas (w przypadku przepływów codziennych – liczbę dni), uzyskuje się wartość przepływu średniego.

Przepływ zwykajny ZQ jest równy wartości mediany, którą należy wyznaczyć z ciągu pomiarów codziennych. W przypadku nieparzystej liczby elementów ciągu, mediana równa jest wartości wyrazu środkowego ciągu, którego wartości uporządkowano nierosnąco lub niemalejąco. Gdy liczba elementów jest parzysta, medianę wyznacza się wyliczając średnią arytmetyczną wartości przyśrodkowych ciągu uporządkowanego nierosnąco lub niemalejąco.

W okresach występowania zjawisk lodowych i zarastania koryt rzecznych poszczególne wartości przepływów codziennych wybiera się spośród codziennych przepływów zredukowanych.

B.2.2. Przepływy charakterystyczne główne II rzędu.

Przepływy charakterystyczne główne II rzędu, w odróżnieniu od przepływów charakterystycznych I rzędu, wyznaczane są dla wartości wieloletnich. Obliczane się je na podstawie wartości przepływów głównych I rzędu lub na podstawie wieloletnich ciągów pomiarów przepływów codziennych. Okres podstawowy T dla wszystkich wartości przepływów głównych, jak też ciągów przepływów codziennych, na podstawie których wyliczane są wartości przepływów głównych II rzędu, powinien być taki sam – rozpoczynać się w tym samym dniu i miesiącu roku hydrologicznego (dniu rozpoczynającym okres podstawowy T) oraz kończyć się w tym samym dniu i miesiącu roku hydrologicznego (dniu kończącym okres podstawowy T).

Obliczając cztery charakterystyki główne dla czterech ciągów przepływów głównych I rzędu: NQ, SQ, ZQ i WQ, uzyskuje się 16 wartości przepływów głównych II rzędu:

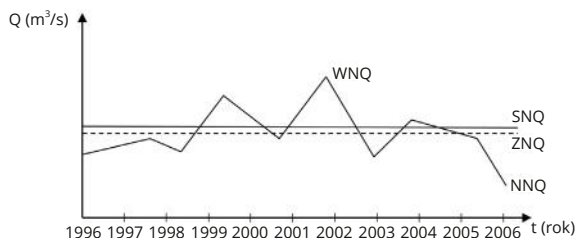
WNQ, SNQ, ZNQ, NNQ – przepływy główne II rzędu dla NQ;

WSQ, SSQ, ZSQ, NSQ – przepływy główne II rzędu dla SQ;

WZQ, SZQ, ZZQ, NZQ – przepływy główne II rzędu dla ZQ;

WWQ, SWQ, ZWQ, NWQ – przepływy główne II rzędu dla WQ.

Zasady nazewnictwa w przypadku przepływów głównych II rzędu są analogiczne, jak w przypadku przepływów głównych I rzędu. Jeżeli z góry (np. w tytule opracowania) nie określono, z jakiego okresu przepływy te wyliczono, należy określić to każdorazowo dopisując stosowną informację w indeksie za odpowiednim symbolem przepływu. Przykładowo $SNQ_{1986-2015}$ oznacza średni niski przepływ z lat 1986-2015.



Rys. I.3. Wyznaczanie przepływów głównych drugiego rzędu dla przepływów minimalnych rocznych.

Przepływy ekstremalne (WWQ, WSQ, WZQ, WNQ oraz NWQ, NSQ, NZQ, NNQ) określa się na podstawie zbiorów wartości przepływów głównych (lub z wykresów), wybierając odpowiednie wartości maksymalne i minimalne.

Przepływy średnie (SWQ, SZQ, SNQ) wyznacza się metodami analitycznymi lub graficznymi. W metodach analitycznych przyjmuje się, że wartości (SWQ, SZQ, SNQ) są równe średnim arytmetycznym z sum odpowiednich przepływów głównych I rzędu (WQ, ZQ, NQ).

Przepływ średni z wielolecia SSQ zaleca się wyznaczać, dzieląc sumę wszystkich codziennych wartości przepływu Q przez ogólną liczbę dni (ze wszystkich lat). Otrzymany wynik jest bardziej dokładny niż średnia arytmetyczna wyliczona z przepływów I rzędu.

Przepływy zwyczajne określa się jako wartości środkowe (median) ciągów przepływów głównych I rzędu (WQ, SQ, ZQ, NQ), ustawionych w ciąg rozdzielczy niemalejący lub nierosnący, z zachowaniem sposobu obliczenia mediany opisanym przy określaniu przepływu ZQ. Przepływy zwyczajne są określane rzadko ze względu na małe ich wykorzystanie w praktyce inżynierskiej. Wartości przepływów zwyczajnych II rzędu nieznacznie różnią się od wartości przepływów średnich II rzędu, w szczególności, gdy rozkłady przepływów I rzędu wykazują stosunkowo małą asymetryczność (przepływy SQ i NQ). Natomiast mogą one znacząco różnić się dla przepływów WQ, gdyż ich rozkłady mogą być silnie asymetryczne, szczególnie dla rzek podgórskich i górskich. Należy również zauważyć, że wartości charakterystyk zwyczajnych wykazują większą stabilność niż wartości charakterystyk średnich, wynikającą z dużego wpływu wartości skrajnych na wartość średnią, w szczególności dla przepływów WQ.

W odniesieniu do charakterystyki SNQ przepływ ten oblicza się z następującego wzoru:

$$SNQ = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^{i=N} NQ_i \quad (I.12)$$

gdzie: $NQ_j = \min_n Q_j$ a $j = 1, 2, \dots, n$; Q – przepływ dobowy; N – liczba lat obserwacji NQ; n – liczba dni w roku hydrologicznym (365 lub 366).

Statystyczny błąd średni σ_{SNQ} przepływu SNQ oblicza się z następującego wzoru [*Zasady obliczania przepływów średnich niskich rzek polskich 1991*]:

$$\sigma_{SNQ} = \frac{\sqrt{\frac{N}{N-1} \left(\frac{1}{N} \sum_{i=1}^N NQ_i^2 - SNQ^2 \right)}}{\sqrt{N}} \quad (I.13)$$

gdzie wszystkie oznaczenia jak we wzorze I.12.

W przypadku elementów ciągu obciążonych błędami pomiarowymi, procentowe błędy Δ_{SNQ} oszacowania wartości średnich przepływu SNQ, jako średnich w zbiorowości generalnej, na poziomie istotności $\alpha = 0,05$, wyznacza się ze wzoru [Ozga-Zielińska, Brzeziński 1997]:

$$\Delta_{SNQ} = \frac{1}{\sqrt{N}} \left[\left(100 \frac{t_{\alpha} \sigma_{NQ}}{SNQ} \right)^2 + \delta_{SNQ}^2 \right]^{\frac{1}{2}} \quad (I.14)$$

gdzie: δ_{SNQ}^2 – procentowy błąd pomiarowy oszacowania przepływu SNQ na poziomie istotności $\alpha = 0,05$; σ_{NQ} – średnie kwadratowe odchylenie przepływów NQ; N – liczba lat obserwacji NQ, t_{α} – wartość krytyczna rozkładu t -Studenta dla poziomu istotności $\alpha = 0,05$ i $N - 2$ stopni swobody.

B.3. Warunki stosowalności

W praktyce najczęściej wykorzystywane są trzy wartości przepływów głównych I rzędu:

- WQ – największy przepływ roczny (z półroczna, miesiąca, okresu żeglownego, wegetacyjnego itp.);
- SQ – przepływ średni roczny (z półroczna, miesiąca, okresu żeglownego, wegetacyjnego itp.);
- NQ – najniższy przepływ roczny (z półroczna, miesiąca, okresu żeglownego, wegetacyjnego itp.).

W przypadku przepływów głównych II rzędu (dla okresu wieloletniego) najczęściej używane są:

- WWQ – największy przepływ z wielolecia (najwyższa wielka woda);
- SWQ – średnia z największych przepływów rocznych z wielolecia (średnia wielka woda);
- ZWQ – mediana z największych przepływów rocznych z wielolecia (zwyczajna wielka woda);
- SSQ – średnia z średnich przepływów rocznych z wielolecia (średnia woda);
- SNQ – średnia z najniższych przepływów rocznych z wielolecia (średnia niska woda);
- NNQ – najniższy przepływ z wielolecia (najniższa niska woda).

W miarę potrzeby wyznacza się również wartości ww. przepływów charakterystycznych II rzędu dla krótszych okresów, takich jak półroczy, miesiące, okresu wegetacji, żeglugowego itp. Przykładowo $SNQ_{V,1951-2000}$ oznacza średni niski przepływ z maja zaobserwowany w latach 1951-2000.

Przepływy główne stanowią ważną podgrupę charakterystyk przepływów wykorzystywanych w wielu analizach hydrologicznych, np. przy określaniu przepływów konwencjonalnych, niżówek i wezbrań.

Na ogół wartości przepływów głównych pozyskiwane są z sieci pomiarowo-obszaryjnej PSHM w IMGW-PIB. Są to dane skontrolowane i zweryfikowane. Kontrola danych pomiarowych pozwala na eliminację nie tylko różnego rodzaju błędów rachunkowych, ale też nieprawidłowości merytorycznych – niewłaściwych współczynników redukcyjnych (przy zjawiskach lodowych i zarastaniu) – i na usunięcie ewentualnych nieprawidłowości związanych z krzywą natężenia przepływu.

Z doświadczeń hydrologów IMGW-PIB wynika, że miarodajnym wieloleciem do obliczania charakterystyki SNQ jest okres 30-letnich obserwacji. Ciąg pomiarowy przepływów NQ z wybranego 30-lecia powinien być jednorodny pod względem genetycznym i statystycznym, a zatem powinien być poddany procedurze badania jednorodności opisanej w rozdz. I.1.

C. Przykład obliczeniowy

Do przykładu obliczeniowego wykorzystano 30-letni ciąg przepływów minimalnych rocznych NQ z okresu 1990-2019, pochodzący ze stacji wodowskazowej Strzyżów na Bugu. Stacja zlokalizowana

jest na 530,76 km rzeki, w województwie lubelskim (powiat hrubieszowski, gmina Horodło), na południowo-wschodnim skraju Grzędy Horodelskiej będącej częścią Wyżyny Zachodniowolyńskiej.

Zgodnie z metodyką podaną w rozdz. I.1, 30-elementowy ciąg danych $\{NQ_i\}_{i=1, \dots, 30}$ (tab. I.1) został poddany procedurze badania jednorodności metodami genetycznymi i metodami statystycznymi przy użyciu parametrycznych i nieparametrycznych testów istotności na poziomie $\alpha = 0,1$ i $\alpha = 0,05$.

Tabela I.1. Ciąg przepływów NQ w m^3s^{-1} z okresu 1990-2019 dla stacji Strzyżów na rzece Bug.

Rok	Strzyżów		Rok	Strzyżów	
	NQ	NQ ²		NQ	NQ ²
1990	14,2	201,6	2005	10,9	118,8
1991	12,6	158,8	2006	11,0	121,0
1992	11,0	121,0	2007	13,7	187,7
1993	16,7	278,9	2008	16,6	275,6
1994	9,90	98,0	2009	16,8	282,2
1995	10,8	116,6	2010	32,8	1075,8
1996	12,3	151,3	2011	19,7	388,1
1997	14,0	196,0	2012	11,0	121,0
1998	24,4	595,4	2013	15,1	228,0
1999	21,6	466,6	2014	14,3	204,5
2000	14,1	198,8	2015	4,50	20,3
2001	18,0	324,0	2016	5,36	28,7
2002	10,3	106,1	2017	6,90	47,6
2003	8,20	67,2	2018	7,29	53,1
2004	10,0	100,0	2019	7,70	59,3
			Σ	401,8	6392

Badanie jednorodności danych wykonano za pomocą oprogramowania MAZ (Metoda Alternatywy Zdarzeń [Ozga-Zielińska i in. 2012]). Dane poddano analizie statystycznej, mającej na celu zbadanie hipotezy H_0 o niewystępowaniu elementów odstających, niezależności i stacjonarności badanej próby losowej, obejmującej następujące czynności:

1. Wykrywanie elementów odstających w ciągu przepływów za pomocą testu Grubbsa-Becka.
2. Sprawdzenie niezależności poszczególnych elementów badanego ciągu przepływów testem serii i testem współczynnika autokorelacji.
3. Sprawdzenie stacjonarności badanego ciągu przepływów za pomocą testu sumy rang Kruskala-Wal-lisa, testu współczynnika korelacji rangowej Spearmana na trend wartości średniej i testu współczynnika korelacji rangowej Spearmana na trend wariancji.

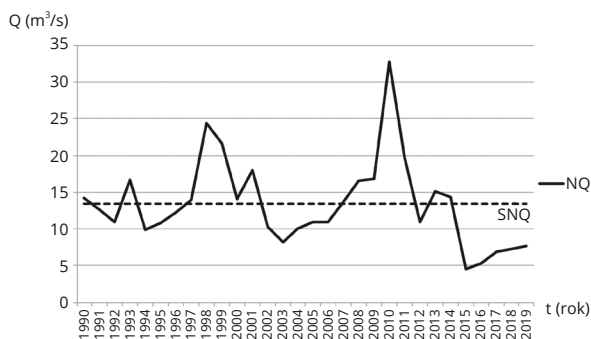
Procedura badania jednorodności zakończyła się przyjęciem ciągu pomiarowego do dalszej analizy, tj. obliczenia na jego podstawie przepływu SNQ. Wynik badania jednorodności zamieszczono w tabeli I.2.

Przedstawiony opis badania jednorodności ciągów przepływów służy jako narzędzie pomocnicze w przeprowadzeniu przez badacza analizy występowania potencjalnej niejednorodności w ciągach pomiarowych przepływów, a w przypadku jej wykrycia daje informację o konieczności podjęcia działania sprawdzającego przyczyny jej powstania oraz, o ile jest to możliwe, działania zmierzającego do jej usunięcia. W rozpatrywanym przykładowym obliczeniowym, mimo wykrytego trendu wariancji w badaniu metodami statystycznymi, analiza metodami genetycznymi nie wykazała żadnych czynników mających wpływ na badany ciąg pomiarowy. Zatem przyjęto, że ciąg pomiarowy jest jednorodny i może stanowić podstawę do dalszych obliczeń.

Tabela I.2. Wyniki badania jednorodności dla stacji Strzyżów otrzymane za pomocą oprogramowania MAZ.

Stacja hydrologiczna	Testy statystyczne					
	Charakterystyka	Test Grubbsa-Becka	Test serii i test autokorelacji	Test Kruskala-Wallisa	Test Spearmana – trend średniej	Test Spearmana – trend wariancji
Strzyżów	NQ					

gdzie: H_0 przyjęta
 H_0 odrzucona



Rys. I.4. Hydrogram przepływów minimalnych rocznych NQ z okresu 1990-2019 dla stacji wodowskazowej Strzyżów na rzece Bug.

Dane obliczeniowe: Do obliczeń wykorzystano ciąg przepływów NQ na stacji Strzyżów (tab. I.1 i rys. I.4).

Wykonanie obliczeń zgodnie ze wzorami I.12 i I.13:

$$SNQ = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^{i=N} NQ_i$$

$$SNQ_{Strzyżów} = \frac{1}{30} \cdot 401,8 = 13,4 \text{ (m}^3\text{s}^{-1}\text{)}$$

$$\sigma_{SNQ} = \frac{\sqrt{\frac{N}{N-1} \left(\frac{1}{N} \sum_{i=1}^{i=N} NQ_i^2 - SNQ^2 \right)}}{\sqrt{N}}$$

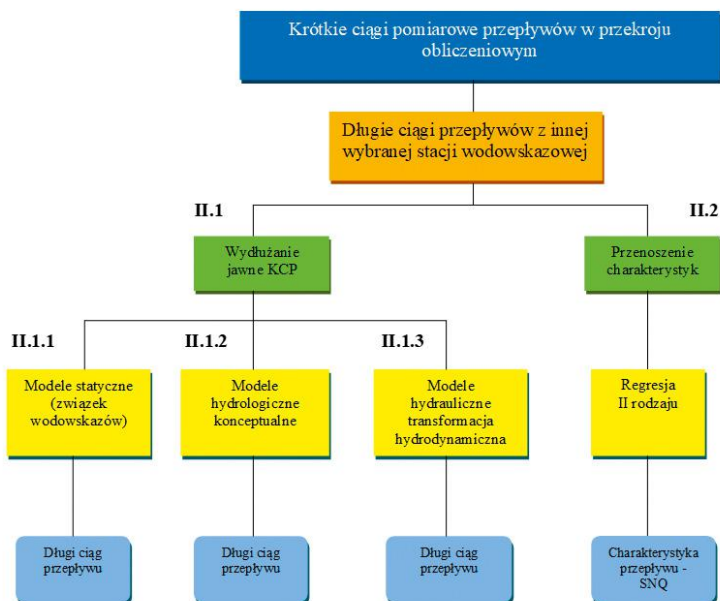
$$\sigma_{SNQ \text{ Strzyżów}} = \frac{\sqrt{\frac{30}{30-1} \left(\frac{1}{30} 6392 - 13,4^2 \right)}}{\sqrt{30}} = 1,07 \text{ (m}^3\text{s}^{-1}\text{)}$$

Cytowana literatura

- Byczkowski A., 1996a, Hydrologia, Tom II, Wydawnictwo SGGW, Warszawa, 395 s.
- Byczkowski A., 1996b, Hydrologia, Tom II, Wydawnictwo SGGW, Warszawa, 356 s.
- Ozga-Zieliński B., 1999, Metody analizy niejednorodności ciągów pomiarowych zjawisk hydrologicznych, Wiadomości Instytutu Meteorologii i Gospodarki Wodnej, 2, 13-32.
- Ozga-Zielińska M., Brzeziński J., 1997, Hydrologia stosowana, PWN, Warszawa, 324 s.
- Ozga-Zielińska M., Brzeziński J., Ozga-Zieliński B., Ciupak M., 2012, Program obliczeniowy Metoda Alternatywy Zdarzeń Wersja 1.1, IMGW-PIB, Warszawa.
- Zasady obliczania przepływów średnich niskich rzek polskich, 1991, Seria: Instrukcje i podręczniki, Zespół autorów pod kierownictwem J. Stachy i E. Bogdanowicz, IMGW, Warszawa.

II. METODY OBLICZANIA PRZEPŁYWU SNQ W PRZYPADKU NIEPEŁNEJ INFORMACJI HYDROLOGICZNEJ O PRZEPŁYWACH – KRÓTKI CIĄG POMIAROWY PRZEPŁYWÓW W PRZEKROJU OBLICZENIOWYM

W sytuacji, gdy w przekroju obliczeniowym pomiary hydrologiczne były lub są prowadzone w stosunkowo krótkim okresie, obejmującym kilka do kilkunastu lat, wyznaczony przepływ SNQ jest zazwyczaj obarczony znacznym błędem. Takie sytuacje zdarzają się, gdy dla stacji wodowskazowej dysponujemy krótszym niż 30-elementowym jednorodnym ciągiem pomiarowym. Należy wówczas zastosować metody obliczeniowe uwzględniające dodatkową informację o przepływach lub innych zjawiskach mających wpływ na kształtowanie się przepływów w rozpatrywanej stacji wodowskazowej. Może być to informacja hydrologiczna o przepływach z innej stacji wodowskazowej z długim ciągiem pomiarowym przepływów (30 i więcej elementów), znajdującej się w pobliżu przekroju obliczeniowego (stacji z krótkim ciągiem przepływów) lub informacja o opadach, ewentualnie gdy możliwe jest zastosowanie modelu zlewni kontrolowanej wraz z ciągami zmiennych wejścia. Ze względu na dobre rozpoznanie, stosunkowo nieskomplikowane obliczenia i łatwość dostępu do danych pomiarowych, rekomendowane są metody wykorzystujące informację hydrologiczną o przepływie z innej stacji wodowskazowej znajdującej się w pobliżu przekroju obliczeniowego. Są to metody wydłużania jawnego krótkiego ciągu przepływów – modele statyczne, tzw. związki wodowskazów, modele transformacji dynamicznej, modele konceptualne, modele hydrodynamiczne i metody przenoszenia charakterystyk przepływu oparte na równaniach regresji II rodzaju (rys. II.1).



Rys. II.1. Metody obliczania charakterystyki SNQ w przypadku niepełnej informacji hydrologicznej o przepływie.

II.1. Metody wykorzystujące długie ciągi przepływów z innej stacji wodowskazowej

II.1.1. Jawne wydłużanie ciągów przepływów

II.1.1.1. Modele statyczne – związek wodowskazów

Jedną z metod jawnego wydłużania ciągów przepływów w przekroju obliczeniowym jest tzw. związek wodowskazów, który może być zastosowany w przypadku, gdy na tej samej rzece w niezbyt dużej odległości od przekroju obliczeniowego znajduje się stacja wodowskazowa z długim ciągiem pomiarowym przepływów.

A. Wymagane dane pomiarowe

Wymagane dane stanowią ciągi pomiarowe stanów lub przepływów z długiego okresu pomiarowego dla co najmniej jednej stacji wodowskazowej i krótki ciąg stanów lub przepływów w przekroju obliczeniowym znajdującym się na tej samej rzece.

B. Opis metody obliczeniowej

B.1. Przyjęte założenia

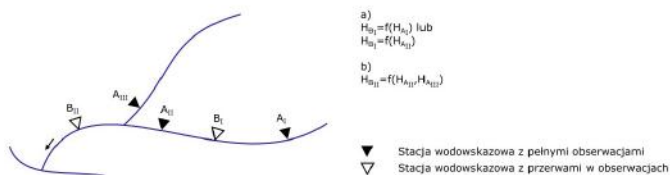
Uzupełnianie ciągów pomiarowych stanów wody lub przepływów wykonywane jest za pomocą zależności regresyjnych ustalanych między dwoma lub trzema stacjami wodowskazowymi, z których jedna jest stacją wykazującą braki w pomiarach (przekrój obliczeniowy), a więc wodowskazem „uzupełnianym”, a pozostałe mają długie ciągi pomiarowe, są więc wodowskazami uzupełniającymi.

B.2. Opis właściwy – procedura wykonania obliczeń

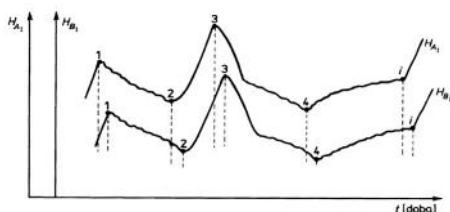
Jawne wydłużanie ciągu pomiarowego polega na określaniu dodatkowych wyrazów na początku lub końcu ciągu istniejącego. Pierwotna długość ciągu n wzrasta więc o liczbę uzupełnionych wyrazów n_u . W jawnym wydłużaniu ciągu przepływów w przekroju obliczeniowym wykorzystuje się związki regresyjne z ciągami pomiarowymi z innych stacji wodowskazowych, obserwowanymi w tym samym czasie. Zależności te noszą nazwę związków wodowskazów i są ustalane na podstawie ciągów pomiarowych z okresów, w których były wykonywane pomiary na wszystkich stacjach wodowskazowych wchodzących w związek. W zależności od usytuowania wodowskazu uzupełnianego w stosunku do wodowskazów uzupełniających, tzn. wodowskazów, w których obserwacje będą służyły do określania brakujących stanów lub przepływów, ustalany jest związek dwóch wodowskazów bądź związek trzech wodowskazów, jeśli istnieje taka konieczność dla potrzeb wykonywanego opracowania (rys. II.2).

Związek wodowskazów ustalany jest najczęściej jako liniowa, rzadziej nieliniowa, regresja II rodzaju. Zmienną opisywaną są stany lub przepływy na wodowskazie uzupełnianym H_B , zmiennymi opisującymi zaś stany lub przepływy na wodowskazach uzupełniających H_A . Są to tzw. stany (przepływy) korespondujące, tzn. stany (przepływy) odpowiadające tej samej fazie przebiegu zjawiska, a więc z uwzględnieniem czasu przepływu wody (czasu dobiegu) między wodowskazami.

Określanie stanów (przepływów) korespondujących jest mało dokładne, gdy pomiary wykonywane są tylko raz w ciągu doby, a czas dobiegu między wodowskazami nie jest równy pełnej dobie lub jej wielokrotności. Wówczas przy ustalaniu związku dwóch wodowskazów stany (przepływy) korespondujące określane są z wykresów hydrogramów jako odpowiadające sobie wartości ekstremalne przy przesunięciach czasowych równych pełnym dobom (rys. II.3) lub przy małych odległościach między wodowskazami bez przesunięcia czasowego, tzn. w tych samych dobach. Przy ustalaniu związków trzech wodowskazów konieczne jest określenie krzywych dobiegania i uwzględnienie różnych czasów przepływności wody (dobiegu) między wodowskazami uzupełniającymi a wodowskazem uzupełnianym.



Rys. II.2. Usytuowanie wodowskazów wg zmodyfikowanego rysunku [Ozga-Zielińska, Brzeziński 1997].

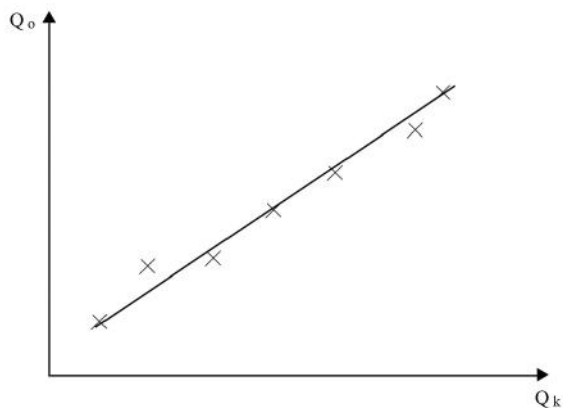


Rys. II.3. Określenie stanów korespondujących [Ozga-Zielińska, Brzeziński 1997].

Należy zwrócić uwagę, że poprawny wybór stanów (przepływów) korespondujących jest możliwy jedynie przy ciągłych pomiarach stanów wody za pomocą limnimetru. Pomiary terminowe, a szczególnie tylko raz w ciągu doby, powodują że rozrzut punktów korespondujących jest znaczny. Nie stwarza to jednak większych trudności w ustaleniu związków wodowskazów, szczególnie między dwoma wodowskazami położonymi na tej samej rzece w niedużej odległości, gdyż związek ten jest najczęściej liniowy i może być opisany zależnością w postaci:

$$X_B = a_0 + a_1 X_A \quad (\text{II.1})$$

gdzie X_A , X_B to stany lub przepływy odpowiednio na stacji wodowskazowej A i B. Współczynniki a_0 i a_1 są określane metodą najmniejszych kwadratów.



Rys. II.4. Zależność między przepływami korespondującymi w przekroju obliczeniowym Q_o i w przekroju wodowskazowy uzupełniającego Q_k .

Powyższa zależność, z powodu różnego kształtu przekrojów poprzecznych koryta w poszczególnych przekrojach wodowskazowych, może w odniesieniu do stanów ulegać zmianie i wymaga ustalenia

związku w postaci dwu lub większej liczby zależności liniowych dla różnych stref stanów wody (zależność w postaci linii łamanej) bądź w postaci zależności nieliniowej:

$$X_B = a_0 + a_1 X_A + a_2 X_A^2 \quad (\text{II.2})$$

dla której parametry a_0 , a_1 , a_2 określone są również metodą najmniejszych kwadratów.

B.3. Warunki stosowalności

Uzupełnianie ciągów pomiarowych dotyczy najczęściej ciągów stanów wody, w których występują krótkie przerwy spowodowane czynnikami losowymi (zniszczenie stacji wodowskazowej w czasie dużego wezbrania, zaniedbania obserwatora itp.). Wydłużanie ciągów dotyczy częściej przepływów niż stanów wody. Wynika to z faktu, że pomierzone wartości stanów wody nie stanowią wartości bezwzględnych pozwalających bezpośrednio wnioskować o ilości płynącej wody, lecz są to wartości względne zależne od położenia zera wodowskazu, położenia dna koryta rzeki, występowania lub niewystępowania zjawisk zakłócających swobodny ruch wody w korycie etc. [Ozga-Zielińska, Brzeziński 1997].

Związek wodowskazów jest zależnością, która może ulegać zmianie w czasie. Najczęściej występującym powodem jest zmiana przekroju poprzecznego koryta stacji wodowskazowych wchodzących w związek. W tego względu należy wybierać stany (przepływy) korespondujące z okresu bezpośrednio przed i po okresie przerwy w pomiarach, aby zapewnić całkowitą poprawność uzupełnionych stanów lub wydłużanych przepływów. Podczas ustalania związku wodowskazów, jeśli jest to możliwe, należy uwzględnić wpływ różnego rodzaju zakłóceń, takich jak zbiorniki retencyjne czy duże pobory lub zrzuty wody. Jeśli jednak nie jest to możliwe, powinno się zrezygnować z ustalania związków wodowskazów w takich sytuacjach.

Wynikiem metody związku wodowskazów są długie ciągi przepływów w przekroju obliczeniowym (uzupełnianym), na podstawie których wyznacza się wymagane przepływy charakterystyczne w tym przepływy SNQ (patrz rozdz. I).

C. Przykład obliczeniowy

Jawne wydłużanie ciągu przepływów

Obliczenia wykonano dla stacji wodowskazowych Strzyżów i Dorohusk, zlokalizowanych na rzece Bug (rys. II.5. i tab. II.1).

Tabela II.1. Charakterystyki stacji wodowskazowych Strzyżów i Dorohusk.

Charakterystyki stacji	Strzyżów	Dorohusk
Kilometr biegu rzeki (km)	530,76	445,86
Powierzchnia zlewni (km ²)	8991,14	12407,59
SNQ ₁₉₉₁₋₂₀₁₉ (m ³ s ⁻¹)	13,4	17,7

Modele statyczne – związek wodowskazów

Do obliczeń zastosowano wzory II.1 i II.2: $X_B = a_0 + a_1 X_A$ i $X_B = a_0 + a_1 X_A + a_2 X_A^2$.

Wyniki obliczeń zestawiono w tabeli II.2, przyjmując X_A jako przepływ minimalny roczny NQ na stacji uzupełniającej (Strzyżów), a $X_{BII.1}$ i $X_{BII.2}$ jako brakujący przepływ NQ w przekroju uzupełnianym (Dorohusk), obliczony odpowiednio przy zastosowaniu wzorów II.1 i II.2.

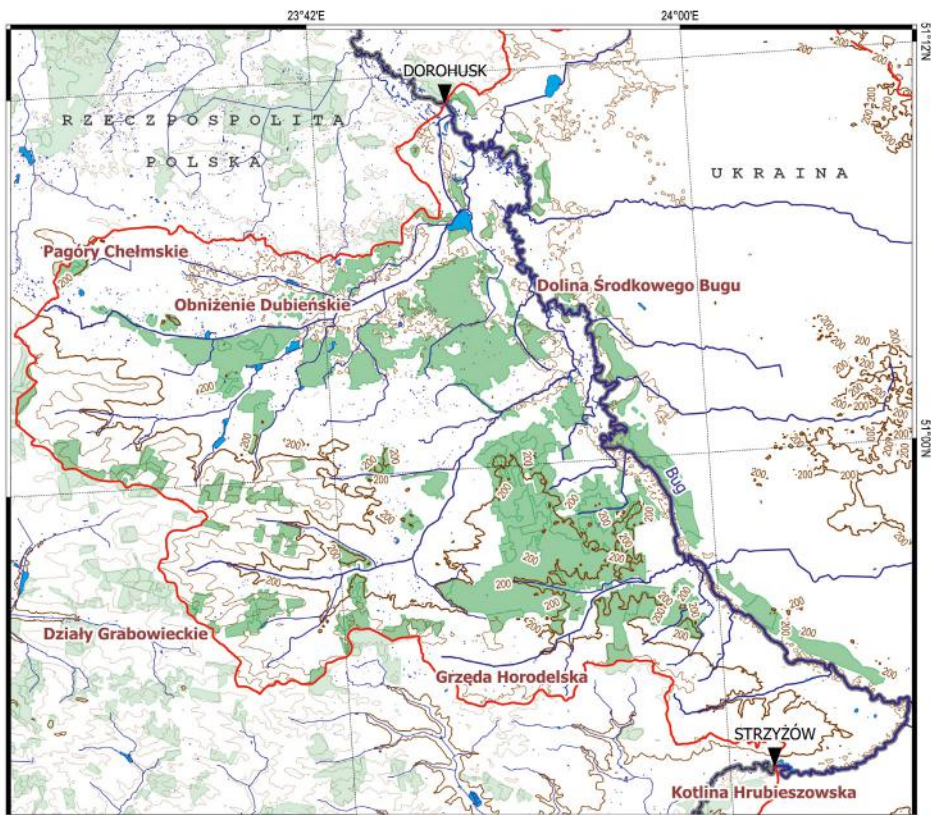
Otrzymane wyniki obliczeń (tab. II.2 i rys. II.9) brakujących wartości przepływów NQ w poszczególnych latach i SNQ dla przyjętego wielolecia 1990-2019 dla rozpatrywanego przykładu są do siebie bardzo zbliżone lub jednakowe, niezależnie od zastosowanego równania regresyjnego, czy to w postaci liniowej czy też nieliniowej. Wyniki obliczeń pośrednich na przykładzie wybranego roku 2015 przedstawiono na rysunkach II.6, II.7 i II.8.

Błąd względny oszacowania przepływu SNQ (m^3s^{-1}) dla przekroju Dorohusk przy zastosowaniu metody związku wodowskazów wynosi 1,7%:

$$\left(\frac{|SNQ_{\text{Dorohusk,II.1 lub II.2}} - SNQ_{\text{Dorohusk,1990-2019}}|}{SNQ_{\text{Dorohusk,1990-2019}}} \right) = \left(\frac{|17,4 - 17,7|}{17,7} \right) \cdot 100\% = 1,7\%$$

Tabela II.1. Wyniki obliczeń przepływów NQ (m^3s^{-1}) uzyskane za pomocą związku wodowskazowego dla stacji Dorohusk na podstawie przepływów NQ (m^3s^{-1}) dla stacji Strzyżów z zastosowaniem wzorów II.1 i II.2 oraz obliczony przepływ SNQ (m^3s^{-1}).

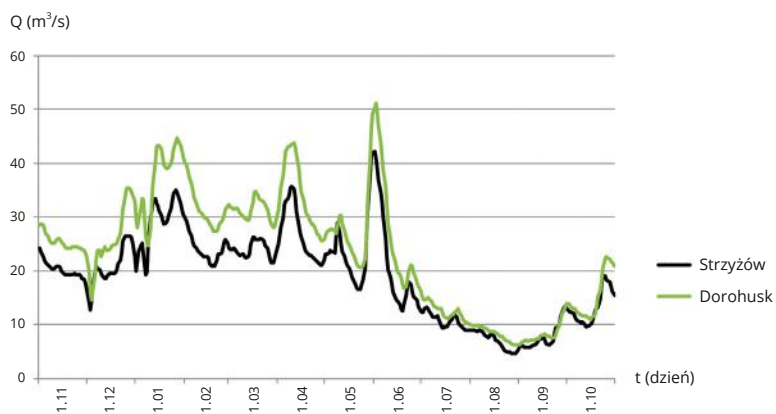
Rok	Strzyżów	Dorohusk			
	$X_A = NQ_{\text{Strzyżów}}$	NQ_{Dorohusk}	$NQ = X_B$	$X_{B,II.1}$	$X_{B,II.2}$
1990	14,2	18,9	brak	17,4	17,5
1991	12,6	16,0	brak	15,3	15,4
1992	11,0	13,4	brak	13,3	13,2
1993	16,7	23,0	brak	20,6	20,9
1994	9,90	11,3	brak	11,8	11,7
1995	10,8	12,6	brak	13,0	13,0
1996	12,3	14,8	brak	14,9	15,0
1997	14,0	17,0	brak	17,1	17,3
1998	24,4	31,8	brak	30,6	30,8
1999	21,6	25,5	brak	27,0	27,2
2000	14,1	22,7	brak	17,3	17,4
2001	18,0	26,3	26,3	26,3	26,3
2002	10,3	14,5	14,5	14,5	14,5
2003	8,20	9,80	9,80	9,80	9,80
2004	10,0	12,0	12,0	12,0	12,0
2005	10,9	16,5	16,5	16,5	16,5
2006	11,0	18,7	18,7	18,7	18,7
2007	13,7	22,0	22,0	22,0	22,0
2008	16,6	22,8	22,8	22,8	22,8
2009	16,8	21,8	21,8	21,8	21,8
2010	32,8	39,2	39,2	39,2	39,2
2011	19,7	26,9	26,9	26,9	26,9
2012	11,0	15,2	15,2	15,2	15,2
2013	15,1	17,2	17,2	17,2	17,2
2014	14,3	19,4	19,4	19,4	19,4
2015	4,50	6,08	6,08	6,08	6,08
2016	5,36	7,29	7,29	7,29	7,29
2017	6,90	8,39	8,39	8,39	8,39
2018	7,29	9,36	9,36	9,36	9,36
2019	7,70	10,3	10,3	10,3	10,3
SNQ	13,4	17,7	brak	17,4	17,4



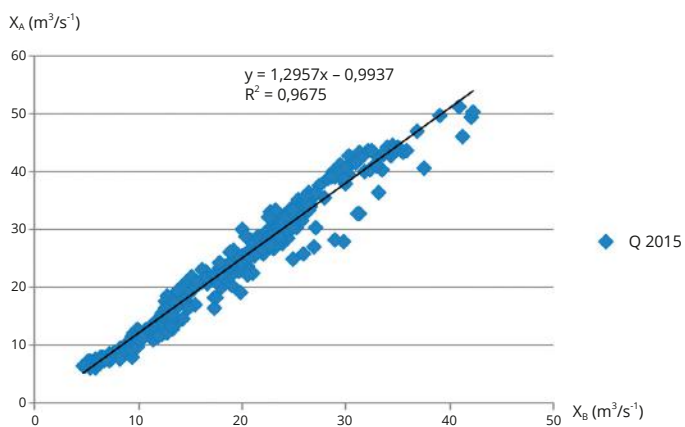
- ▼ stacja hydrologiczna
- ▭ granica zlewni
- ▭ granica administracyjna
- las
- zbiornik wodny
- sieć hydrograficzna
- izohipsa

Zródłem danych hydrograficznych jest Mapa Podziału Hydrograficznego Polski w skali 1:10 000 zrealizowana w ramach projektu pt. "Informatyczny system osłony kraju przed nadzwyczajnymi zagrożeniami", współfinansowanego ze środków Europejskiego Funduszu Rozwoju Regionalnego w ramach 7. osi priorytetowej Programu Operacyjnego Innowacyjna Gospodarka, Narodowego Funduszu Ochrony Środowiska i Gospodarki Wodnej oraz budżetu państwa.

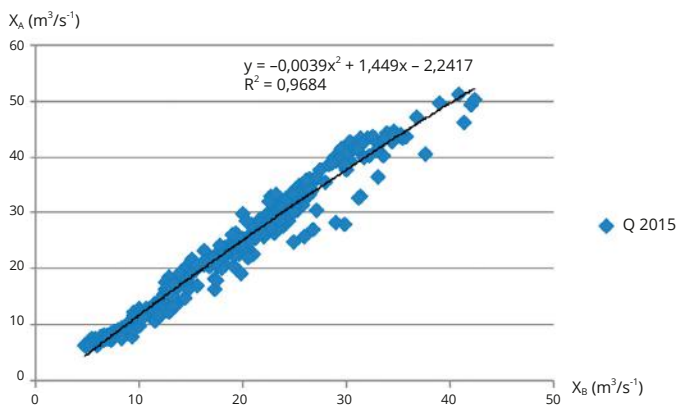
Rys. II.5. Stacje wodowskazowe Strzyżów i Dorohusk na rzece Bug.



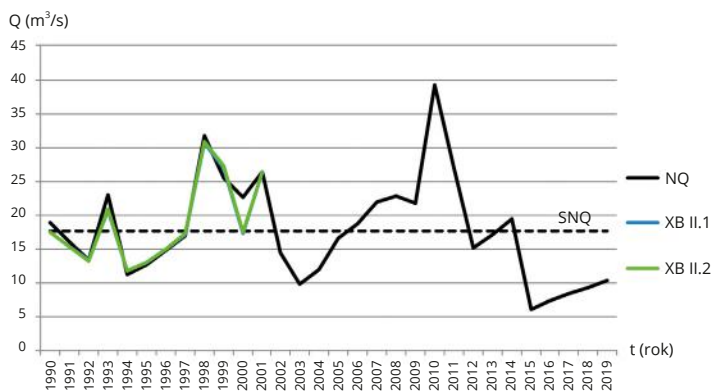
Rys. II.6. Hydrogram przepływów korespondujących między stacjami wodowskazowymi Strzyżów i Dorohusk w roku 2015.



Rys. II.7. Liniowa zależność między przepływami dobowymi X_B w przekroju Dorohusk a korespondującymi przepływami dobowymi X_A w przekroju Strzyżów w roku 2015.



Rys. II.8. Nieliniowa zależność między przepływami dobowymi X_B w przekroju Dorohusk a korespondującymi przepływami dobowymi X_A w przekroju Strzyżów w roku 2015.



Rys. II.9. Hydrogram przepływów NQ w przekroju Dorohusk otrzymanych za pomocą związku wodowskazowego z przekrojem Strzyżów.

II.1.1.2. Modele hydrologiczne – konceptualne

Transformacja przepływu wody na pewnym odcinku koryta rzecznego może być modelowana za pomocą prostych modeli konceptualnych nazywanych hydrologicznymi modelami transformacji przepływu. W tym celu najczęściej stosowany jest model Muskingum. Metoda transformacji przepływu może być wykorzystana do wydłużenia ciągu pomiarowego przepływu, przy założeniu, że odcinek rzeki zamknięty przekrojem obliczeniowym (z krótkim ciągiem pomiarowym przepływu) ograniczony jest na wejściu przekrojem stacji wodowskazowej z długim ciągiem pomiarowym przepływu. Krótki ciąg pomiarowy przepływu z przekroju obliczeniowego służy z kolei do identyfikacji (kalibracji) parametrów hydrologicznego modelu transformacji przepływu. Następnie model stosowany jest do odtworzenia ciągu przepływów w okresie braku pomiarów w przekroju obliczeniowym.

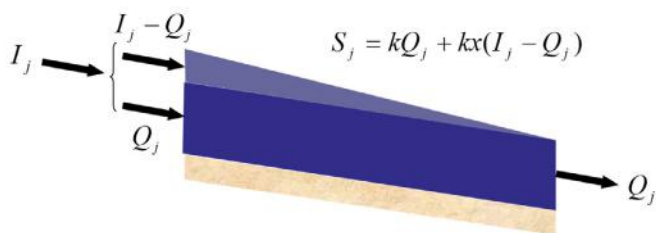
Model Muskingum

A. Wymagane dane pomiarowe

Model Muskingum (McCarthy, 1939) jest modelem konceptualnym. Jego parametry charakteryzują się brakiem interpretacji fizycznej, do ich identyfikacji potrzebne są hydrogramy natężenia przepływu w przekroju wejściowym i zamykającym modelowany odcinek rzeki (rys. II.10).

Dane wejściowe:

- długi ciąg pomiarowy przepływu w przekroju stacji wodowskazowej na początku odcinka koryta rzecznego;
- krótki ciąg pomiarowy przepływu w przekroju obliczeniowym zamykającym odcinek rzeki, przy czym okres wykonania pomiarów w obu przekrojach – obliczeniowym i stacji wodowskazowej – powinien się pokrywać.



Rys. II.10. Modelowany odcinek rzeki w modelu Muskingum.

B. Opis metody obliczeniowej

B.1. Przyjęte założenia

Podstawowymi założeniami w modelu Muskingum są zasada zachowania masy i sposób obliczania retencji modelowanego odcinka rzeki. Przyjmuje się, że retencja jest proporcjonalna do średniej ważonej dopływu i odpływu. Na odcinku koryta rzecznego pomiędzy przekrojem stacji wodowskazowej a przekrojem obliczeniowym nie występują większe dopływy mogące zakłócać proces transformacji przepływu. Ponadto przekrój obliczeniowy nie znajduje się pod wpływem cofki zaburzającej hydrogram przepływu w tym przekroju. Model opisany jest następującymi równaniami:

$$\frac{\Delta S}{\Delta t} = I - O$$

$$S = k(xI + (1-x)O) \quad (II.3)$$

gdzie: I – dopływ do odcinka ciekłu (m^3s^{-1}); O – odpływ z odcinka ciekłu (m^3s^{-1}); S – retencja odcinka ciekłu (m^3); k i x – parametry modelu Muskingum; k (jednostka czasu); Δt lub j – krok czasowy obliczeń (jednostka czasu).

Parametr k odpowiada czasowi przepływu wody przez modelowany odcinek. Bezwymiarowy parametr x jest współczynnikiem wagowym decydującym o tym, w jakim stopniu na retencję wpływa dopływ odpływ, $0 \leq x \leq 0,5$. W przypadku $x = 0$ i $S = kO$ model Muskingum redukuje się do modelu zbiornika liniowego.

B.2. Opis właściwy – procedura wykonania obliczeń

Do rozwiązania układu wykorzystuje się najczęściej metodę różnic skończonych:

$$O_j = C_1 I_j + C_2 I_{j-1} + C_3 O_{j-1} \quad (\text{II.4})$$

gdzie indeks dolny j przy I i O oznacza numer kroku czasowego, a wartości współczynników wynoszą:

$$C_1 = \frac{\Delta t - 2kx}{2k(1-x) + \Delta t} \quad C_2 = \frac{\Delta t + 2kx}{2k(1-x) + \Delta t} \quad C_3 = \frac{2k(1-x) - \Delta t}{2k(1-x) + \Delta t} \quad (\text{II.5})$$

Współczynniki te spełniają równanie $C_1 + C_2 + C_3 = 1$.

Przyjmując krok czasowy Δt , znając oszacowanie parametrów k i x oraz hydrogram dopływu do modelowanego odcinka, można obliczyć hydrogram odpływu.

Na podstawie analizy obserwowanych hydrogramów dopływu i odpływu można oszacować średni czas przepływu wody k . Parametr x może być zidentyfikowany metodą prób i błędów porównując obliczony hydrogram odpływu z hydrogramem obserwowanym zwracając uwagę na dopasowanie kształtu hydrogramów.

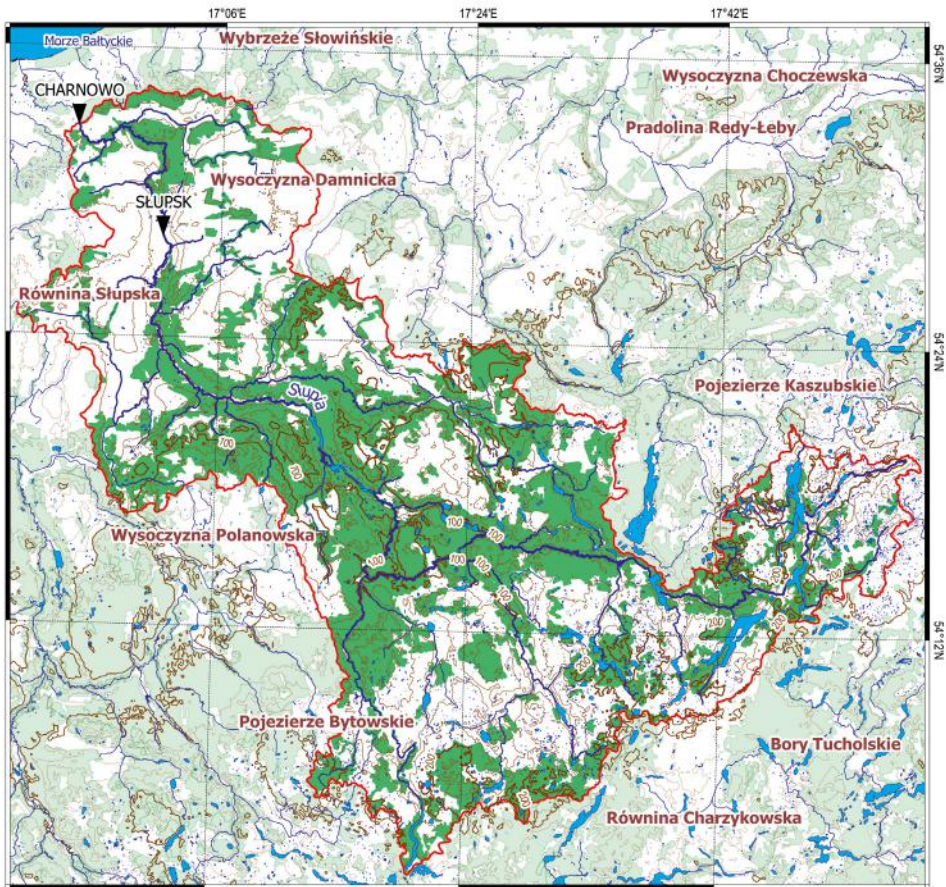
Dla uniknięcia niestabilności i ujemnych przepływów krok czasowy Δt powinien spełniać nierówności $2kx \leq \Delta t \leq 2k(1-x)$. W przypadku, gdy modelowany odcinek jest zbyt długi należy go podzielić na $k/\Delta t$ pododcinków i dokonywać transformacji kolejno przez wszystkie pododcinki.

B.3. Warunki stosowalności

Warunkiem stosowalności modelu Muskingum jest dysponowanie odpowiednimi danymi pomiarowymi do kalibracji modelu oraz brak istotnych dopływów na modelowanym odcinku koryta rzecznego. Model Muskingum nie może być stosowany w sytuacjach, gdy występuje efekt cofki zaburzającej hydrogram przepływu w przekroju obliczeniowym. Model Muskingum pozwala na obliczenie hydrogramu natężenia przepływu w przekroju obliczeniowym również przy braku pomiarów w tym przekroju, co pozwala na otrzymanie długiego ciągu przepływów i wyznaczenie przepływów charakterystycznych w tym SNQ z mniejszym błędem niż na podstawie krótkiego ciągu pomiarowego. Chociaż model Muskingum głównie stosowany jest dla potrzeb transformacji fal powodziowych (ruch nieustalony, duże spadki zwierciadła wody), to może być zastosowany również dla przepływów niskich w przypadku rzek górskich (podgórskich – przejściowych), w których występuje ruch quasi-nieustalony i duże spadki zwierciadła wody.

C. Przykład obliczeniowy

Obliczenia przy wykorzystaniu modelu Muskingum wykonano na podstawie godzinowych wartości przepływów z okresu obserwacyjnego 2010-2019 ze stacji wodowskazowej Słupsk na rzece Słupia, która ma charakter rzeki podgórskiej, traktując przekrój Słupsk jako przekrój wejściowy do modelu i na jego podstawie wyznaczono szukane wartości przepływów dla stacji wodowskazowej Charnowo na rzece Słupi, przyjmując, że przekrój ten jest przekrojem z niepełnym ciągiem danych o przepływach (rys. II.11). Charakterystyki obu stacji zestawiono w tabeli II.3.



- ▼ stacja hydrologiczna
- ▭ granica zlewni
- ▭ granica administracyjna
- las
- zbiornik wodny
- sieć hydrograficzna
- izohipsa

Źródłem danych hydrograficznych jest Mapa Podziału Hydrograficznego Polski w skali 1:10 000 zrealizowana w ramach projektu pt. "Informatyczny system osłony kraju przed nadzwyczajnymi zagrożeniami", współfinansowanego ze środków Europejskiego Funduszu Rozwoju Regionalnego w ramach 7. osi priorytetowej Programu Operacyjnego Innowacyjna Gospodarka, Narodowego Funduszu Ochrony Środowiska i Gospodarki Wodnej oraz budżetu państwa.

Rys. II.11. Zlewnia rzeki Słupii z zaznaczonymi stacjami wodowskazowymi Słupsk i Charnowo.

Tabela II.3. Charakterystyki obu stacji wodowskazowych zlokalizowanych na rzece Słupii.

Charakterystyki stacji	Słupsk	Charnowo
Kilometr biegu rzeki (km)	33,9	12,1
Powierzchnia zlewni (km ²)	1451,69	1596,12
SNQ (m ³ s ⁻¹)	8,86	10,4

Do obliczeń przyjęto krok czasowy $\Delta t = 1$ godz., średni czas przepływu wody w modelowanym odcinku $k = 12$ godz. i parametr wagowy modelu $x = 0,2$. Wartość parametru k wyliczona została na podstawie uśrednionej wartości prędkości przepływu z dostępnych pomiarów, stąd $k = 12$ godz., a parametr x został

określony metodą prób i błędów, najlepsze wyniki otrzymano dla $x = 0,2$. Niestety warunek stabilności modelu i nieujemnych przepływów $2x \leq \Delta t/k \leq 2(1-x)$ nie jest spełniony $0,4 \leq 0,08 \leq 1,6$. Wynika to z niedużej prędkości transformacji przepływów niskich w korytach rzek, w których czas przebywania jest stosunkowo długi, w tym przypadku 12 godzin, w porównaniu do przepływów maksymalnych, dla których w rozpatrywanym przypadku $k = 2$ godz. Niemniej podjęto próbę przeprowadzenia obliczeń dla przyjętych parametrów modelu, które w końcowym rezultacie dały całkiem dobre oszacowanie brakujących przepływów NQ i SNQ w przekroju obliczeniowym Charnowo (tab. II.5 i rys. II.12).

Współczynniki równania rekurencyjnego wyrażonego wzorem II.4 obliczona ze wzorów II.5 i przedstawiono poniżej:

$$C_1 = \frac{\Delta t - 2kx}{2k(1-x) + \Delta t} = \frac{1 - 2 \cdot 12 \cdot 0,2}{2 \cdot 12 \cdot (1 - 0,2) + 1} = -0,19$$

$$C_2 = \frac{\Delta t + 2kx}{2k(1-x) + \Delta t} = \frac{1 + 2 \cdot 12 \cdot 0,2}{2 \cdot 12 \cdot (1 - 0,2) + 1} = 0,29$$

$$C_3 = \frac{2kx(1-x) - \Delta t}{2k(1-x) + \Delta t} = \frac{2 \cdot 12 \cdot 0,2 \cdot (1 - 0,2) - 1}{2 \cdot 12 \cdot (1 - 0,2) + 1} = 0,90$$

$$C_1 + C_2 + C_3 = -0,19 + 0,29 + 0,90 = 1$$

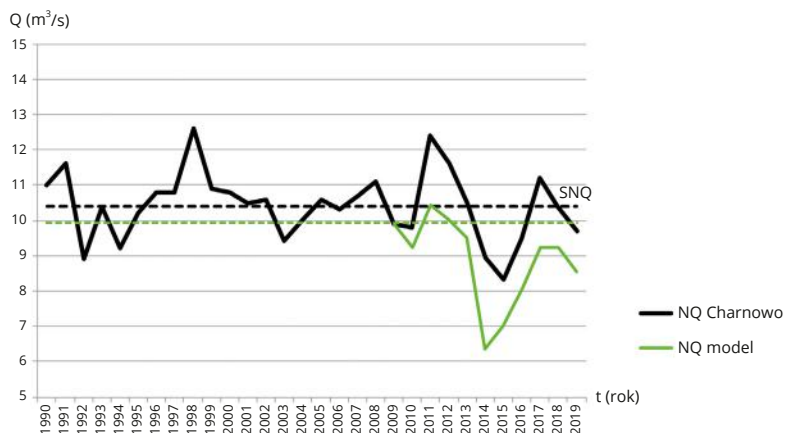
Następnie wyznaczono nieznanne wartości odpływu Q_j w kolejnych godzinach w przekroju Charnowo dokonując transformacji przepływu w korycie rzeki dla znanych wartości dopływu ze stacji Słupsk (I_j) przy wykorzystaniu wzoru II.4:

$$O_j = C_1 I_j + C_2 I_{j-1} + C_3 O_{j-1}$$

Przykładowe wyniki obliczeń dla jednej doby przedstawiono w tabeli II.4.

Z wyliczonego za pomocą modelu Muskingum ciągu przepływów godzinowych wybrano minimalne przepływy roczne I rzędu NQ dla poszczególnych lat z okresu 2010-2019 i zestawiono je z danymi pomiarowymi ze stacji Charnowo z lat 1990-2009. Następnie na podstawie ciągu przepływów rocznych NQ z wielolecia 1990-2019, uzupełnionego o dane modelowe, wyliczono wartość przepływu SNQ dla stacji obliczeniowej Charnowo. Porównanie rzeczywistych wartości rocznych przepływów minimalnych NQ oraz przepływu SNQ ze stacji wodowskazowej Charnowo z danymi uzyskanymi przy użyciu modelu Muskingum z badanego okresu przedstawiono w tabeli nr II.5 oraz na rys. II.12.

Wyniki obliczeń brakujących wartości przepływów minimalnych rocznych NQ, uzyskane na podstawie modelu Muskingum, są niższe w porównaniu z wartościami przepływów pomierzonych na stacji wodowskazowej Charnowo, natomiast wartość przepływu SNQ dla analizowanego wielolecia jest mniejsza o 4,5%.



Rys. II.12. Hydrogram przepływów NQ w przekroju obliczeniowym Charnowo obliczonych z zastosowaniem modelu Muskingum na podstawie danych ze stacji wodowskazowej Słupsk.

Tabela II.4. Przykładowe wyniki transformacji przepływów godzinowych dla stacji Charnowo w dobie 01.11.2018.

Δt (1 godz.)	I_f (m ³ s ⁻¹)	$C_1 I_f$ (m ³ s ⁻¹)	$C_2 I_{f-1}$ (m ³ s ⁻¹)	$C_3 Q_{f-1}$ (m ³ s ⁻¹)	Q_f (m ³ s ⁻¹)
2018-11-01 00:00	14,9	przepływ ustalony			14,9
2018-11-01 01:00	14,9	-2,8	4,3	13,4	14,9
2018-11-01 02:00	15,1	-2,8	4,3	13,4	14,9
2018-11-01 03:00	14,9	-2,8	4,3	13,4	14,9
2018-11-01 04:00	14,9	-2,8	4,3	13,5	14,9
2018-11-01 05:00	14,8	-2,8	4,3	13,5	15,0
2018-11-01 06:00	14,4	-2,7	4,2	13,5	15,0
2018-11-01 07:00	15,1	-2,8	4,1	13,5	14,8
2018-11-01 08:00	14,6	-2,8	4,3	13,4	14,9
2018-11-01 09:00	14,4	-2,7	4,2	13,4	15,0
2018-11-01 10:00	14,1	-2,6	4,1	13,5	14,9
2018-11-01 11:00	13,8	-2,6	4,0	13,5	14,9
2018-11-01 12:00	13,7	-2,6	4,0	13,4	14,8
2018-11-01 13:00	13,4	-2,5	3,9	13,4	14,8
2018-11-01 14:00	13,3	-2,5	3,9	13,3	14,7
2018-11-01 15:00	13,2	-2,5	3,8	13,2	14,5
2018-11-01 16:00	13,2	-2,5	3,8	13,1	14,4
2018-11-01 17:00	13,0	-2,4	3,8	13,0	14,3
2018-11-01 18:00	12,5	-2,4	3,7	12,9	14,3
2018-11-01 19:00	12,4	-2,3	3,6	12,9	14,1
2018-11-01 20:00	12,5	-2,4	3,6	12,7	13,9
2018-11-01 21:00	12,8	-2,4	3,6	12,5	13,7
2018-11-01 22:00	12,9	-2,4	3,7	12,4	13,6
2018-11-01 23:00	12,9	-2,4	3,7	12,3	13,5

Tabela II.5. Wyniki obliczeń przepływów NQ (m^3s^{-1}) i SNQ (m^3s^{-1}) uzyskane za pomocą modelu Muskingum dla przekroju Charnowo na rzece Słupi.

Rok	Charnowo		
	NQ ₁₉₉₀₋₂₀₁₉	NQ _{brak danych}	NQ _{model}
1990	11,0	11,0	11,0
1991	11,6	11,6	11,6
1992	8,90	8,90	8,90
1993	10,4	10,4	10,4
1994	9,22	9,22	9,22
1995	10,2	10,2	10,2
1996	10,8	10,8	10,8
1997	10,8	10,8	10,8
1998	12,6	12,6	12,6
1999	10,9	10,9	10,9
2000	10,8	10,8	10,8
2001	10,5	10,5	10,5
2002	10,6	10,6	10,6
2003	9,42	9,42	9,42
2004	10,0	10,0	10,0
2005	10,6	10,6	10,6
2006	10,3	10,3	10,3
2007	10,7	10,7	10,7
2008	11,1	11,1	11,1
2009	11,0	11,0	11,0
2010	9,79	brak	9,23
2011	12,4	brak	10,4
2012	11,6	brak	10,0
2013	10,5	brak	9,51
2014	8,93	brak	6,36
2015	8,32	brak	7,00
2016	9,50	brak	8,09
2017	11,2	brak	9,24
2018	10,4	brak	9,25
2019	9,70	brak	8,55
SNQ	10,4	brak	9,93

II.1.1.3. Modele hydrauliczne – transformacja hydrodynamiczna

Fala dynamiczna

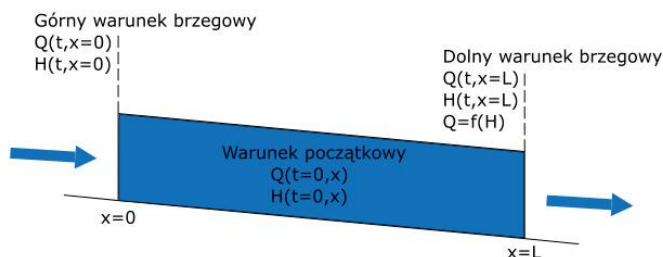
A. Wymagane dane pomiarowe

Przy stosowaniu modelu fali dynamicznej niezbędna jest znajomość geometrii koryta i doliny modelowanego cieku reprezentowanej przez przekroje poprzeczne. Liczba potrzebnych przekrojów poprzecznych zależy jest od zmienności spadku i kształtu koryta. Każdy z przekrojów powinien być prostopadły do głównego nurtu rzeki i obejmować teren, w którym zmieszczą się modelowane przepływy. Najlepszym sposobem uzyskania przekrojów poprzecznych są pomiary geodezyjne. Położenie przekrojów określone być musi przez kilometr biegu rzeki, a bardzo pomocna jest znajomość współrzędnych umożliwiająca lokalizację przekrojów na mapach. Ze względu na naturalną i antropogeniczną zmienność kształtu przekrojów poprzecznych należy sprawdzić aktualność posiadanych przekrojów poprzecznych.

Niezbędna jest również orientacyjna znajomość czynników decydujących o oporach ruchu, takich jak materiał denny, pokrycie terenu, nieregularność kształtu koryta, stopień meandrowania. Opory ruchu w modelu wyrażone są współczynnikami szorstkości, najczęściej współczynnikami Manninga. Przy określeniu współczynników szorstkości Manninga można posłużyć się tabelami i wzorem Cowena [Chow 1959].

Jeżeli na modelowanym odcinku znajdują się budowle hydrotechniczne lub mosty, należy zapoznać się z ich charakterystyką i w miarę potrzeb uwzględnić je w modelu.

Model fali dynamicznej wymaga zadania warunków brzegowych i warunku początkowego (rys. II.13). Jeżeli w rzece panuje przepływ nadkrytyczny (liczba Frouda mniejsza od jedności), niezbędne jest zadanie warunków brzegowych na początku i końcu modelowanego odcinka (górny i dolny warunek brzegowy). Górny warunek brzegowy powinien być zadany w postaci hydrogramu stanu wody lub natężenia przepływu. Dolny warunek brzegowy powinien być zadany w postaci hydrogramu stanu wody, natężenia przepływu lub w postaci krzywej natężenia przepływu. W przypadku przepływu podkrytycznego (liczba Frouda większa od jedności) na początku modelowanego odcinka należy zadać dwa warunki brzegowe na przykład hydrogramy stanu wody i natężenia przepływu. W zależności od wyboru warunków brzegowych należy zgromadzić odpowiednie dane pomiarowe. Wymagany jest też warunek początkowy w postaci rozkładu natężenia przepływu lub napełnienia koryta wzdłuż odcinka pomiędzy przekrojem górnym i dolnym w chwili $t = 0$.



Rys. II.13. Warunki początkowe i brzegowe.

B. Opis metody obliczeniowej

B.1. Przyjęte założenia

Równania wolnozmiennego ruchu nieustalonego w korytach otwartych zostały po raz pierwszy opublikowane w pracach de Saint-Venanta [Saint-Venant 1871] i od nazwiska autora nazwane zostały układem równań Saint-Venanta. W pierwotnej postaci równania te opisywały przepływ wody w kanale otwartym jednostkowej szerokości. Współcześnie częściej używana jest forma scałkowana względem szerokości kanału. Układ równań Saint-Venanta tworzą równania zachowania masy (II.6) i równania zachowania pędu (II.7).

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial Q}{\partial x} = q \quad (II.6)$$

$$\frac{\partial Q}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\beta Q^2}{A} \right) + gA \left(\frac{\partial h}{\partial x} + S_f \right) = 0 \quad (II.7)$$

gdzie: t – czas; x – współrzędna przestrzenna, odległość wzdłuż kanału; h – rzędna zwierciadła wody; Q – natężenie przepływu; A – pole powierzchni przekroju czynnego; q – dopływ boczny na jednostkę długości kanału; β – współczynnik korygujący wpływ nierównomiernego rozkładu prędkości; g – przyspieszenie grawitacyjne; S_f – spadek linii energii.

Spadek linii energii jest najczęściej obliczany z wzoru Manninga dla ruchu ustalonego:

$$S_f = \frac{n^2 Q |Q|}{A^2 R^{4/3}} \quad (\text{II.8})$$

gdzie: n – współczynnik szorstkości według Manninga; R – promień hydrauliczny przekroju.

Niewiadomymi w układzie równań Saint-Venanta są funkcje $h(x, t)$ i $Q(x, t)$, dla $t_p \leq t \leq t_k$ i $0 \leq x \leq L$, gdzie t_p i t_k odpowiednio początek i koniec modelowanego przedziału czasu, L długość modelowanego odcinka.

Przejście od ogólnych równań opisujących przepływ cieczy lepkiej i nieściśliwej do układu równań Saint-Venanta (II.6) i (II.7) wymaga wprowadzenia następujących założeń:

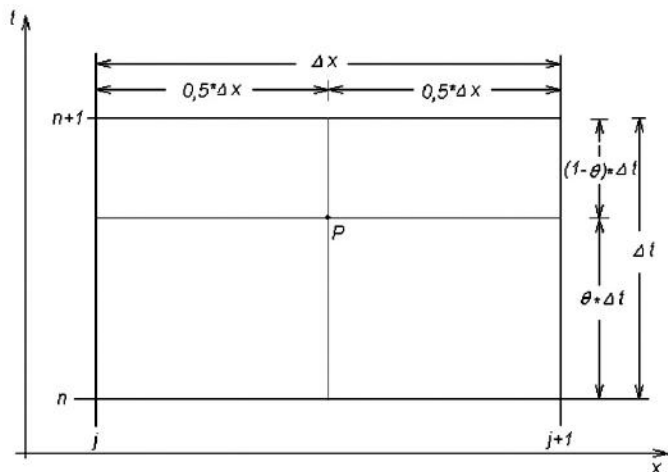
- rozkład ciśnienia jest hydrostatyczny;
- przepływ jest jednowymiarowy, tzn. długość fali zaburzeń przepływu jest bardzo długa w porównaniu z głębokością, linie prądu są równoległe do brzegów i dna, a ich krzywizna jest mała;
- geometria kanału jest stała;
- spadek dna kanału jest mały, sinus i tangens kąta utworzonego przez dno i płaszczyznę poziomą można aproksymować przez ten sam kąt;
- rozkład prędkości w pionie jest jednostajny, to znaczy można obliczać pęd i energię wywołaną przez zmienną prędkość w przekroju, którą można aproksymować wartościami wyliczonymi dla prędkości średnich z uwzględnieniem stałych w przekroju współczynników korekcyjnych;
- płyn ma stałą gęstość.

Dodatkowo przyjęcie wzoru (II.8) na spadek linii energii wymaga założenia, że:

- spadek linii energii dla przepływu nieustalonego może być obliczany jak dla ruchu ustalonego.

B.2. Opis właściwy – procedura wykonania obliczeń

Najczęściej do rozwiązania układu równań Saint Venanta stosuje się metodę różnic skończonych, metodę charakterystyk lub metodą elementów skończonych. W dalszej części opisana zostanie metoda różnic skończonych z zastosowaniem czteropunktowego niejawnego schematu Preissmanna (rys. II.14). Metoda ta jest zdecydowanie najczęściej stosowana, a jej własności były wielokrotnie analizowane. Szczególnie ważnymi cechami tej metody jest możliwość stosowania zmiennego kroku przestrzennego i łatwe sterowanie dokładnością i zbieżnością.



Rys. II.14. Dyskretyzacja niewiadomych dla schematu Preissmanna [Preissmann 1961].

Pochodne cząstkowe i funkcje występujące w równaniach aproksymowane są wzorami:

$$\frac{\partial K}{\partial t} = \frac{K_j^{n+1} + K_{j+1}^{n+1} - K_j^n - K_{j+1}^n}{2\Delta t} \quad (\text{II.9})$$

$$\frac{\partial K}{\partial x} = \theta \frac{K_{j+1}^{n+1} - K_j^{n+1}}{\Delta x} + (1 - \theta) \frac{K_{j+1}^n - K_j^n}{\Delta x} \quad (\text{II.10})$$

$$K = \theta \frac{K_j^{n+1} + K_{j+1}^{n+1}}{2} + (1 - \theta) \frac{K_j^n + K_{j+1}^n}{2} \quad (\text{II.11})$$

Parametr wagowy θ może być wybrany z przedziału $[0,5, 1,0]$. Wartość $\theta = 0,5$ zapewnia największą dokładność rozwiązania, która stopniowo zmniejsza się, gdy θ zwiększa się. Przyjęcie wartości przy θ zbliżonej do 0,5 powoduje niekiedy niestabilność rozwiązań, wartość $\theta = 0,6$ jest rekomendowana przez wielu autorów [Fread 1988].

Zastosowanie wzorów (II.8), (II.9) i (II.11) pozwala na zamianę układu równań różniczkowych Saint Venanta (II.6), (II.7) na układ równań różnicowych. Istotne jest, że w każdym równaniu występują tylko cztery niewiadome, to jest rzędne wody i przepływy w dwóch kolejnych przekrojach poprzecznych.

Przyjmując, że geometria koryta opisana jest przy pomocy N przekrojów poprzecznych, i stosując układ Saint Venanta dla każdego pododcinka, otrzymujemy układ $2(N - 1)$ równań z $2N$ niewiadomymi. Górny i dolny warunek brzegowy, czyli dodatkowe dwa równania, zamykają układ równań.

Układ $2N$ nieliniowych równań algebraicznych rozwiązywany jest iteracyjną metodą Newtona z zastosowaniem wydajnego algorytmu odwracania macierzy pasmowych.

W przypadku gdy mamy do czynienia nie z pojedynczym kanałem, a z siecią rzeczną, musimy wprowadzić dodatkowe równania zwane wewnętrznymi warunkami brzegowymi. Równania te wymuszają zasadę zachowania masy w węźle oraz ten sam poziom wody na wszystkich odgałęzieniach węzła. Wprowadzenie wewnętrznych warunków brzegowych zaburza nieco postać macierzy Jacobiego układu równań – nie jest to już macierz pasmowa, ale w dalszym ciągu istnieją wydajne procedury rozwiązywania tego typu układu równań.

B.3. Warunki stosowalności

Model hydrodynamiczny opiera się na równaniach opisujących zjawisko przepływu nieustalonego w korycie otwartym w ujęciu jednowymiarowym. Podstawowym problemem, który warunkuje zastosowanie tego modelu jest konieczność posiadania przekroji poprzecznych koryta i znajomość oporów ruchu (współczynniki szorstkości Manninga). Wprowadzenie tych danych pozwala na uzyskanie wiarygodnych wyników. O ile problem pozyskania przekrojów poprzecznych można zwykle rozwiązać, organizując pomiary geodezyjne, to zadanie właściwych współczynników szorstkości jest problemem bardziej złożonym. Najlepszym rozwiązaniem jest posiadanie danych pomiarowych pozwalających na ich oszacowanie w procesie kalibracji modelu. Należy pamiętać, że współczynniki szorstkości zmieniają się nie tylko na długości cieków, ale i w zależności od natężenia przepływu (napełnienia), a niekiedy również w zależności od pory roku. Niewłaściwa ich ocena może prowadzić do różnej wielkości błędów. Pod tym względem najtrudniejsze są zagadnienia, w których występują rzędne zwierciadła wody (jako górny warunek brzegowy lub jako wynik modelowania). Stosunkowo łatwiejsze są z reguły problemy, w których zadanie sprowadza się do przetransformowania przepływów w sieci rzecznej, gdyż w tym przypadku istotne jest poprawne zadanie średnich wartości oporów ruchu na modelowanym odcinku.

Uwzględnienie w modelu geometrii koryta i oporów ruchu pozwala na zastosowanie go do problemów projektowych, umożliwiając ocenę wpływu zmian kształtu czy zagospodarowania koryt rzecznych na przepływ. Wprowadzenie wewnętrznych warunków brzegowych pozwala na modelowanie rzek, na których znajdują się obiekty hydrotechniczne.

W zależności od dostępności danych oraz rodzaju rozwiązywanego problemu, w modelu mogą być użyte różne warunki brzegowe. Górnymi warunkami brzegowymi mogą być hydrogramy stanu wody lub natężenia przepływu na wejściu do modelowanej sieci rzecznej. Dolnym warunkiem brzegowym może być hydrogram stanu wody lub natężenia przepływu bądź związek między stanem wody a przepływem (krzywa natężenia przepływu) w przekroju zamykającym. Jeżeli dolny warunek brzegowy odłączony jest wystarczająco daleko od przekroju, w którym interesują nas wyniki modelowania, to jego wpływ staje się nieistotny i można dla uproszczenia przyjąć stałą rzędną zwierciadła wody w przekroju zamykającym.

Warunek początkowy jest najczęściej wyliczany przez model dla warunków przepływu ustalonego. Możliwe jest używanie jako warunku początkowego stanu modelu zapamiętanego w poprzednim uruchomieniu. Wpływ warunku początkowego na rozwiązanie zanik, zwykle po czasie odpowiadającym czasowi przemieszczania się fali przez modelowaną sieć rzeczną.

Przekroje poprzeczne niezbędne do uruchomienia modelu mogą pochodzić z różnych źródeł, a ich liczba powinna zapewnić poprawne odwzorowanie zmienności szerokości i spadku dna na modelowanym odcinku. Jakość użytych przekrojów poprzecznych ma bardzo duży wpływ na wyniki modelowania, zwłaszcza w przypadku braku danych do kalibracji.

Współczynniki szorstkości są w modelu jedynymi parametrami niemożliwymi do bezpośredniego zmierzenia. W zależności od używanego modelu mogą być potrzebne średnie współczynniki szorstkości dla zadanych napełnień koryta lub współczynniki zróżnicowane dla różnych części przekroju. Najczęściej w modelach fali dynamicznej dla określenia szorstkości stosowane są współczynniki Manninga. Poprawny dobór współczynników szorstkości decyduje o dokładności rozwiązania i o ile tylko jest to możliwe należy je ustalać podczas kalibracji modelu.

Dodatkowo mogą być potrzebne dane o urządzeniach hydrotechnicznych i mostach, które wpływają na zjawisko przepływu w modelowanej sieci rzecznej.

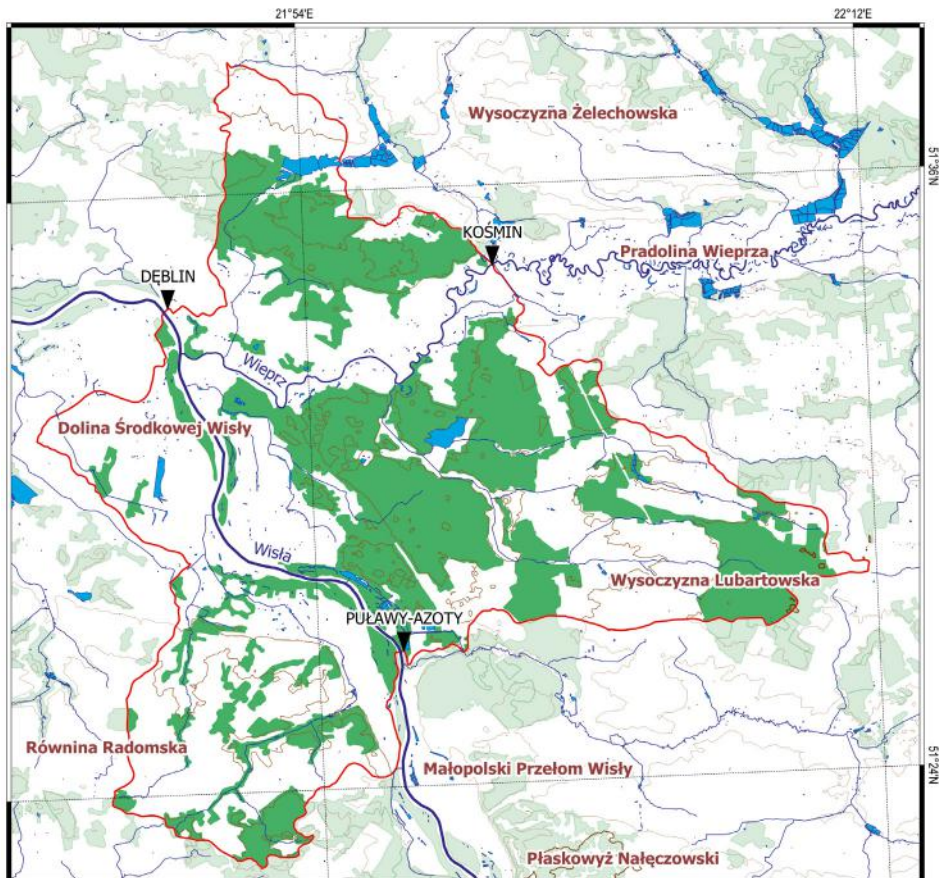
Model hydrodynamiczny pozwala na obliczenie wielkości przepływu i rzędnej zwierciadła wody w profilu podłużnym modelowanej sieci rzecznej w warunkach ruchu nieustalonego. Najczęściej model służy do obliczania hydrogramów stanu wody lub przepływu w wybranych punktach sieci rzecznej. Dzięki szybkiemu rozwojowi sprzętu komputerowego wykonanie skomplikowanych obliczeń niezbędnych do numerycznego rozwiązania równań Saint Venanta nie stanowi zwykle problemu i trwa nie więcej niż kilka minut.

C. Przykład obliczeniowy

Obliczenia dla metody wykorzystującej model hydrauliczny (HD) wykonano z użyciem godzinowych wartości przepływów ze stacji wodowskazowych Puławy-Azoty na Wiśle oraz stacji wodowskazowej Kośmin na dopływie bocznym rzece Wieprz, z okresu obliczeniowego 2010-2019, wyznaczając w ten sposób szukane wartości przepływów dla stacji Dęblin na Wiśle z niepełnym ciągiem przepływów (rys. II.15).

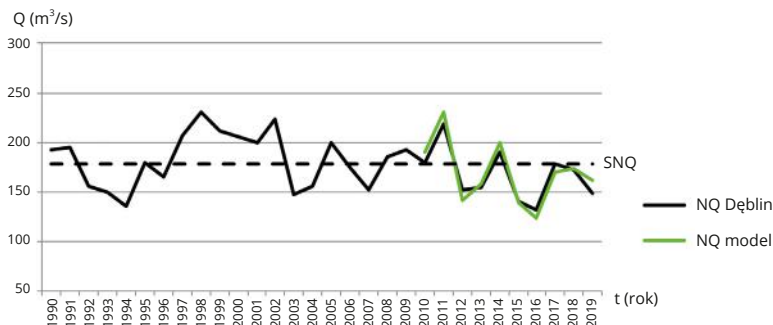
W pierwszej kolejności z wyliczonego modelem HD ciągu danych godzinowych wybrano minimalne przepływy roczne NQ dla poszczególnych lat z okresu 2010-2019 i zestawiono je z danymi pomiarowymi ze stacji Dęblin z lat 1990-2009. Następnie na podstawie uzupełnionego o dane modelowe ciągu danych przepływów rocznych NQ z wielolecia 1990-2019 wyliczono wartość przepływu SNQ dla stacji obliczeniowej Dęblin.

Porównanie rzeczywistych wartości rocznych przepływów NQ oraz przepływu SNQ ze stacji wodowskazowej Dęblin z danymi uzyskanymi przy użyciu modelu hydraulicznego (HD) z badanego okresu przedstawiono w tabeli II.6. oraz na rysunku II.16.



Źródłem danych hydrograficznych jest Mapa Podziaku Hydrograficznego Polski w skali 1:10 000 zrealizowana w ramach projektu pt. "Informatyczny system ochrony kraju przed nadzwyczajnymi zagrożeniami", współfinansowanego ze środków Europejskiego Funduszu Rozwoju Regionalnego w ramach 7. osi priorytetowej Programu Operacyjnego Innowacyjna Gospodarka, Narodowego Funduszu Ochrony Środowiska i Gospodarki Wodnej oraz budżetu państwa.

Rys. II.15. Wycinek zlewni rzeki Wisły uwzględniający stacje wodowskazowe Dęblin, Puławy-Azoty i Kośmin na dopływie bocznym rzece Wieprz.



Rys. II.16. Hydrogram przepływów NQ w przekroju Dęblin na Wiśle obliczonych przy zastosowaniu modelu hydraulicznego (HD) na podstawie danych ze stacji wodowskazowych Puławy na Wiśle z uwzględnieniem dopływu bocznego, tj. przepływów rzeki Wieprz na stacji wodowskazowej Kośmin.

Uzyskane na podstawie modelu HD wyniki obliczeń dla brakujących przepływów minimalnych rocznych NQ nieznacznie różnią się od przepływów minimalnych rocznych pomierzonych w przekroju stacji wodowskazowej Dęblin, natomiast dla analizowanego wielolecia wartości przepływu SNQ z modelu HD i z pomiarów są identyczne (tab. II.6).

II.2.1. Przenoszenie charakterystyk – regresja II rodzaju

A. Wymagane dane pomiarowe

Wymaganymi danymi pomiarowymi są długi ciąg przepływów w przekroju stacji wodowskazowej i korespondujący z nim krótki ciąg przepływów w przekroju obliczeniowym na tej samej rzece.

B. Opis metody obliczeniowej

B.1. Przyjęte założenia

Przyrost powierzchni zlewni różnicowej pomiędzy przekrojem stacji wodowskazowej a przekrojem obliczeniowym nie powinien przekraczać 40%. Między przekrojami na rzece nie powinno być dopływów bocznych skupionych ani rozłożonych.

B.2. Opis właściwy – procedura wykonania obliczeń

W sytuacji, gdy dysponuje się długim jednorodnym ciągiem pomiarowym w przekroju stacji wodowskazowej, można wydłużyć krótki ciąg przepływów w przekroju obliczeniowym na podstawie ustalonej zależności między zmierzonym przepływem na stacji wodowskazowej i odpowiadającym mu zmierzonym przepływem w przekroju obliczeniowym. Zatem na podstawie obu ciągów przepływów można ustalić zależność regresyjną $Q_o = f(Q_w)$, która może być aproksymowana zależnością w postaci:

$$Q_o = a_0 + a_1 Q_w \quad (II.12)$$

lub

$$Q_o = a_0(Q_w + b)^{a_1} \quad (II.13)$$

lub

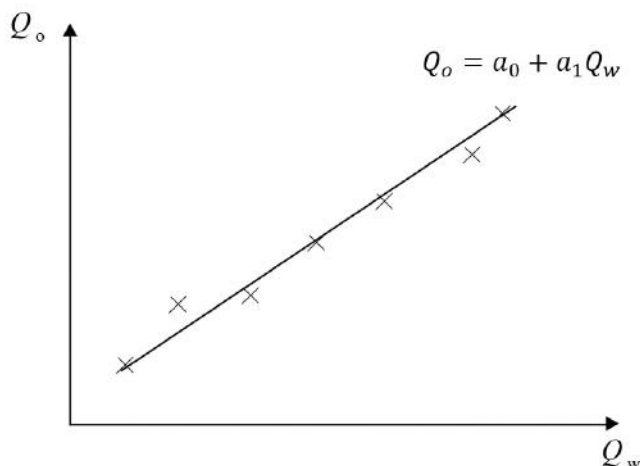
$$Q_o = a_1 + a_2 Q_w + a_3 Q_w^2 \quad (II.14)$$

Tabela II.6. Wyniki obliczeń przepływów NQ (m^3s^{-1}) i SNQ (m^3s^{-1}) uzyskane za pomocą modelu HD dla przekroju obliczeniowym Dęblin na rzece Wiśle.

Rok	Stacja wodowskazowa Dęblin		
	NQ ₁₉₉₀₋₂₀₁₉	NQ _{brak danych}	NQ _{model HD}
1990	192	192	192
1991	195	195	195
1992	156	156	156
1993	150	150	150
1994	135	135	135
1995	180	180	180
1996	165	165	165
1997	207	207	207
1998	230	230	230
1999	211	211	211
2000	206	206	206
2001	200	200	200
2002	224	224	224
2003	148	148	148
2004	156	156	156
2005	200	200	200
2006	175	175	175
2007	152	152	152
2008	186	186	186
2009	192	192	192
2010	180	<i>brak</i>	190
2011	219	<i>brak</i>	230
2012	152	<i>brak</i>	141
2013	155	<i>brak</i>	158
2014	190	<i>brak</i>	200
2015	140	<i>brak</i>	139
2016	132	<i>brak</i>	124
2017	178	<i>brak</i>	170
2018	172	<i>brak</i>	174
2019	149	<i>brak</i>	162
SNQ	178	<i>brak</i>	178

gdzie: Q_0 – przepływ w przekroju obliczeniowym; Q_w – korespondujący przepływ w przekroju stacji wodowskazowej, a_0, a_1, a_3, b – współczynniki określone metodą najmniejszych kwadratów.

Wykorzystując równanie (II.12) lub (II.13) lub (II.14), w zależności od położenia punktów pomiarowych korespondujących przepływów na wykresie (rys. II.17), można przenieść charakterystyki przepływu, obliczone na podstawie długiego jednorodnego ciągu przepływów pomierzonych w przekroju stacji wodowskazowej, do przekroju obliczeniowego [Ozga-Zieliński 1995].



Rys. II.17. Liniowa zależność między przepływem Q_o w przekroju obliczeniowym a korespondującym przepływem Q_w w przekroju stacji wodowskazowej.

B.3. Warunki stosowalności

Metoda ma zastosowanie wyłącznie przy przenoszeniu charakterystyk przepływów w tym SNQ. Przy zastosowaniu powyższych zależności nie należy przenosić do przekroju obliczeniowego poszczególnych przepływów dobowych pomierzonych w przekroju stacji wodowskazowej.

C. Przykład obliczeniowy

Do wykonania obliczeń wykorzystano wzory II.12, II.13 i II.14: $Q_o = a_0 + a_1 Q_w$, $Q_o = a_0(Q_w + b)^{a_1}$ i $Q_o = a_1 + a_2 Q_w + a_3 Q_w^2$.

Obliczenia wykonano dla stacji wodowskazowych Strzyżów oraz Dorohusk zlokalizowanych na rzece Bug (rys. II.5. i tab. II.1).

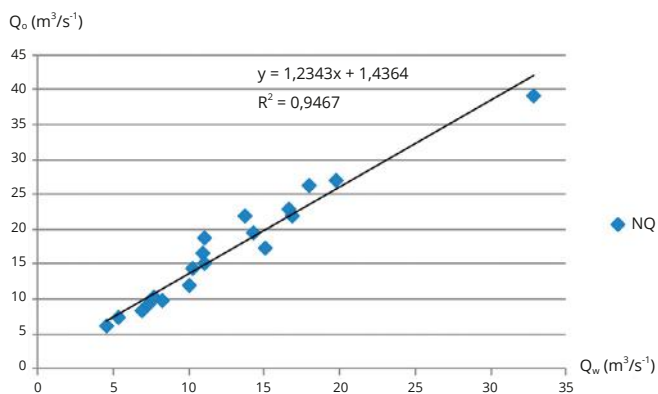
Wyniki obliczeń zestawiono w tabeli II.7 przyjmując Q_w jako przepływ minimalny roczny NQ na stacji uzupełniającej (Strzyżów) oraz $Q_{o,II.21}$, $Q_{o,II.22}$ i $Q_{o,II.23}$ jako brakujący przepływ NQ w przekroju obliczeniowym uzupełnianym (Dorohusk) obliczony odpowiednio przy zastosowaniu wzorów II.12, II.13 i II.14.

Otrzymane wyniki obliczeń (tab. II.7 i rys. II.21) brakujących wartości przepływów NQ w poszczególnych latach i przepływu SNQ dla przyjętego wielolecia 1990-2019 dla rozpatrywanego przykładu są do siebie zbliżone niezależnie od zastosowanych równań regresyjnych II.12, II.13 lub II.14, przedstawionych na rys. II.18, II.19 i II.20.

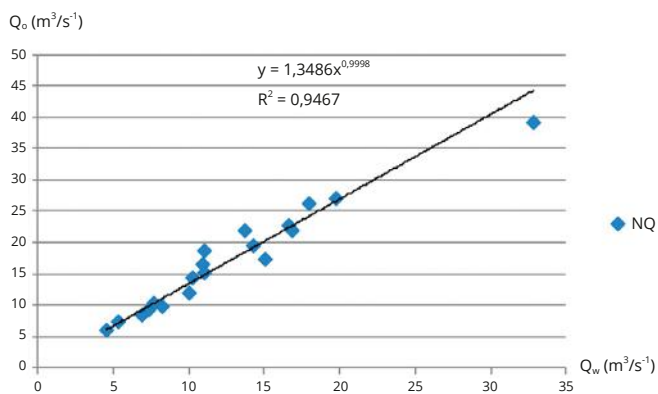
Różnice w wartościach otrzymanych przepływów SNQ względem obliczonego na podstawie pomiarów $SNQ_{1990-2019}$ dla stacji Dorohusk wynoszą od 0,3 do $0,5 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$, co daje odpowiednio błąd względny oszacowania SNQ rzędu 1,7-2,8%, a zatem obliczone wartości SNQ można uznać za miarodajne.

Tabela II.7. Wyniki obliczeń przepływów NQ (m^3s^{-1}) uzyskane za pomocą regresji II rodzaju dla przekroju Dorohusk na podstawie przepływów NQ (m^3s^{-1}) dla stacji wodowskazowej Strzyżów przy zastosowaniu wzorów II.12, II.13 i II.14 oraz obliczony przepływ SNQ (m^3s^{-1}).

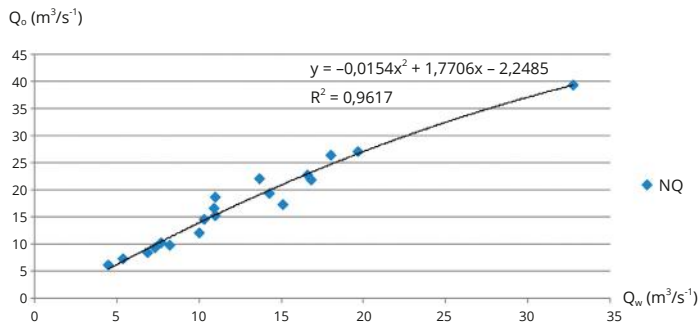
Rok	Strzyżów	Dorohusk				
	Q_w	$Q_{Dorohusk}$	Q_o	$Q_{o,II.12}$	$Q_{o,II.13}$	$Q_{o,II.14}$
1990	14,2	18,9	brak	19,1	19,1	19,8
1991	12,6	16,0	brak	17,0	17,0	17,6
1992	11,0	13,4	brak	15,0	14,8	15,4
1993	16,7	23,0	brak	22,0	22,5	23,0
1994	9,90	11,3	brak	13,7	13,3	13,8
1995	10,8	12,6	brak	14,8	14,6	15,1
1996	12,3	14,8	brak	16,6	16,6	17,2
1997	14,0	17,0	brak	18,7	18,9	19,5
1998	24,4	31,8	brak	31,6	32,9	31,8
1999	21,6	25,5	brak	28,1	29,1	28,8
2000	14,1	22,7	brak	18,8	19,0	19,7
2001	18,0	26,3	26,3	26,3	26,3	26,3
2002	10,3	14,5	14,5	14,5	14,5	14,5
2003	8,20	9,80	9,80	9,80	9,80	9,80
2004	10,0	12,0	12,0	12,0	12,0	12,0
2005	10,9	16,5	16,5	16,5	16,5	16,5
2006	11,0	18,7	18,7	18,7	18,7	18,7
2007	13,7	22,0	22,0	22,0	22,0	22,0
2008	16,6	22,8	22,8	22,8	22,8	22,8
2009	16,8	21,8	21,8	21,8	21,8	21,8
2010	32,8	39,2	39,2	39,2	39,2	39,2
2011	19,7	26,9	26,9	26,9	26,9	26,9
2012	11,0	15,2	15,2	15,2	15,2	15,2
2013	15,1	17,2	17,2	17,2	17,2	17,2
2014	14,3	19,4	19,4	19,4	19,4	19,4
2015	4,50	6,08	6,08	6,08	6,08	6,08
2016	5,36	7,29	7,29	7,29	7,29	7,29
2017	6,90	8,39	8,39	8,39	8,39	8,39
2018	7,29	9,36	9,36	9,36	9,36	9,36
2019	7,70	10,3	10,3	10,3	10,3	10,3
SNQ	13,4	17,7	brak	18,0	18,1	18,2



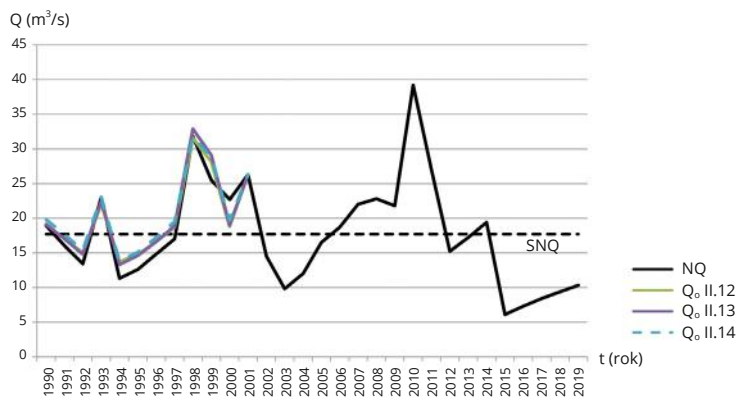
Rys. II.18. Liniowa zależność między przepływem Q_o w przekroju Dorohusk a przepływem Q_w na stacji wodowskazowej Strzyżów.



Rys. II.19. Potęgowa postać zależności między przepływem Q_o w przekroju Dorohusk a przepływem Q_w na stacji wodowskazowej Strzyżów.



Rys. II.20. Wielomianowa postać zależności między przepływem Q_0 w przekroju Dorohusk a przepływem Q_w na stacji wodowskazowej Strzyżów.



Rys. II.21. Hydrogram przepływów NQ w przekroju Dorohusk otrzymanych na podstawie pomiarów z okresu 1990-2019 i przy zastosowaniu regresji II rodzaju w postaci II.12, II.13 i II.14.

Cytowana literatura

- Chow V.T., 1959, Open-channel hydraulics, McGraw-Hill Book Company, New York, 680 s.
- Fread D.L., 1988, The NWS DAMBRK model: theoretical background. User documentation, Silver Spring, Md.: Hydrologic Research Laboratory, National Weather Service, NOAA.
- McCarthy G.T., 1939, The unit hydrograph and flood routing, US Army Corps of Engineer District, Providence.
- Ozga-Zielińska M., Brzeziński J., 1997, Hydrologia stosowana, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa, 324 s.
- Ozga-Zieliński B., 1995, Określanie przepływów maksymalnych dla krótkich ciągów pomiarowych, Gospodarka Wodna, 11.
- Preissmann A., 1961, Propagation of translatory waves in channels and rivers, First Congress of the French Association for Computation, Grenoble, 433-442.
- Saint-Venant A.J.C., Barre D., 1871, Théorie du mouvement non permanent des eaux, avec application aux crues des rivières et à l'introduction des marées dans leur lit, Comptes rendus des seances de l'Academie des Sciences, 73, 147-154 et 237-240.

III. METODY OBLICZANIA CHARAKTERYSTYK PRZEPŁYWU PRZY BRAKU INFORMACJI HYDROLOGICZNEJ O PRZEPŁYWIE

W praktyce inżynierskiej bardzo często występuje konieczność uzyskania informacji hydrologicznej w postaci przepływów charakterystycznych lub długich ciągów przepływów w przekroju obliczeniowym, w którym nie są prowadzone pomiary przepływu rzecznoego. W takiej sytuacji konieczne jest sięgnięcie po metody pośrednie, przy czym należy pamiętać, że w metodach tych niezbędne charakterystyki przepływów mogą być obciążone dużymi błędami ich oszacowania. Wyróżnia się dwa przypadki zaistnienia takich sytuacji, tj. gdy niekontrolowany przekrój obliczeniowy znajduje się na rzece kontrolowanej bądź przekrój obliczeniowy znajduje się na rzece niekontrolowanej.

W pierwszym przypadku źródłem informacji, z której można skorzystać stosując metody pośrednie są zwykle jedna lub dwie najbliższe stacje wodowskazowe znajdujące się na tej samej rzece, na której znajduje się przekrój obliczeniowy. Można też wykorzystać modele matematyczne transformacji przepływu w korycie rzeki, ale należy wówczas dysponować materiałem pomiarowym dotyczącym zmiennych wejścia do tych modeli i danymi potrzebnymi do identyfikacji (kalibracji) ich parametrów. Metody stosowane w tym przypadku opisane są w rozdziale III.1.

Drugi przypadek, trudniejszy, dotyczy sytuacji, gdy przekrój obliczeniowy znajduje się na rzece, na której nie ma żadnej stacji wodowskazowej. Źródłem informacji pośredniej może być tutaj stacja wodowskazowa usytuowana na innej, zwykle pobliskiej rzece. Najprostszą metodą jest jednak wykorzystanie opracowanych wcześniej zależności regionalnych w postaci wzorów lub map obszarowego rozkładu potrzebnej charakterystyki. Stosowane w tym przypadku metody opisane są w rozdziale III.2.

III.1. Brak ciągu pomiarowego przepływów w przekroju obliczeniowym na rzece kontrolowanej

Jeżeli przekrój obliczeniowy znajduje się na rzece w miejscu, w którym nie były prowadzone pomiary hydrologiczne, ale na tej samej rzece znajduje się co najmniej jedna stacja wodowskazowa z długim ciągiem pomiarowym przepływów i wyznaczonymi przepływami charakterystycznymi, można zastosować metody uzyskiwania informacji hydrologicznej w przekroju obliczeniowym podane na diagramie przedstawionym na rysunku III.1.

III.1.1. Jedna stacja wodowskazowa na rzece z przekrojem obliczeniowym – transformacja statyczna

III.1.1.1. Metoda ekstrapolacji – ustalony współczynnik przeliczeniowy

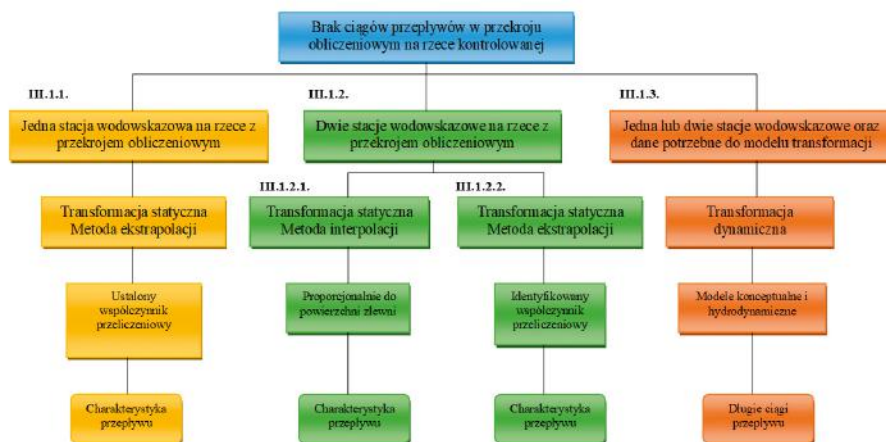
A. Wymagane dane pomiarowe

Długi jednorodny ciąg pomiarowy przepływów NQ na stacji wodowskazowej położonej w sąsiedztwie przekroju obliczeniowego.

B. Opis metody obliczeniowej

B.1. Przyjęte założenia

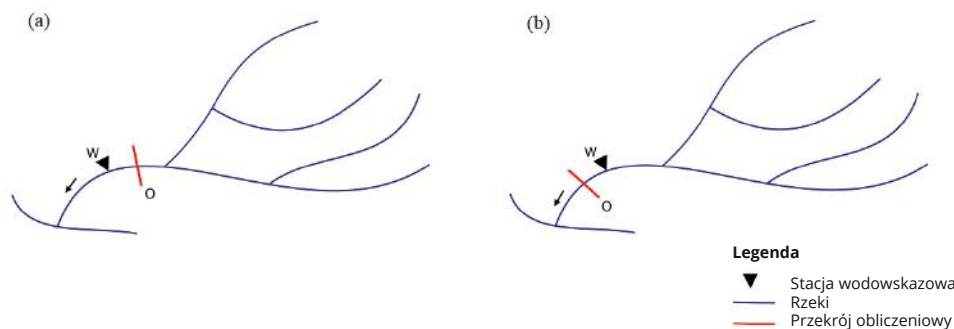
Charakterystyki przepływu obliczone w przekroju stacji wodowskazowej są przenoszone do przekroju obliczeniowego proporcjonalnie do powierzchni zlewni zamkniętej przekrojem stacji wodowskazowej i przekrojem obliczeniowym.



Rys. III.1. Metody obliczania SNQ w przekroju obliczeniowym niekontrolowanym na rzece kontrolowanej.

B.2. Opis właściwy – procedura wykonania obliczeń

W praktyce inżynierskiej, w odniesieniu do ekstrapolacji przepływów charakterystycznych niskich, wzdłuż rzeki kontrolowanej najczęściej stosowana jest metoda określająca zmianę przepływu w funkcji wielkości powierzchni zlewni. W zależności od położenia przekroju obliczeniowego w stosunku do przekrojów stacji wodowskazowych, wybiera się metodę ekstrapolacji w górę (rys. III.2a) bądź w dół (rys. II.2b) od stacji wodowskazowej [Ozga-Zielińska, Brzeziński 1997].



Rys. III.2. Ekstrapolacja do przekroju obliczeniowego O w górę (a) i w dół (b) od stacji wodowskazowej W.

Zakłada się, że w przekrojach położonych w pobliżu przekroju stacji wodowskazowej przepływy charakterystyczne zmieniają swoją wartość w funkcji wielkości powierzchni zlewni zgodnie z zależnością:

$$Q_o = Q_w \left(\frac{A_o}{A_w} \right)^n \quad (\text{III.1})$$

gdzie: Q_o – wartość charakterystyki przepływu w przekroju obliczeniowym (SNQ_o); Q_w – wartość charakterystyki przepływu w przekroju wodowskazowym (SNQ_w); A_o – wielkość powierzchni zlewni zamkniętej przekrojem obliczeniowym; A_w – wielkość powierzchni zlewni zamkniętej przekrojem stacji wodowskazowej; n – parametr empiryczny, którego wartość jest ustalana dla określonego odcinka rzeki i dla określonego przepływu charakterystycznego.

Opisywana metoda dotyczy przypadku, gdy na rzece znajduje się tylko jedna stacja wodowskazowa, wówczas korzystając z zależności (III.1) przy ekstrapolacji charakterystyk przepływów minimalnych SNQ można przyjmować ustaloną wartość wykładnika potęgowego $n = 1$.

B.3. Warunki stosowalności

Powyższa metoda odnosi się do przypadków, w których przekrój obliczeniowy znajduje się na tej samej rzece co przekrój stacji wodowskazowej i między przekrojem stacji wodowskazowej a przekrojem obliczeniowym nie ma dopływu bocznego.

Metoda przenoszenia przepływów za pomocą zależności (III.1) dotyczy wyłącznie charakterystyk przepływów, a nie wartości przepływów chwilowych, które są transformowane zupełnie innymi metodami, zwanymi metodami transformacji przepływu w korycie rzeczonym.

Przyrosty powierzchni zlewni między przekrojem obliczeniowym A_o i przekrojem stacji wodowskazowej A_w nie powinny przekraczać 40%. Oznacza to, że przy ekstrapolacji w górę powinien być spełniony warunek $A_o \geq 0,6A_w$, a przy ekstrapolacji w dół $A_o \leq 1,4A_w$.

C. Przykład obliczeniowy

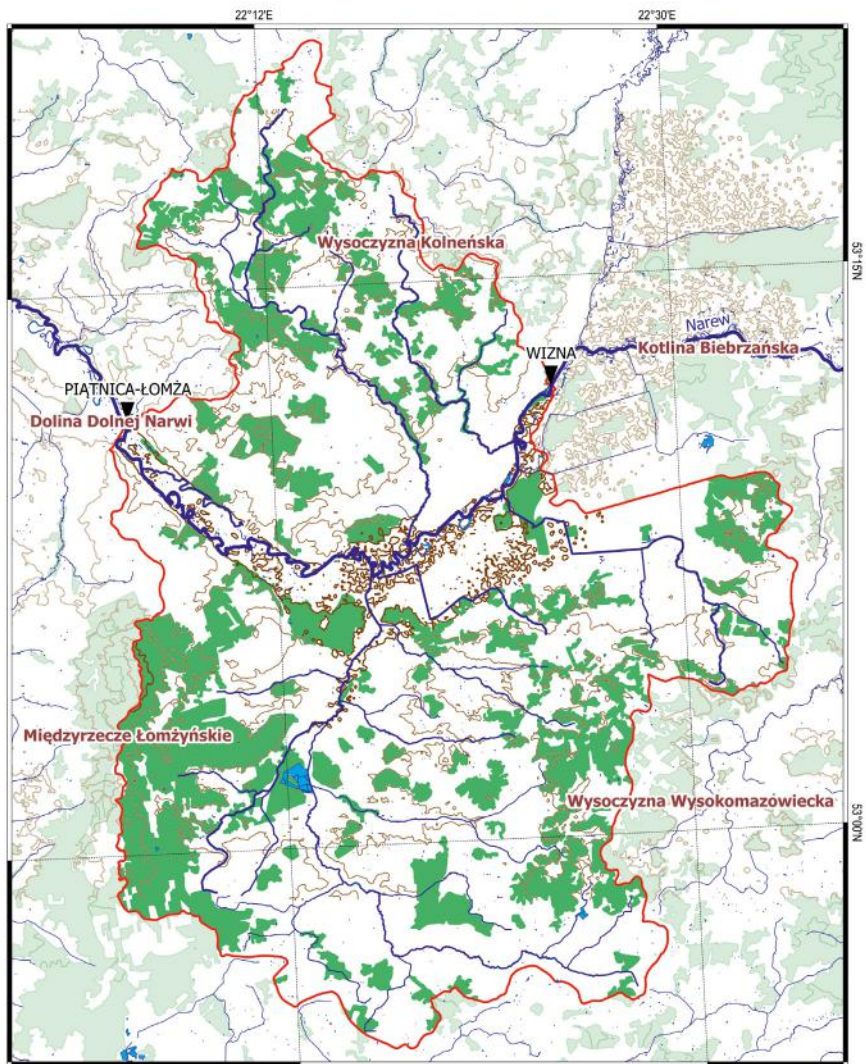
Rzeka Narew przekrój Wizna (stacja wodowskazowa górna) oraz Piątница-Łomża (stacja wodowskazowa dolna) (rys. III.3).

Do obliczeń zastosowano wzór III.1: $Q_o = Q_w \left(\frac{A_o}{A_w}\right)^n$.

Obliczone charakterystyki obu stacji wodowskazowych na podstawie ciągów pomiarowych z okresu 1990-2019 oraz powierzchnie zlewni użyte w obliczeniach zestawiono w tabeli III.1.

Tabela III.1. Charakterystyki SNQ dla stacji wodowskazowych Wizna i Piątница-Łomża na rzece Narew.

Stacja wodowskazowa	SNQ 1990-2019 (m ³ s ⁻¹)	Pow. zlewni z MPHP A (km ²)
Wizna	22,7	14388,82
Piątница-Łomża	25,8	15347,46



- ▼ stacja hydrologiczna
- ▭ granica zlewni
- las
- zbiornik wodny
- sieć hydrograficzna
- izohipsa

Zródłem danych hydrograficznych jest Mapa Podziału Hydrograficznego Polski w skali 1:10 000 zrealizowana w ramach projektu pt. "Informatyczny system osłony kraju przed nadzwyczajnymi zagrożeniami", współfinansowanego ze środków Europejskiego Funduszu Regionalnego w ramach 7. osi priorytetowej Programu Operacyjnego Innowacyjna Gospodarka, Narodowego Funduszu Ochrony Środowiska i Gospodarki Wodnej oraz budżetu państwa.

Rys. III.3. Położenie stacji wodowskazowych Wizna (stacja górna) oraz Piątnica-Lomża (stacja dolna).

Ekstrapolacja w górę biegu rzeki z przekroju Piątница-Łomża do przekroju Wizna

Dane obliczeniowe:

$Q_w = 25,8 \text{ (m}^3\text{s}^{-1}\text{)}$ – SNQ stacji Piątница-Łomża.

$A_o = 14388,82 \text{ (km}^2\text{)}$ – powierzchnia zlewni przekroju obliczeniowego (Wizna).

$A_w = 15347,46 \text{ (km}^2\text{)}$ – powierzchnia zlewni przekroju stacji wodowskazowej (Piątница-Łomża).

n – parametr empiryczny, w przypadku SNQ przyjmowany jest jako $n = 1$.

Przyrost powierzchni zlewni na odcinku rzeki między przekrojami jest zachowany – nie przekracza 40% i wynosi 958,64 km², tj. 6,25% ($A_o \geq 0,6A_w$):

$$\left(\frac{|A_o - A_w|}{A_w}\right) \cdot 100\%$$

$$\left(\frac{|14388,82 - 15347,46|}{15347,46}\right) \cdot 100\% = 6,25\%$$

$$14388,82 \geq 0,6 \cdot 15347,46 = 9208,48 \text{ (km}^2\text{)}$$

Wobec spełnienia warunku przyrostu powierzchni zlewni oraz braku znaczącego skoncentrowanego zasilania bocznego dopływami na rozpatrywanym odcinku rzeki, użyto wzoru III.1 i metodą ekstrapolacji w górę obliczono wartość przepływu SNQ dla stacji Wizna:

$$Q_o = Q_w \left(\frac{A_o}{A_w}\right)^n \text{ (m}^3\text{s}^{-1}\text{)}$$

$$Q_o = 25,8 \left(\frac{14388,82}{15347,46}\right)^1 \text{ (m}^3\text{s}^{-1}\text{)}$$

$$Q_o = 24,19 \text{ (m}^3\text{s}^{-1}\text{)}$$

Różnica otrzymanego wyniku względem obliczonego na podstawie pomiarów SNQ₁₉₉₀₋₂₀₁₉ dla stacji Wizna wynosi 1,49 (m³s⁻¹), czyli 6,6%:

$$\left(\frac{|24,19 - 22,7|}{22,7}\right) \cdot 100\% = 6,6\%$$

Ekstrapolacja w dół biegu rzeki z przekroju Wizna na przekrój Piątница-Łomża

Dane obliczeniowe:

$Q_w = 22,7 \text{ (m}^3\text{s}^{-1}\text{)}$ – SNQ stacji Wizna.

$A_o = 15347,46 \text{ (km}^2\text{)}$ – powierzchnia zlewni przekroju obliczeniowego (Piątница-Łomża).

$A_w = 14388,82 \text{ (km}^2\text{)}$ – powierzchnia zlewni przekroju stacji wodowskazowej (Wizna).

n – parametr empiryczny, w przypadku SNQ przyjmowany jest jako $n = 1$.

Przyrost powierzchni zlewni na odcinku między przekrojami jest zachowany, nie przekracza 40% i wynosi 958,64 (km²) tj. 6,62% ($A_o \leq 1,4A_w$):

$$\left(\frac{|A_o - A_w|}{A_w}\right) \cdot 100\%$$

$$\left(\frac{|15347,46 - 14388,82|}{14388,82}\right) \cdot 100\% = 6,62\%$$

$$15347,46 \leq 1,4 \cdot 14388,82 = 20144,35 \text{ (km}^2\text{)}$$

Wobec spełnienia warunku przyrostu powierzchni zlewni oraz braku znaczącego skoncentrowanego zasilania bocznego dopływami na rozpatrywanym odcinku rzeki, użyto wzoru III.1 i metodą ekstrapolacji w dół obliczono wartość przepływu SNQ dla stacji Piątница-Łomża:

$$Q_o = Q_w \left(\frac{A_o}{A_w} \right)^n \quad (\text{m}^3\text{s}^{-1})$$

$$Q_o = 22,7 \left(\frac{15347,46}{14388,82} \right)^1 \quad (\text{m}^3\text{s}^{-1})$$

$$Q_o = 24,21 \quad (\text{m}^3\text{s}^{-1})$$

Różnica otrzymanego wyniku względem obliczonego na podstawie pomiarów SNQ₁₉₉₀₋₂₀₁₉ dla stacji Piątница-Łomża wynosi $-1,59 \text{ (m}^3\text{s}^{-1}\text{)}$, czyli 6,2%:

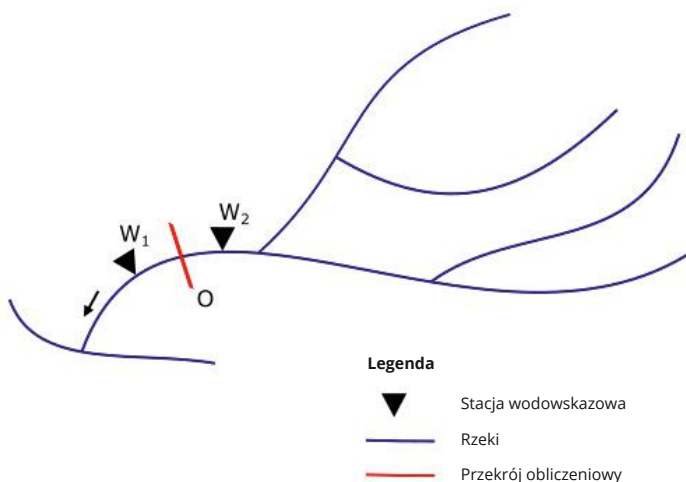
$$\left(\frac{|24,21 - 25,8|}{25,8} \right) \cdot 100\% = 6,2\%$$

III.1.2. Dwie stacje wodowskazowe na rzece z przekrojem obliczeniowym

III.1.2.1. Transformacja statyczna – metoda interpolacji (Proporcjonalnie do powierzchni zlewni)

A. Wymagane dane pomiarowe

Dłgie jednorodne ciągi pomiarowe przepływów NQ na dwóch stacjach wodowskazowych położonych w sąsiedztwie przekroju obliczeniowego, przy czym przekrój obliczeniowy powinien być położony między przekrojami stacji wodowskazowych na tej samej rzece (rys. III.4).



Rys. III.4. Położenie przekroju obliczeniowego O względem przekrojów stacji wodowskazowych w₁ i w₂ przy zastosowaniu metody interpolacji.

B. Opis metody obliczeniowej

B.1. Przyjęte założenia

Charakterystyki przepływu SNQ obliczone w przekrojach stacji wodowskazowych są przenoszone do przekroju obliczeniowego metodą interpolacji.

B.2. Opis właściwy – procedura wykonania obliczeń

Jeśli przyrost wielkości zlewni pomiędzy dwoma przekrojami stacji wodowskazowych jest niewielki, można założyć, że charakterystyka przepływu zmienia się liniowo w funkcji przyrostu powierzchni zlewni. W takim przypadku przepływ w przekroju obliczeniowym usytuowanym na odcinku pomiędzy przekrojami wodowskazowymi obliczany jest jako wartość interpolowana według zależności:

$$Q_o = Q_{w_1} + \frac{Q_{w_2} - Q_{w_1}}{A_{w_2} - A_{w_1}} (A_o - A_{w_1}) \quad (\text{III.2})$$

gdzie: Q_o – wartość charakterystyki przepływu SNQ_o w przekroju obliczeniowym; Q_{w_1} , Q_{w_2} – wartości charakterystyk przepływu SNQ_{w_1} i SNQ_{w_2} w przekrojach stacji wodowskazowych w_1 i w_2 ; A_o – wielkość powierzchni zlewni zamkniętej przekrojem obliczeniowym; A_{w_1} , A_{w_2} – wielkości powierzchni zlewni odpowiednio do przekrojów stacji wodowskazowych w_1 i w_2 .

B.3. Warunki stosowalności

Metoda interpolacji stosowana jest wówczas, gdy na rzece znajdują się co najmniej dwie stacje wodowskazowe, dla których istnieją ciągi pomiarowe przepływów NQ z co najmniej 30-letniego okresu obserwacyjnego i między przekrojami stacji wodowskazowych a przekrojem obliczeniowym nie ma dopływu bocznego [Byczkowski 1996a-b]. Metoda przenoszenia przepływów za pomocą zależności (III.2) dotyczy wyłącznie charakterystyk przepływów, a nie wartości przepływów chwilowych, które są transformowane zupełnie innymi metodami, zwanymi metodami transformacji przepływu w korycie rzeczonym [Ozga-Zielińska, Brzeziński 1997]. Przyrost powierzchni zlewni między przekrojami stacji wodowskazowych a przekrojem obliczeniowym powinien być nie większy niż 40%. W przypadku, gdy jest mniejszy niż 10% można przyjąć, że $SNQ_o = SNQ_{w_1}$ lub $SNQ_o = SNQ_{w_2}$.

C. Przykład obliczeniowy

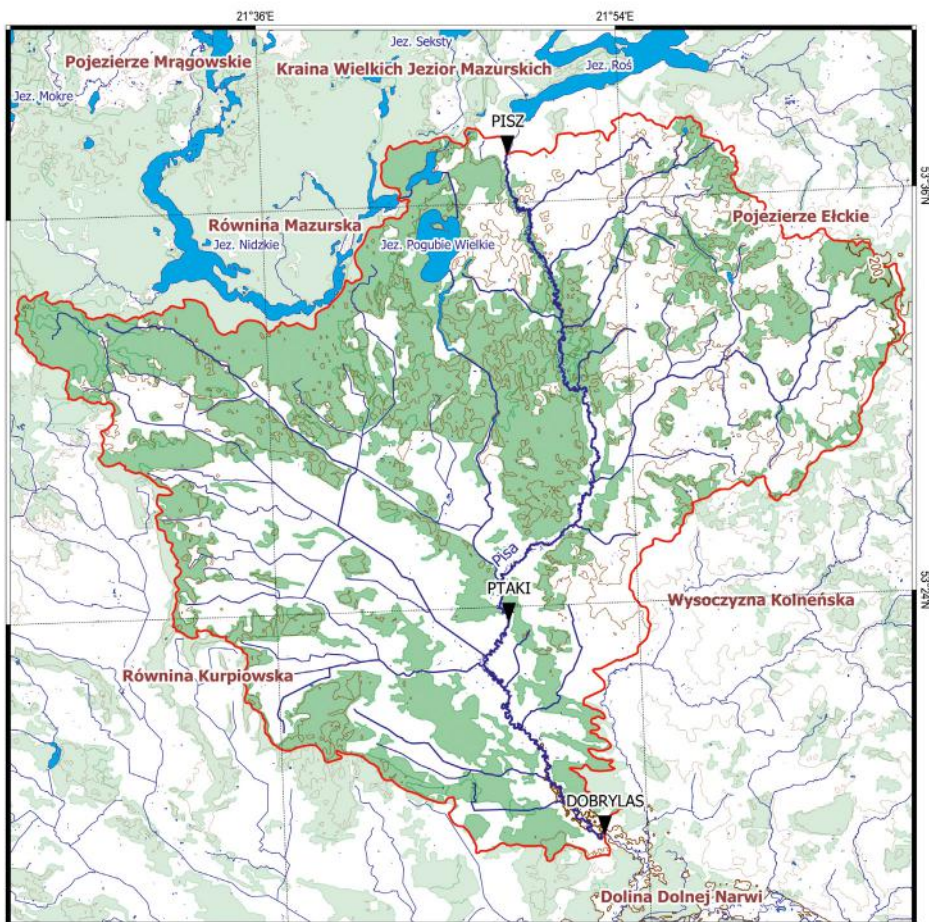
Do obliczeń zastosowano wzór III.2: $Q_o = Q_{w_1} + \frac{Q_{w_2} - Q_{w_1}}{A_{w_2} - A_{w_1}} (A_o - A_{w_1})$.

Rzeka Pisa, przekroje: Pisz (stacja wodowskazowa górna), Ptaki (stacja wodowskazowa środkowa – przekrój obliczeniowy), Dobrylas (stacja wodowskazowa dolna) (rys. III.5).

Obliczone charakterystyki trzech stacji wodowskazowych na podstawie ciągów pomiarowych z okresu 1990-2019 oraz powierzchnie zlewni użyte w obliczeniach zestawiono w tabeli III.2.

Tabela III.2. Charakterystyki SNQ dla stacji wodowskazowych Dobrylas, Ptaki i Pisz na rzece Pisa oraz powierzchnie zlewni użyte w obliczeniach.

Stacja wodowskazowa	SNQ ₁₉₉₀₋₂₀₁₉ (m ³ s ⁻¹)	Pow. zlewni MPHP <i>A</i> (km ²)
Pisz	9,1	3034,94
Ptaki	10,7	3575,72
Dobrylas	12,1	4082,38



4 0 4 8 km

- ▼ stacja hydrologiczna
- ▭ granica zlewni
- las
- zbiornik wodny
- sieć hydrograficzna
- izohipsa

Źródłem danych hydrograficznych jest Mapa Podziału Hydrograficznego Polski w skali 1:10 000 zrealizowana w ramach projektu pt. "Informatyczny system osłony kraju przed nadzwyczajnymi zagrożeniami", współfinansowanego ze Środków Europejskiego Funduszu Rozwoju Regionalnego w ramach 7. osi priorytetowej Programu Operacyjnego Innowacyjna Gospodarka, Narodowego Funduszu Ochrony Środowiska i Gospodarki Wodnej oraz budżetu państwa.

Rys. III.5. Położenie stacji wodowskazowych na rzece Pisz: Ptaki (przekrój środkowy – obliczeniowy) względem przekrojów stacji wodowskazowych: Dobrylas (przekrój dolny – w_1) i Pisz (przekrój górny – w_2).

Dane obliczeniowe:

$Q_{w1} = 12,1 \text{ (m}^3\text{s}^{-1}\text{)}$ – SNQ stacji dolnej Dobrylas.

$Q_{w2} = 9,1 \text{ (m}^3\text{s}^{-1}\text{)}$ – SNQ stacji górnej Pisz.

$A_{w1} = 4082,38 \text{ (km}^2\text{)}$ – powierzchnia zlewni przekroju stacji dolnej Dobrylas.

$A_{w2} = 3034,94 \text{ (km}^2\text{)}$ – powierzchnia zlewni przekroju stacji górnej Pisz.

$A_{wo} = 3575,72 \text{ (km}^2\text{)}$ – powierzchnia zlewni przekroju obliczeniowego (środkowa stacja – Ptaki).

Przyrost powierzchni zlewni na odcinkach rzeki między kolejnymi trzema przekrojami jest zachowany – nie przekracza dopuszczalnych 40%, wynosi kolejno 540,78 km² tj. 18% ($A_{w0} \geq 0,6A_{w2}$) w górę profilu obliczeniowego oraz 506,66 km², tj. 14% ($A_{w0} \leq 1,4A_{w1}$) w dół profilu obliczeniowego:

$$\left(\frac{|A_{w0} - A_{w2}|}{A_{w2}}\right) \cdot 100\% = \left(\frac{|3575,72 - 3034,94|}{3034,94}\right) \cdot 100\% = 18\%$$

$$3575,72 \geq 0,6 \cdot 3034,94 = 1820,96 \text{ (km}^2\text{)}$$

$$\left(\frac{|A_{w1} - A_{w0}|}{A_{w0}}\right) \cdot 100\% = \left(\frac{|4082,38 - 3575,72|}{3575,72}\right) \cdot 100\% = 14\%$$

$$3575,72 \leq 1,4 \cdot 4082,38 = 5715,33 \text{ (km}^2\text{)}$$

Wobec spełnienia warunku przyrostu powierzchni zlewni oraz braku znaczącego skoncentrowanego zasilania bocznego dopływami na rozpatrywanych odcinkach rzeki, użyto wzoru III.2 i metodą interpolacji obliczono wartości przepływu SNQ dla stacji Ptaki:

$$Q_o = Q_{w1} + \frac{Q_{w2} - Q_{w1}}{A_{w2} - A_{w1}} (A_o - A_{w1}) \text{ (m}^3\text{s}^{-1}\text{)}$$

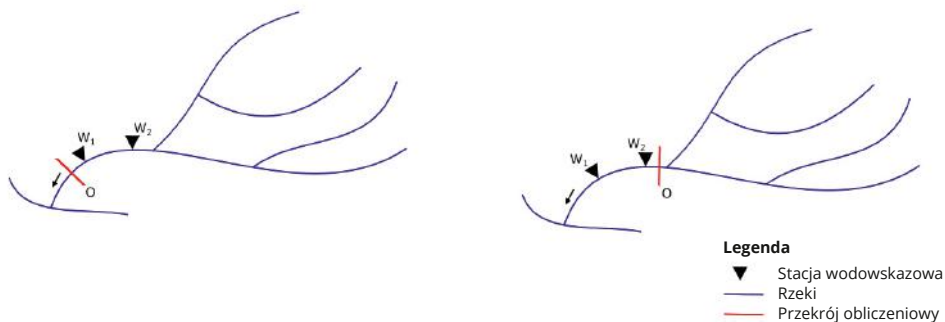
$$Q_o = 12,1 + \frac{9,1 - 12,1}{3034,94 - 4082,38} (3575,72 - 4082,38) = 10,65 \text{ (m}^3\text{s}^{-1}\text{)}$$

Obliczony powyżej wynik interpolacji po zaokrągleniu do trzech liczb znaczących jest taki sam jak otrzymany na podstawie pomiarów SNQ₁₉₉₀₋₂₀₁₉ na stacji Ptaki. W obu przypadkach wynosi 10,7 m³s⁻¹.

III.1.2.2. Transformacja statyczna – metoda ekstrapolacji (Identyfikowany współczynnik przeliczeniowy)

A. Wymagane dane pomiarowe

Dłgie jednorodne ciągi pomiarowe przepływów NQ na dwóch stacjach wodowskazowych położonych w sąsiedztwie przekroju obliczeniowego, przy czym dwa przekroje stacji wodowskazowych znajdują się powyżej lub poniżej przekroju obliczeniowego na tej samej rzece (rys. III.6).



Rys. III.6. Położenie przekroju obliczeniowego O względem przekrojów stacji wodowskazowych w₁ i w₂ przy zastosowaniu metody ekstrapolacji z identyfikowanym współczynnikiem przeliczeniowym.

B. Opis metody obliczeniowej

B.1. Przyjęte założenia

Charakterystyka przepływu SNQ obliczona w przekroju jednej ze stacji wodowskazowych jest przenoszona do przekroju obliczeniowego proporcjonalnie do powierzchni zlewni zamkniętej przekrojem stacji wodowskazowej i przekrojem obliczeniowym.

B.2. Opis właściwy – procedura wykonania obliczeń

W przypadku, gdy na rzece znajdują się co najmniej dwa przekroje wodowskazowe, W_1 i W_2 , wartość parametru n we wzorze:

$$Q_O = Q_w \left(\frac{A_O}{A_w} \right)^n \quad (\text{III.3})$$

może być bezpośrednio obliczona z zależności:

$$n = \frac{\ln Q_{w_2} - \ln Q_{w_1}}{\ln A_{w_2} - \ln A_{w_1}} \quad (\text{III.4})$$

gdzie: Q_{w_1} , Q_{w_2} – wartości charakterystyki przepływu SNQ w przekrojach wodowskazowych w_1 i w_2 ; A_{w_1} , A_{w_2} – wielkości powierzchni zlewni odpowiednio do przekrojów wodowskazowych w_1 i w_2 .

W takim przypadku wzór (III.3) może być stosowany zarówno do przenoszenia charakterystyk przepływu do przekrojów obliczeniowych położonych pomiędzy dwoma przekrojami wodowskazowymi (interpolacja), jak i wtedy, gdy przekrój obliczeniowy znajduje się w stosunkowo w niewielkiej odległości od stacji wodowskazowych, poza odcinkiem zamkniętym przekrojami wodowskazowymi (ekstrapolacja).

B.3. Warunki stosowalności

Między odcinkiem rzeki zamkniętym przekrojami stacji wodowskazowych a przekrojem obliczeniowym nie może być dopływu bocznego. Przyrost zlewni między przekrojami stacji wodowskazowych a przekrojem obliczeniowym powinien być nie większy niż 40%.

Metoda przenoszenia przepływów za pomocą powyższych zależności dotyczy wyłącznie charakterystyk przepływów, w tym SNQ, a nie wartości przepływów chwilowych, które są transformowane tzw. metodami transformacji przepływu w korycie rzeczonym [Ozga-Zielińska, Brzeziński 1994, 1997].

C. Przykład obliczeniowy

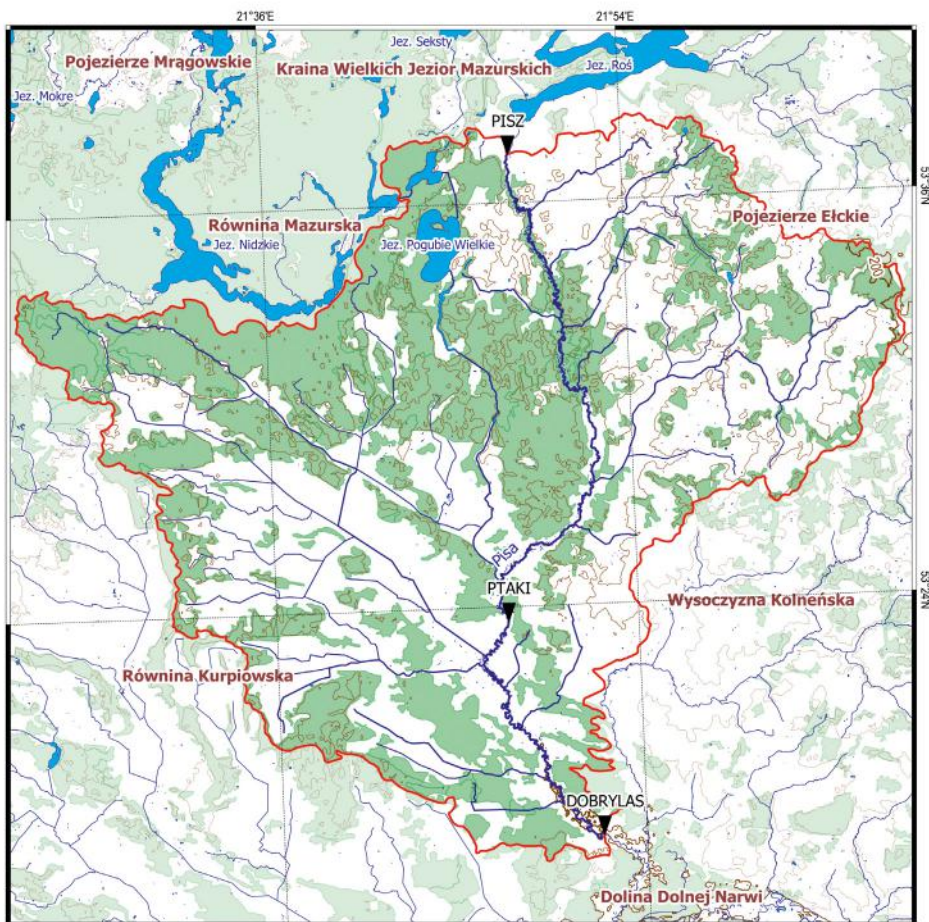
Do obliczeń zastosowano wzory III.3 i III.4: $Q_O = Q_w \left(\frac{A_O}{A_w} \right)^n$ i $n = \frac{\ln Q_{w_2} - \ln Q_{w_1}}{\ln A_{w_2} - \ln A_{w_1}}$.

Rzeka Pisa, przekroje: Pisz (stacja wodowskazowa górna i profil obliczeniowy przy ekstrapolacji w górę), Ptaki (stacja wodowskazowa środkowa), Dobrylas (stacja wodowskazowa dolna i profil obliczeniowy przy ekstrapolacji w dół) (rys. III.7).

Charakterystyki trzech stacji wodowskazowych, obliczone na podstawie ciągów pomiarowych z okresu 1990-2019, oraz powierzchnie zlewni użyte w obliczeniach zestawiono w tabeli III.3.

Tabela III.3. Charakterystyki SNQ dla stacji wodowskazowych Pisz, Ptaki i Dobrylas na rzece Pisa oraz powierzchnie zlewni użyte w obliczeniach.

Stacja wodowskazowa	SNQ ₁₉₉₀₋₂₀₁₉ (m ³ s ⁻¹)	Pow. zlewni MPHP A (km ²)
Pisz	9,1	3034,94
Ptaki	10,7	3575,72
Dobrylas	12,1	4082,38



- ▼ stacja hydrologiczna
- granica zlewni
- las
- zbiornik wodny
- sieć hydrograficzna
- izohipsa

Zródłem danych hydrograficznych jest Mapa Podziału Hydrograficznego Polski w skali 1:10 000 zrealizowana w ramach projektu pt. "Informatyczny system osłony kraju przed nadzwyczajnymi zagrożeniami", współfinansowanego ze Środków Europejskiego Funduszu Rozwoju Regionalnego w ramach 7. osi priorytetowej Programu Operacyjnego Innowacyjna Gospodarka, Narodowego Funduszu Ochrony Środowiska i Gospodarki Wodnej oraz budżetu państwa.

Rys. III.7. Położenie stacji wodowskazowych na rzece Pisz:
Pisz (stacja górna), Ptaki (stacja środkowa), Dobrylas (stacja dolna).

Ekstrapolacja w dół biegu rzeki (z przekroju Pisz i Ptaki do przekroju Dobrylas)

Dane obliczeniowe:

$Q_{w1} = 10,7 \text{ (m}^3\text{s}^{-1}\text{)}$ – SNQ środkowej stacji wodowskazowej (Ptaki).

$Q_{w2} = 9,1 \text{ (m}^3\text{s}^{-1}\text{)}$ – SNQ górnej stacji wodowskazowej (Pisz).

$A_{w1} = 3575,72 \text{ (km}^2\text{)}$ – powierzchnia zlewni przekroju stacji środkowej (Ptaki).

$A_{w2} = 3034,94 \text{ (km}^2\text{)}$ – powierzchnia zlewni przekroju stacji górnej (Pisz).

$A_{w0} = 4082,38 \text{ (km}^2\text{)}$ – powierzchnia zlewni przekroju obliczeniowego (stacji dolnej – Dobrylas).

Przyrost powierzchni zlewni na odcinku między przekrojem obliczeniowym a najdalej w dół położonym przekrojem wodowskazowym Dobrylas jest zachowany – nie przekracza 40%, wynosi 1047,44 km², tj. 34,5% ($A_{w0} \leq 1,4A_{w2}$):

$$\left(\frac{|A_{w0} - A_{w2}|}{A_{w2}}\right) \cdot 100\% = \left(\frac{|4082,38 - 3034,94|}{3034,94}\right) \cdot 100\% = 34,5\%$$

$$4082,38 \leq 1,4 \cdot 3034,94 = 4248,92 \text{ (km}^2\text{)}$$

Wobec spełnienia warunku przyrostu powierzchni zlewni oraz braku znaczącego skoncentrowanego zasilania bocznego dopływami na tym odcinku, użyto wzorów III.3 i III.4 i obliczono metodą ekstrapolacji w dół wartość przepływu SNQ dla stacji Dobrylas:

- obliczenie parametru empirycznego n :

$$n = \frac{\ln Q_{w2} - \ln Q_{w1}}{\ln A_{w2} - \ln A_{w1}} = \frac{\ln 9,1 - \ln 10,7}{\ln 3034,94 - \ln 3575,72} = 0,99$$

- obliczenie przepływu SNQ (użyte poniższym wzorze wielkości Q_{w1} i A_{w1} lub Q_{w2} i A_{w2} dają ten sam wynik):

$$Q_0 = Q_w \left(\frac{A_0}{A_w}\right)^n = 10,7 \left(\frac{4082,38}{3575,72}\right)^{0,99} = 12,2 \text{ (m}^3\text{s}^{-1}\text{)}$$

Różnica otrzymanego wyniku względem obliczonego na podstawie pomiarów SNQ₁₉₉₀₋₂₀₁₉ dla stacji Dobrylas wynosi 0,1 m³s⁻¹, czyli poniżej 1%:

$$\left(\frac{|12,2 - 12,1|}{12,1}\right) \cdot 100 = 0,83\%$$

Ekstrapolacja w górę rzeki (ze stacji Ptaki i Dobrylas na stację Pisz)

Dane obliczeniowe:

$Q_{w1} = 12,1 \text{ (m}^3\text{s}^{-1}\text{)}$ – SNQ stacji dolnej (Dobrylas).

$Q_{w2} = 10,7 \text{ (m}^3\text{s}^{-1}\text{)}$ – SNQ stacji środkowej (Ptaki).

$A_{w1} = 4082,38 \text{ (km}^2\text{)}$ – powierzchnia zlewni przekroju dolnej stacji wodowskazowej (Dobrylas).

$A_{w2} = 3575,72 \text{ (km}^2\text{)}$ – powierzchnia zlewni przekroju środkowej stacji wodowskazowej (Ptaki).

$A_{w0} = 3034,94 \text{ (km}^2\text{)}$ – powierzchnia przekroju obliczeniowego (stacji górnej – Pisz).

Przyrost powierzchni zlewni na odcinku między przekrojem obliczeniowym a najdalej w górę położonym przekrojem wodowskazowym (Pisz) jest zachowany – nie przekracza 40%, wynosi 1047,44 km² tj. 25,7% ($A_{w0} \geq 0,6A_{w1}$):

$$\left(\frac{|A_{w0} - A_{w1}|}{A_{w1}}\right) \cdot 100\% = \left(\frac{|3034,94 - 4082,38|}{4082,38}\right) \cdot 100\% = 25,7\%$$

$$3034,94 \geq 0,6 \cdot 4082,38 = 2449,43 \text{ (km}^2\text{)}$$

Wobec spełnienia warunku przyrostu powierzchni zlewni oraz braku znaczącego skoncentrowanego zasilania bocznego dopływami na rozpatrywanym odcinku rzeki użyto wzorów III.3 i III.4 i metodą ekstrapolacji w górę obliczono wartość przepływu SNQ dla stacji Pisz:

- obliczenie parametru empirycznego n :

$$n = \frac{\ln Q_{w_2} - \ln Q_{w_1}}{\ln A_{w_2} - \ln A_{w_1}} = \frac{\ln 10,7 - \ln 12,1}{\ln 3575,72 - \ln 4082,38} = 0,93$$

- obliczenie przepływu SNQ (użyte w poniższym wzorze wielkości Q_{w_1} i A_{w_1} lub Q_{w_2} i A_{w_2} dają ten sam wynik):

$$Q_o = Q_w \left(\frac{A_o}{A_w} \right)^n = 12,1 \left(\frac{3034,94}{4082,38} \right)^{0,93} = 9,19 \text{ (m}^3\text{s}^{-1}\text{)}$$

Różnica między obliczonym powyżej wynikiem a określonym na podstawie pomiarów $SNQ_{1990-2019}$ na stacji Dobrylas wynosi $0,09 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$, czyli poniżej 1%:

$$\left(\frac{|9,19 - 9,10|}{9,10} \right) * 100 = 0,99\%$$

III.1.3. Jedna lub dwie stacje wodowskazowe oraz dane potrzebne do modelu transformacji

III.1.3.1. Transformacja dynamiczna – modele konceptualne i hydrodynamiczne

A. Wymagane dane pomiarowe

W zależności od rodzaju stosowanego modelu transformacji przepływu na odcinku koryta rzecznego wymagane są różne dane pomiarowe opisane szczegółowo w rozdziałach II.1.2 i II.1.3

B. Opis metody obliczeniowej

Wszystkie założenia, opis metod obliczeniowych i warunki ich stosowalności nie różnią się od tych opisanych w rozdziałach II.1.2 i II.1.3. Do identyfikacji wartości parametrów modeli konceptualnych można wykorzystać dostępne w literaturze wzory uzależniające je od charakterystyk hydraulicznych koryta.

W modelu Muskingum parametr k można oszacować obliczając prędkość przebiegu fali c (ms^{-1}) i obliczać k ze wzoru $k = L/c$, gdzie L (m) długość modelowanego odcinka. Prędkość przebiegu fali można szacować ze wzoru:

$$c = \frac{1}{B} \frac{dQ}{dh} \quad (\text{III.5})$$

gdzie B – szerokość zwierciadła wody (m); h – głębokość (m).

Można również przyjąć, że stosunek prędkości przebiegu fali do prędkości przepływu w korycie v (ms^{-1}) jest stały, a współczynnik proporcjonalności zależy od kształtu koryta. Dla koryt naturalnych często przyjmowana jest wartość $c/v = 3/2$.

Przyjmuje się, że x dla rzek z małym spadkiem jest bliskie 0, a w przypadku dużego spadku x jest bliskie 0,5. Można też wykorzystać wzór zaproponowany w [Cunge 1969]:

$$x = \frac{1}{2} \left(1 - \frac{Q_0}{B s_0 c L} \right) \quad (\text{III.6})$$

gdzie: Q_0 – przepływ referencyjny dla hydrogramu dopływu (m^3s^{-1}); s_0 – spadek podłużny dna. Przy przyjęciu parametru x zgodnie z wzorem (III.6) uzyskany w ten sposób model Muskingum-Cunge jest identyczny z aproksymacją równania dyfuzji.

C. Przykład obliczeniowy

Przykłady obliczeniowe podane są w podrozdziałach II.1.2 i II.1.3.

Cytowana literatura

Byczkowski A., 1996a, Hydrologia, Tom I, Wydawnictwo SGGW, Warszawa, 395 s.

Byczkowski A., 1996b, Hydrologia, Tom II, Wydawnictwo SGGW, Warszawa, 356 s.

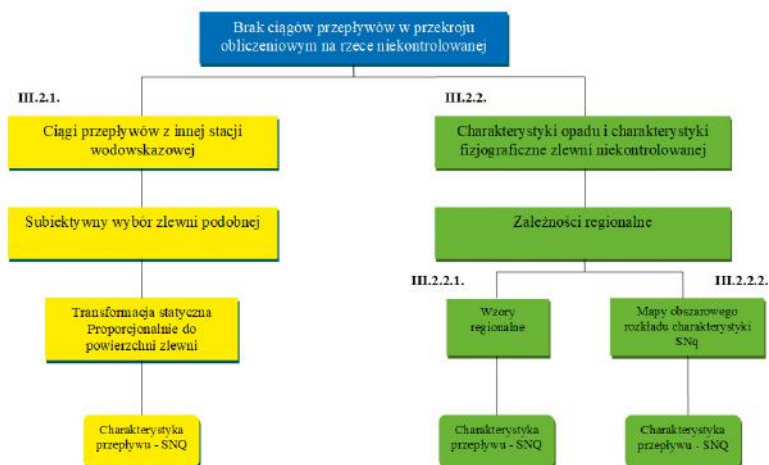
Chow V.T., 1959, Open-channel hydraulics, McGraw-Hill Book Company, New York, 680 s.

Cunge J.A., 1969, Au sujet d'une methode de calcul de propagation de crues (methode Muskingum), Journal des Recherches Hydrauliques, 7 (2).

Ozga-Zielińska M., Brzeziński J., 1997, Hydrologia stosowana, PWN, Warszawa, 324 s.

III.2. Brak ciągu pomiarowego przepływów w przekroju obliczeniowym na rzece niekontrolowanej

W przypadku, gdy przekrój obliczeniowy znajduje się na rzece, na której nie ma stacji wodowskazowej (co oznacza, że rzeka jest niekontrolowana), można wykorzystać metody pozwalające na przeniesienie informacji hydrologicznej ze stacji wodowskazowej usytuowanej na innej, zwykle pobliskiej rzece. Istnieje również możliwość wykorzystania już wcześniej opracowanych zależności regionalnych w postaci różnego rodzaju wzorów lub map obszarowego rozkładu potrzebnej charakterystyki. Stosowane w takim przypadku metody uzyskiwania informacji hydrologicznej w przekroju obliczeniowym podane są na diagramie przedstawionym na rysunku III.8. Diagram ten może służyć jako graficzny przewodnik po metodach opisanych w rozdziale III.2.



Rys. III.8. Metody obliczania SNQ w przypadku braku ciągów pomiarowych przepływów w przekroju obliczeniowym na rzece niekontrolowanej.

III.2.1. Ciągi przepływów z innej stacji wodowskazowej – subiektywny wybór zlewni podobnej

Na podstawie kryteriów subiektywnych dokonuje się wyboru zlewni kontrolowanej, która pod względem określonych cech fizycznych i klimatycznych wykazuje możliwie najdalej idące podobieństwo do zlewni niekontrolowanej, na której znajduje się przekrój obliczeniowy.

Charakterystyki przepływu obliczone dla przekroju zamykającego kontrolowaną zlewnię podobną są następnie przenoszone do przekroju obliczeniowego zlewni niekontrolowanej.

III.2.1.1. Transformacja statyczna – proporcjonalnie do powierzchni zlewni

A. Wymagane dane pomiarowe

Parametry fizjograficzne zlewni niekontrolowanej oraz wybranych kontrolowanych zlewni podobnych ustalane są na podstawie mapy fizycznej oraz innych map i materiałów tematycznych, a charakterystyki klimatyczne z materiałów dotyczących obszarów analizowanych zlewni. Charakterystyki przepływu określone są na podstawie długich, jednorodnych ciągów pomiarowych przepływów w przekroju stacji wodowskazowej, zamykającą wybraną, wykazującą największe podobieństwo, zlewnię kontrolowaną.

B. Opis metody obliczeniowej

B.1. Przyjęte założenia

Przyjmuje się założenie, że podobieństwo określonych cech fizjograficznych i klimatycznych zlewni pociąga za sobą podobieństwo warunków hydrologicznych i charakterystyk odpływu.

B.2. Opis właściwy – procedura wykonania obliczeń

Metoda polega na porównaniu wartości zespołu wybranych cech fizjograficznych i klimatycznych, odpowiedzialnych za kształtowanie poszczególnych charakterystyk odpływu w zlewni niekontrolowanej, z wartościami tych samych cech kilku zlewni kontrolowanych oraz wyborze jako podobnej tej zlewni kontrolowanej, dla której stopień podobieństwa zespołu cech zlewni niekontrolowanej i kontrolowanej jest największy.

Metoda subiektywnego wyboru zlewni podobnej opiera się głównie na wiedzy i doświadczeniu hydrologa, wymaga samodzielnego określenia zespołu porównywanych cech (czynników) oraz ustalenia ich wag.

Postępowanie rozpoczyna się od wykonania rozpoznania grup czynników zlewni niekontrolowanej, istotnych z punktu widzenia kształtowania interesującej charakterystyki odpływu. Należy pamiętać, by nie pominąć żadnej z istotnych grup czynników. W przypadku poszczególnych charakterystyk odpływu, ze względu na ich odmienne uwarunkowania genetyczne, uwzględniane muszą być różne grupy czynników. W przypadku przepływów minimalnych najczęściej uwzględnia się grupę czynników klimatycznych, topograficznych, pokrycia terenu, jak też czynników charakteryzujących budowę geologiczną zlewni (tab. III.4). W każdej grupie czynników znajduje się duża liczba czynników silnie ze sobą skorelowanych, a więc niosących zbliżone lub te same informacje. Z tego względu, z każdej grupy silnie skorelowanych ze sobą czynników wybiera się na ogół tylko jeden czynnik – ten, który wydaje się najsilniej skorelowany z wartościami interesującej charakterystyki odpływu – i umieszcza się go w zespole czynników, które posłużą do porównywania cech zlewni i do wyboru zlewni podobnej. Wartości czynników zlewni niekontrolowanej, które wcześniej umieszczono w zespole porównywanych czynników (z uwzględnieniem przyjętych również w sposób subiektywny wag), porównuje się z odpowiadającymi im wartościami czynników kilku zlewni kontrolowanych. Na podstawie wyników tego porównania (dla każdej charakterystyki odpływu) wybiera się jedną zlewnię kontrolowaną – podobną – o której można powiedzieć, że jej warunki hydrologiczne (pod kątem wybranej charakterystyki odpływu) są najbardziej podobne do tych, jakie obserwujemy w zlewni niekontrolowanej.

Gdy mamy do czynienia z kilkoma potencjalnymi zlewniami podobnymi, wykonanie zadania ułatwić może przyjęcie prostych miar obiektywizujących i ułatwiających wybór. Przykładowo w badaniach [Tyszewski, Byczkowski 1996] stworzono euklidesową przestrzeń charakterystyk fizjograficzno-klimatycznych, gdzie każda zlewnia opisana jest przez m charakterystyk. Za podobną uznawano tę zlewnię, dla której odległość d_j od zlewni badanej była najmniejsza. Odległość j -tej zlewni kontrolowanej od badanej zlewni niekontrolowanej można opisać wzorem:

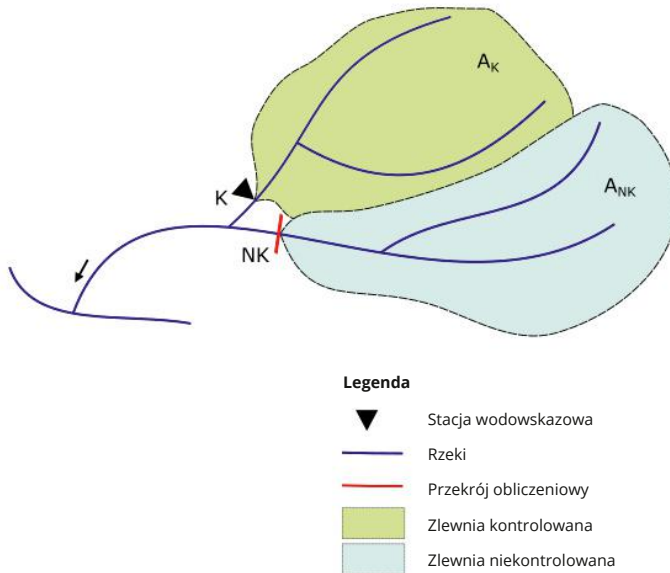
$$d_j = \sqrt{\sum_{i=1}^m \alpha_i (y_{ji} - y_{bi})^2} \quad \text{lub} \quad d_j = \sum_{i=1}^m \alpha_i |y_{ji} - y_{bi}| \quad (\text{III.7})$$

gdzie: y_{ji} – przeskalowana wartość i -tej charakterystyki dla j -tej zlewni, będącej potencjalną zlewnią podobną; y_{bi} – przeskalowana wartość i -tej charakterystyki dla badanej zlewni niekontrolowanej; α_i – waga i -tej charakterystyki.

W dotychczasowej praktyce inżynierskiej najczęściej jednak wybiera się zlewnię kontrolowaną położoną w sąsiedztwie zlewni niekontrolowanej (rys. III.9), zapewniając tym samym względną zgodność obu zlewni pod względem warunków fizyczno-geograficznych i meteorologicznych (klimatycznych).

Tabela III.4. Najważniejsze czynniki zlewni kształtujące przepływy minimalne.

Przepływy	Najważniejsze czynniki kształtujące odpływ	
Minimalne zależą głównie od zasobów i zasilania wód podziemnych oraz od czynników te wielkości kształtujących.	Suma i reżym opadów, parowanie terenowe, budowa geologiczna zlewni (w szczególności zaleganie i układ warstw wodonośnych), zapas wody nagromadzony w warstwach wodonośnych, warunki glebowe, przepuszczalności, głębokość erozyjnego wcięcia; urzeźbienie terenu, zalesienie, jeziornost, zabagnienie.	
	<table border="1"> <tr> <td>Niżówki letnie: opad atmosferyczny, temperatura i wilgotność powietrza, zdolność retencyjna gleby i szaty roślinnej, wilgotność powietrza.</td> <td>Niżówki zimowe: średnie i minimalne dobowe temperatury powietrza, minimalne dobowe temperatury powietrza przy gruncie, stan gruntu, w tym jego temperatura na głębokości 5 cm, stopień zamrznięcia rzeki, zjawiska zatorowe, pokrywa lodowa.</td> </tr> </table>	Niżówki letnie: opad atmosferyczny, temperatura i wilgotność powietrza, zdolność retencyjna gleby i szaty roślinnej, wilgotność powietrza.
Niżówki letnie: opad atmosferyczny, temperatura i wilgotność powietrza, zdolność retencyjna gleby i szaty roślinnej, wilgotność powietrza.	Niżówki zimowe: średnie i minimalne dobowe temperatury powietrza, minimalne dobowe temperatury powietrza przy gruncie, stan gruntu, w tym jego temperatura na głębokości 5 cm, stopień zamrznięcia rzeki, zjawiska zatorowe, pokrywa lodowa.	



Rys. III.9. Położenie zlewni kontrolowanej K w sąsiedztwie zlewni niekontrolowanej NK.

W przypadku braku jakiegokolwiek informacji hydrologicznej w przekroju obliczeniowym niekontrolowanym, do przenoszenia wartości charakterystyk przepływów z przekroju stacji wodowskazowej wybranej zlewni podobnej stosuje się metodę ekstrapolacji korzystając ze wzoru:

$$Q_{NK} = kQ_K \left(\frac{A_{NK}}{A_K} \right)^n \quad (\text{III.8})$$

gdzie: Q_{NK} – dowolna charakterystyka przepływu w przekroju obliczeniowym w tym SNQ (w m^3s^{-1}) znajdującym się w zlewni niekontrolowanej; Q_K – dowolna charakterystyka przepływu, w tym SNQ, w przekroju stacji wodowskazowej wybranej zlewni kontrolowanej obliczana na podstawie długiego (minimum 30 lat obserwacji), jednorodnego ciągu pomiarowego przepływów (w m^3s^{-1}); A_{NK} i A_K – odpowiednio powierzchnia zlewni do przekroju obliczeniowego zlewni niekontrolowanej i zlewni kontrolowanej (w km^2); n – współczynnik empiryczny, k – współczynnik adaptacyjny (przystosowawczy).

Wartość współczynnika empirycznego n jest ustalana dla określonego przepływu charakterystycznego. W przypadku przepływów niskich dla SNQ $n = 1$ lub obliczana jest ze wzoru (III.4) dla odcinka rzeki w zlewni kontrolowanej jeśli na rzece kontrolowanej są do dyspozycji dwie stacje wodowskazowe.

Wartość współczynnika k dla przepływów średnich niskich można przyjąć równą 1 lub określić na podstawie średnich niskich odpływów jednostkowych dla zlewni kontrolowanej i niekontrolowanej odczytanych z mapy izol linii średniego niskiego odpływu jednostkowego SNq (rozdz. III.2.2.2), korzystając ze wzoru:

$$k = \frac{SNq_{NK}}{SNq_K} \quad (\text{III.9})$$

gdzie SNq_{NK} i SNq_K – średnie niskie odpływy odpowiednio dla zlewni niekontrolowanej i kontrolowanej.

W przypadku przepływów średnich niskich, istnieje możliwość zastosowania ekstrapolacji przepływu SNq z tzw. przekroju porównawczego zlewni kontrolowanej do przekroju obliczeniowego rozpatrywanej zlewni niekontrolowanej według wzoru Danowicz [Byczkowski 1979]:

$$SNq = a + 0,55 \log(A) \quad (\text{III.10})$$

gdzie: SNq – średni niski odpływ jednostkowy ($\text{l s}^{-1} \text{ km}^2$); A – powierzchnia zlewni (km^2); a – wartość stała, charakterystyczna dla danego rodzaju zlewni przedstawiająca część odpływu niezależną od powierzchni zlewni.

Dla średniego odpływu jednostkowego, dla zlewni niekontrolowanej wzór (III.10) przyjmuje postać $SNq_{NK} = a_{NK} + 0,55 \log(A_{NK})$, a dla zlewni podobnej $SNq_K = a_K + 0,55 \log(A_K)$. Przyjmując $a_{NK} = a_K$ otrzymuje się:

$$SNq_{NK} = SNq_K - 0,55 \log(A_K) + 0,55 \log(A_{NK}) = SNq_K + 0,55 \log \left(\frac{A_{NK}}{A_K} \right) \quad (\text{III.11})$$

Wartość przepływu średniego niskiego SNQ_{NK} w przekroju obliczeniowym można uzyskać z następującego wzoru:

$$SNQ_{NK} = 10^{-3} \cdot SNq_{NK} \cdot A_{NK} = 10^{-3} \left[SNq_K + 0,55 \log \left(\frac{A_{NK}}{A_K} \right) \right] \cdot A_{NK} \quad (\text{III.12})$$

gdzie: SNq_K – średni niski odpływ jednostkowy w przekroju porównawczym kontrolowanej zlewni podobnej ($\text{l s}^{-1} \text{ km}^2$); A_{NK} i A_K – powierzchnie zlewni odpowiednio niekontrolowanej w przekroju obliczeniowym i podobnej kontrolowanej w przekroju porównawczym (km^2).

B.3. Warunki stosowalności

Metoda ekstrapolacji proporcjonalnie do powierzchni zlewni podobnej kontrolowanej i obliczeniowej niekontrolowanej budzi szereg zastrzeżeń. W związku z subiektywnym charakterem wyboru czynników klimatycznych i fizjograficznych, występuje ryzyko popełnienia poważnych błędów w obliczeniach charakterystyk przepływów, w tym SNQ dla zlewni niekontrolowanej. Najważniejsze błędy polegają na pominięciu istotnych czynników lub na wyborze zbyt wielu czynników dublujących te same informacje (czynników bardzo od siebie zależnych) oraz na nieprawidłowym ustaleniu wag (przyjmowanych również w sposób subiektywny).

W przypadku przepływów minimalnych duże znaczenie ma prawidłowe rozpoznanie budowy geologicznej oraz procesów infiltracji, co może być trudne do zrealizowania.

Wzór (III.12) zalecany jest do stosowania w zlewniach rzek nizinnych, głównie dla obszaru Polski wschodniej.

W związku z licznymi zastrzeżeniami, jakie budzi prezentowana metoda, często zaleca się zainstalowanie w przekroju zlewni niekontrolowanej tymczasowego posterunku pomiarowego (krótkookresowej stacji wodowskazowej). W ten sposób, w ograniczonym zakresie, można dokonać weryfikacji poprawności wyboru zlewni podobnej.

Do pewnego czasu przyjmowano niemal automatycznie, że zlewnią podobną jest zlewnia najbliższej położona. Zasada ta nie zawsze znajduje potwierdzenie. Metoda może być zastosowana na wstępnym, rozpoznawczym etapie wyboru, prowadzącym do sformułowania zaleceń dotyczących dalszego postępowania.

Reasumując należy stwierdzić, że w przypadkach prostych przedstawiona procedura wyboru może być przydatna i efektywna, w przypadkach trudniejszych może okazać się konieczne zastosowanie innego rozwiązania. Próba obiektywizacji doboru zlewni podobnej została podjęta w pracy [Brzeziński 1996].

C. Przykład obliczeniowy

Do obliczeń zastosowano wzór III.8: $Q_{NK} = kQ_K \left(\frac{A_{NK}}{A_K}\right)^n$.

Zlewnie rzeki Białej Łądeckiej (prawy dopływ Nysy Kłodzkiej) i rzeki Białej Głuchołaskiej (prawy dopływ Nysy Kłodzkiej) potraktowano jako zlewnie podobne (rys. III.10).

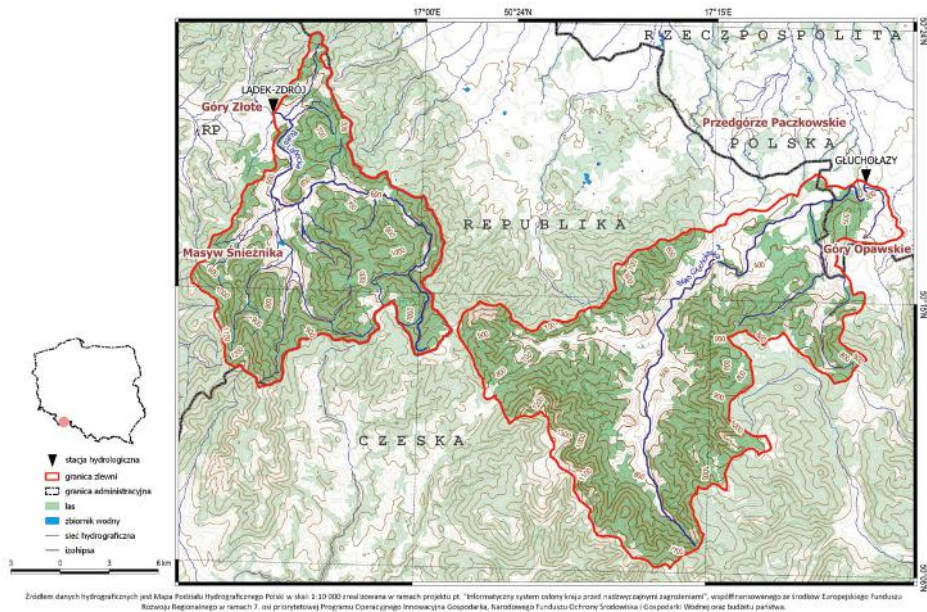
Dla obu zlewni w tabeli III.5 podani ich powierzchnie i wartości SNQ obliczone na podstawie jednorodnych ciągów minimalnych rocznych przepływów NQ z okresu 1990-2019.

Tabela III.5. Wartości SNQ dla stacji wodowskazowych Łądek-Zdrój na rzece Białej Łądeckiej i Głuchołazy na rzece Białej Głuchołaskiej wraz z powierzchniami zlewni.

Stacja wodowskazowa	SNQ ₁₉₉₀₋₂₀₁₉ (m ³ s ⁻¹)	Pow. zlewni MPHP <i>A</i> (km ²)
Łądek-Zdrój	0,74	162,93
Głuchołazy	1,43	285,18

Porównanie zlewni na potrzeby ustalenia stopnia podobieństwa obszarów

Zlewnie obu rzek stanowią część dorzecza Nysy Kłodzkiej. Biała Łądecka i Biała Głuchołaska są jej prawostronnymi dopływami. Odwadniają Sudety Wschodnie. Niemal cała zlewnia Białej Głuchołaskiej po Głuchołazy położona jest w granicach administracyjnych Republiki Czeskiej, podczas gdy zlewnia Białej Łądeckiej po wodowskaz Łądek-Zdrój znajduje się prawie w całości w Polsce. W tabeli III.6 zestawiono wartości wybranych charakterystyk fizycznogeograficznych obu zlewni.



Rys. III.10. Położenie zlewni podobnych – Białej Łądeckiej i Białej Głuchołaskiej.

Tabela III.6. Wartości wybranych charakterystyk fizycznogeograficznych analizowanych zlewni.

Charakterystyka zlewni	Zlewnia Białej Łądeckiej	Zlewnia Białej Głuchołaskiej
Średnia wysokość (m n.p.m.)	772	672
Średni spadek podłużny rzeki głównej (%)	23	19
Średnia roczna suma opadów atmosferycznych (mm)	1170	1093
Wskaźnik zalesienia (%)	73	61

Na podstawie wartości zebranych w tabeli III.6, wobec niewielkich różnic wartości charakterystyk fizyczno-geograficznych obu zlewni, uznano obie zlewnie za podobne i przeprowadzono obliczenia wartości przepływu SNQ.

1. Ustalenie wartości SNQ w przekroju Głuchołazy (przyjęto jako przekrój niekontrolowany NK) na podstawie danych ze stacji wodowskazowej Łądek-Zdrój (przyjęto jako przekrój kontrolowany K).

Dane obliczeniowe:

$$Q_K = SNQ_{\text{Łądek-Zdrój}} = 0,74 \text{ (m}^3\text{s}^{-1}\text{)}.$$

$$A_K = A_{\text{Łądek-Zdrój}} = 162,93 \text{ (km}^2\text{)}.$$

$$A_{NK} = A_{\text{Głuchołazy}} = 285,18 \text{ (km}^2\text{)}.$$

$n = 1$ (parametr empiryczny, dla SNQ przyjmowany jako 1).

$k = 1$ (współczynnik, dla SNQ przyjmowany jako 1).

Wykonanie obliczeń:

$$Q_{NK} = kQ_K \left(\frac{A_K}{A_{NK}} \right)^n$$

$$Q_{\text{Głuchołazy}} = kQ_{\text{Łądek-Zdrój}} \left(\frac{A_{\text{Głuchołazy}}}{A_{\text{Łądek-Zdrój}}} \right)^n = 0,74 \cdot \left(\frac{285,18}{162,93} \right) = 1,29 \text{ (m}^3\text{s}^{-1}\text{)}$$

Różnica otrzymanego wyniku względem $SNQ_{1990-2019}$ obliczonego na podstawie pomiarów dla stacji Głuchołazy wynosi $-0,14 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$, czyli 9,8%:

$$\left(\frac{|1,29 - 1,43|}{1,43}\right) \cdot 100\% = 9,8\%$$

2. Ustalenie wartości SNQ w przekroju Łądek-Zdrój (przekrój NK) na podstawie danych ze stacji wodowskazowej Głuchołazy (przekrój K).

Dane obliczeniowe:

$$Q_K = SNQ_{Głuchołazy} = 1,43 \text{ (m}^3\text{s}^{-1}\text{)}.$$

$$A_K = A_{Głuchołazy} = 285,18 \text{ (km}^2\text{)}.$$

$$A_{NK} = A_{Łądek-Zdrój} = 162,93 \text{ (km}^2\text{)}.$$

$n = 1$ (parametr empiryczny, dla SNQ przyjmowany jako 1).

$k = 1$ (współczynnik, dla SNQ przyjmowany jako 1).

Wykonanie obliczeń:

$$Q_{NK} = kQ_K \left(\frac{A_{NK}}{A_K}\right)^n$$

$$Q_{Łądek-Zdrój} = kQ_{Głuchołazy} \left(\frac{A_{Łądek-Zdrój}}{A_{Głuchołazy}}\right)^n = 1,43 \cdot \left(\frac{162,93}{285,18}\right) = 0,82 \text{ (m}^3\text{s}^{-1}\text{)}$$

Różnica otrzymanego wyniku względem $SNQ_{1990-2019}$ obliczonego na podstawie pomiarów dla stacji Łądek-Zdrój wynosi $0,08 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$, czyli 10,8%:

$$\left(\frac{|0,82 - 0,74|}{0,74}\right) \cdot 100\% = 10,8\%$$

Błędy względne oszacowanych wartości przepływu SNQ obliczonego na podstawie ciągu przepływów minimalnych rocznych NQ w Głuchołazach i Łądku-Zdrój oraz uzyskanego z powyższych obliczeń wynoszą odpowiednio 10% i 11%. Zatem wyniki oszacowań dla obu przekrojów można uznać za miarodajne.

3. Ustalenie wartości współczynnika k przy zastosowaniu wzoru III.9.

Wartość współczynnika k stosowanego we wzorze III.8. można przyjmować jako 1 lub szacować na podstawie mapy rozkładu średniego niskiego odpływu jednostkowego SNq. Jako zlewnię niekontrolowaną przyjęto zlewnię rzeki Białej Łądeckiej zamkniętą przekrojem stacji wodowskazowej Łądek-Zdrój, zaś jako niekontrolowaną – zlewnię rzeki Białej Głuchołaskiej zamkniętą przekrojem stacji wodowskazowej Głuchołazy. Wartości średniego niskiego odpływu jednostkowego odczytano dla obu zlewni z mapy w *Atlasie Hydrologicznym Polski* [1987] i podano poniżej:

$$k = \frac{SNq_{NK}}{SNq_K} = \frac{5}{5} = 1$$

Powyższe obliczenia potwierdziły wartość współczynnika k przyjętą do obliczeń w punktach 2 i 3.

4. Zastosowanie wzorów wg Danowicz (wzory III.10 – III.12).

Dane obliczeniowe:

$$Q_K = SNQ_{Łądek-Zdrój} = 0,74 \text{ (m}^3\text{s}^{-1}\text{)} = 740 \text{ (l s}^{-1}\text{ km}^{-1}\text{)}.$$

$$A_K = A_{L\grave{a}dek-Zdr\acute{o}j} = 162,93 \text{ (km}^2\text{)}.$$

$$A_{NK} = A_{G\acute{u}cho\acute{z}azy} = 285,18 \text{ (km}^2\text{)}.$$

Wykonanie obliczeń:

$$SNq_K \frac{SNQ_K}{A_K} = \frac{740}{162,93} = 4,54 \text{ (l s}^{-1} \text{ km}^{-1}\text{)}$$

$$SNq_{NK} = SNq_{NK} + 0,55 \log \left(\frac{A_{NK}}{A_K} \right) = 4,54 + 0,55 \log \left(\frac{285,18}{162,93} \right) = 4,67 \text{ (l s}^{-1} \text{ km}^{-1}\text{)}$$

$$SNQ_{NK} = 10^{-3} \cdot SNq_{NK} \cdot A_{NK} = 0,001 \cdot 4,67 \cdot 285,18 = 1,33 \text{ (m}^3\text{s}^{-1}\text{)}$$

Różnica otrzymanego wyniku względem obliczonego na podstawie pomiarów $SNQ_{1990-2019}$ dla stacji Głuchołazy wynosi $0,10 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$, czyli 6,99%:

$$\left(\frac{|1,33 - 1,43|}{1,43} \right) \cdot 100\% = 6,99\%$$

III.2.2. Charakterystyki opadu i charakterystyki fizjograficzne zlewni niekontrolowanej – zależności regionalne

III.2.2.1. Wzory regionalne

Wzór Byczkowskiego i Mandes

A. Wymagane dane pomiarowe

Charakterystyki fizyczno-geograficzne i meteorologiczne mające wpływ na kształtowanie się przepływów minimalnych; najczęściej uwzględnia się grupę czynników klimatycznych, topograficznych, pokrycia terenu, jak też czynników charakteryzujących budowę geologiczną zlewni (tab. III.4).

B. Opis metody obliczeniowej

B.1. Przyjęte założenia

Wzór Byczkowskiego i Mandes [Byczkowski 1996] został opracowany na podstawie danych z 68 przekrojów stacji wodowskazowych z lat 1951-1985. Dobór parametrów wzoru przeprowadzono metodą quasi-optymalizacyjną Kaczmarka. Przedstawia on równanie regresji wielokrotnej.

B.2. Opis właściwy – procedura wykonania obliczeń

Równanie regresji wielorakiej przedstawia następujący wzór empiryczny:

$$SNq = 4,01 \cdot 10^{-11} (J + 1)^{10,9} P^{3,8} D^{-0,32} \quad (\text{III.13})$$

gdzie: SNq – średni niski roczny odpływ jednostkowy ($\text{l s}^{-1} \text{ km}^2$); J – jeziorność zlewni (%); P – normalny opad roczny średni na obszarze zlewni (mm); D – gęstość sieci rzecznej (km km^{-2}).

Jeziorność liczona jest ze wzoru $J = \frac{F_j}{A} \cdot 100\%$, gdzie: F_j – powierzchnia jezior w zlewni (km^2); A – całkowita powierzchnia zlewni (km^2). Gęstość sieci rzecznej liczona jest ze wzoru $D = \frac{\sum L}{A}$, gdzie: $\sum L$ – suma długości wszystkich cieków na obszarze zlewni (km); A – całkowita powierzchnia zlewni (km^2).

Charakterystykę średniego niskiego przepływu SNQ (m^3s^{-1}) oblicza się ze wzoru:

$$SNQ = 10^{-3} \cdot SNq \cdot A \quad (\text{III.14})$$

gdzie oznaczenia, jak w powyższych wzorach.

B.3. Warunki stosowalności

Wzór Byczkowskiego i Mandes w postaci empirycznej może być stosowany dla obszaru północno-wschodniej Polski, tj. dorzecza Narwi i rzek sąsiednich.

C. Przykład obliczeniowy

Do obliczeń zastosowano wzory III.13 i III.14:

$$SNq = 4,01 \cdot 10^{-11} (J + 1)^{10,9} P^{3,8} D^{-0,32} \text{ i } SNQ = 10^{-3} \cdot SNq .$$

Obliczenia wykonano dla stacji wodowskazowej Czachy na rzece Wissie (rys. III.11).

Obliczony przepływ średni niski SNQ na podstawie ciągów pomiarowych z okresu 1990-2019 oraz dane użyte w obliczeniach i ich źródło zestawiono w tabeli III.7.

Warunek stosowalności wzoru Byczkowskiego i Mandes jest spełniony – rzeka Wissa jest prawobrzeżnym dopływem dolnej Biebrzy, czyli znajduje się na obszarze północno-wschodniej Polski w dorzeczu Narwi i rzek sąsiednich.

Tabela III.7. Przepływ średni niski SNQ stacja Czachy rzeka Wissa oraz dane wykorzystane w obliczeniach.

SNQ ₁₉₉₀₋₂₀₁₉ w m ³ s ⁻¹	0,67
A – powierzchnia zlewni (wg MPHP) w km ²	484,97
F _j – powierzchnia jezior (wg MPHP) w km ²	0,70
ΣL – suma długości cieków na obszarze zlewni (wg MPHP) w km	194,08
P – normalny opad roczny średni na obszarze zlewni (obliczony metodą wieloboków równego zadeszczenia ze stacji Radziłów, Drygały i Burzyn) w mm	575,1

Obliczenie wielkości wykorzystanych we wzorze III.13, służące wyznaczeniu SNQ – średniego niskiego rocznego odpływu jednostkowego (l s⁻¹ km²):

- J – jeziorność (w %):

$$J = \frac{F_j}{A} \cdot 100\%$$

$$J = \frac{0,70}{484,97} \cdot 100\% = 0,144\%$$

- P – normalny opad roczny średni (w mm) na obszarze zlewni Wissy, wyznaczony metodą wieloboków równego zadeszczenia z danych stacji opadowych Radziłów, Drygały i Burzyn:

$$P = \frac{\sum P_i \Delta A_i}{A}$$

gdzie: P_i – średni opad zmierzony na i-tej stacji opadowej (w mm) (Radziłów, Drygały i Burzyn); A_i – powierzchnia i-tej części zlewni (w km²) przypisanej stacji opadowej: Radziłów, Drygały i Burzyn.

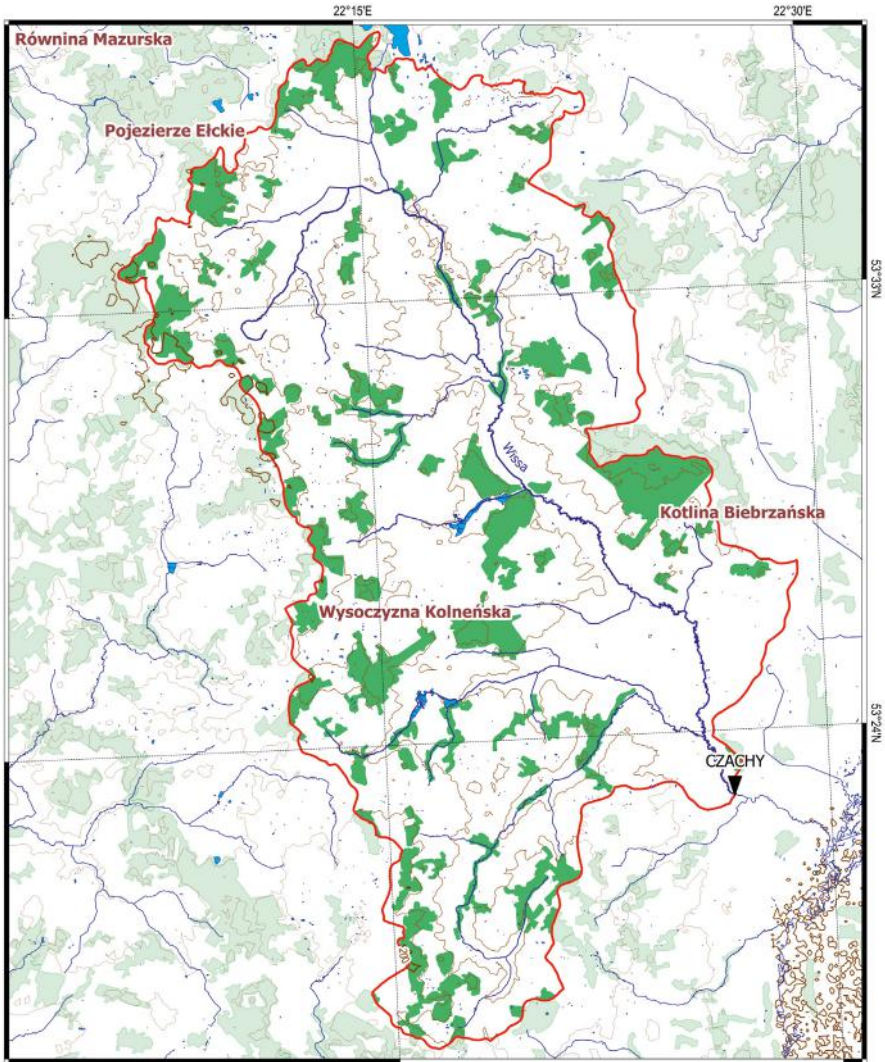
$$P = \frac{P_{\text{Radziłów}} A_{\text{Radziłów}} + P_{\text{Drygały}} A_{\text{Drygały}} + P_{\text{Burzyn}} A_{\text{Burzyn}}}{A}$$

$$P = \frac{555,5 \times 353,75 + 632,7 \times 112,92 + 599,8 \times 18,3}{484,97} = 575,1 \text{ mm}$$

- D – gęstość sieci rzecznej (w km km⁻²):

$$D = \frac{\sum L}{A}$$

$$D = \frac{194,08}{484,94} = 0,400 \text{ km km}^{-2}$$



- ▼ stacja hydrologiczna
- ▭ granica zlewni
- las
- zbiornik wodny
- sieć hydrograficzna
- izohipsa

Źródłem danych hydrograficznych jest Mapa Podziału Hydrograficznego Polski w skali 1:10 000 zrealizowana w ramach projektu pt. "Informatyczny system osłony kraju przed nadzwyczajnymi zagrożeniami", współfinansowanego ze środków Europejskiego Funduszu Rozwoju Regionalnego w ramach 7. osi priorytetowej Programu Operacyjnego Innowacyjna Gospodarka, Narodowego Funduszu Ochrony Środowiska i Gospodarki Wodnej oraz budżetu państwa.

Rys. III.11. Zlewnia rzeki Wissy po przekroju Czachy.

Obliczenie średniego niskiego odpływu jednostkowego SNq dla profilu Czachy na rzece Wissie wykonano stosując wzór III.13:

$$SNq = 4,01 \cdot 10^{-11} (J + 1)^{10,9} P^{3,8} D^{-0,32}$$

$$SNq = 4,01 \cdot 10^{-11} (0,144 + 1)^{10,9} 575,1^{3,8} 0,4^{-0,32} = 7,173 \text{ l s}^{-1} \text{ km}^2$$

Obliczenie średniego niskiego przepływu SNQ dla przekroju Czachy na rzece Wissie wykonano stosując wzór III.14:

$$SNQ = 10^{-3} \cdot SNq \cdot A$$

$$SNQ = 10^{-3} \cdot 7,173 \cdot 484,97 = 3,479 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$$

Różnica otrzymanego wyniku ze wzoru III.14 względem obliczonego na podstawie pomiarów $SNQ_{1990-2019}$ dla stacji Czachy jest bardzo duża i wynosi $2,809 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$, czyli 419%:

$$\left(\frac{|0,67 - 3,479|}{0,67} \right) \cdot 100\% = 419\%$$

W związku z dużą różnicą między wartością SNQ obliczoną na podstawie pomiarów $SNQ_{1990-2019}$ i otrzymaną ze wzoru III.14, podjęto próbę ustalenia przyczyny tej rozbieżności w wartościach SNQ . Ustalono, że powyższa różnica spowodowana jest przyjęciem we wzorze III.13 wielkości jeziorności J wyrażonej w procentach. Użycie we wzorze III.13 powyższej wielkości w postaci niemianowanej (ułamkowej) a nie procentowej, powoduje otrzymywanie wyniku zbliżonego do wartości SNQ uzyskanej na podstawie pomiarów, choć w dalszym ciągu obciążonej jeszcze sporym błędem względnym rzędu 21%.

Przyjmując $J = \frac{0,70}{484,97} = 0,00144$ oraz stosując wzór III.13 i III.14 otrzymano:

$$SNq = 4,01 \cdot 10^{-11} (0,00144 + 1)^{10,9} 575,1^{3,8} 0,4^{-0,32} = 1,676 \text{ l s}^{-1} \text{ km}^2$$

$$SNQ = 10^{-3} \cdot 1,676 \cdot 484,97 = 0,813 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$$

Różnica otrzymanego w ten sposób wyniku względem obliczonego na podstawie pomiarów $SNQ_{1990-2019}$ dla stacji Czachy wynosi dla wzoru III.14 $0,143 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$, czyli błąd względny wynosi 21,3%:

$$\left(\frac{|0,67 - 0,813|}{0,67} \right) \cdot 100\% = 21,3\%$$

W przypadku stosowania wzoru Byczkowskiego i Mandes, autorzy niniejszego opracowania proponują przyjmować we wzorze III.13 wielkość jeziorności J w postaci niemianowanej, mimo że twórcy wzoru podali, że wielkość J występująca we wzorze III.13 powinna być wyrażona w procentach. Autorzy niniejszego opracowania rekomendują ostrożne stosowanie wzoru Byczkowskiego i Mandes ze względu na duży błąd oszacowania przepływu SNQ otrzymany w przedstawionym przykładzie i niejednoznaczność wyrażeniu wielkości jeziorności J .

Wzór Punzeta

A. Wymagane dane pomiarowe

Charakterystyki fizyczno-geograficzne i meteorologiczne mające wpływ na kształtowanie się przepływów minimalnych; najczęściej uwzględnia się grupę czynników klimatycznych, topograficznych, pokrycia terenu, jak też czynników charakteryzujących budowę geologiczną zlewni (tab. III.4).

B. Opis metody obliczeniowej

B.1. Przyjęte założenia

Wzór Punzeta został opracowany dla karpackiego dorzecza Wisły [Punzet 1980].

B.2. Opis właściwy – procedura wykonania obliczeń

Postać ogólna wzoru Punzeta jest następująca:

$$SNq = a \cdot H^{n_1} I^{n_2} P^{n_3} N^{n_4} \quad (\text{III.15})$$

gdzie: SNq – średni niski odpływ jednostkowy ($l \text{ s}^{-1} \text{ km}^2$); H – średnie wzniesienie zlewni (m n.p.m.); N – wskaźnik nieprzepuszczalności gleb (%) z tabeli III.9 [Tablica 1 w *Zasadach obliczania przepływów średnich niskich rzek polskich* 1991]; P – opad średni roczny w zlewni (mm); I – spadek rzeki (%); a – parametr; n_1, n_2, n_3 i n_4 – wykładniki potęg określane w procesie identyfikacji wzoru na podstawie danych pomiarowych.

Spadek rzeki I wyrażony jest wzorem $I = \frac{\Delta W}{L}$, gdzie ΔW – różnica wysokości między najwyżej położonymi źródłami rzeki a przekrojem obliczeniowym zamykającym zlewnię (m n.p.m.); L – odległość od przekroju obliczeniowego zamykającego zlewnię do najdalej położonego źródła w zlewni (km).

W przypadku zlewni rzek górskich o średnim wzniesieniu $H > 470$ m n.p.m. oraz zlewni o średniej wysokości $300 < H < 470$ m n.p.m. i umownym spadku rzeki $I > 18\%$, wzór Punzeta przyjmuje postać:

$$SNq = 0,00807 \cdot H^{1,21815} I^{0,3273} P^{0,1722} N^{-1,0504} \quad (\text{III.16})$$

gdzie wszystkie oznaczenia, jak we wzorach powyżej.

Przypadku zlewni rzek wyżynnych i nizinnych o średnim wzniesieniu $H < 300$ m n.p.m. i umownym spadku rzeki $I < 18\%$, wzór Punzeta przyjmuje postać:

$$SNq = 0,000247 \cdot H^{0,7462} I^{-0,2321} P^{1,182} N^{-0,7123} \quad (\text{III.17})$$

gdzie wszystkie oznaczenia, jak we wzorach powyżej.

Charakterystykę średniego niskiego przepływu SNQ oblicza się ze wzoru:

$$SNQ = 10^{-3} \cdot SNq \cdot A \quad (\text{III.18})$$

gdzie A – całkowita powierzchnia zlewni (km^2), pozostałe oznaczenia, jak w powyższych wzorach.

B.3. Warunki stosowalności

Wzory Punzeta mogą być stosowane dla karpackiego dorzecza Wisły. Ważne są tylko dla rzek naturalnych, bez antropopresji i specyficznych warunków hydrogeologicznych, o powierzchni zlewni od 10 do 500 km^2 . Wzór (III.16) dla zlewni górskich obejmuje Tatry, Podhale i Beskidy. Wzór (III.17) dla zlewni wyżynnych i nizinnych obejmuje obszar Pogórza Karpackiego i Podkarpacia (Nizina Sandomierska). Dla pozostałych zlewni SNq należy odczytać z mapy średniego niskiego odpływu jednostkowego [Stachy, Biernat 1987] opisaną w rozdziale III.2.2.2. Dla zlewni o powierzchni poniżej 10 km^2 należy wykonać bezpośrednie pomiary przepływu.

C. Przykład obliczeniowy

Do obliczeń zastosowano wzory III.16 – III.18:

$$SNq = a \cdot H^{n_1} I^{n_2} P^{n_3} N^{n_4}$$

$$SNq = 0,00807 \cdot H^{1,21815} I^{0,3273} P^{0,1722} N^{-1,0504}$$

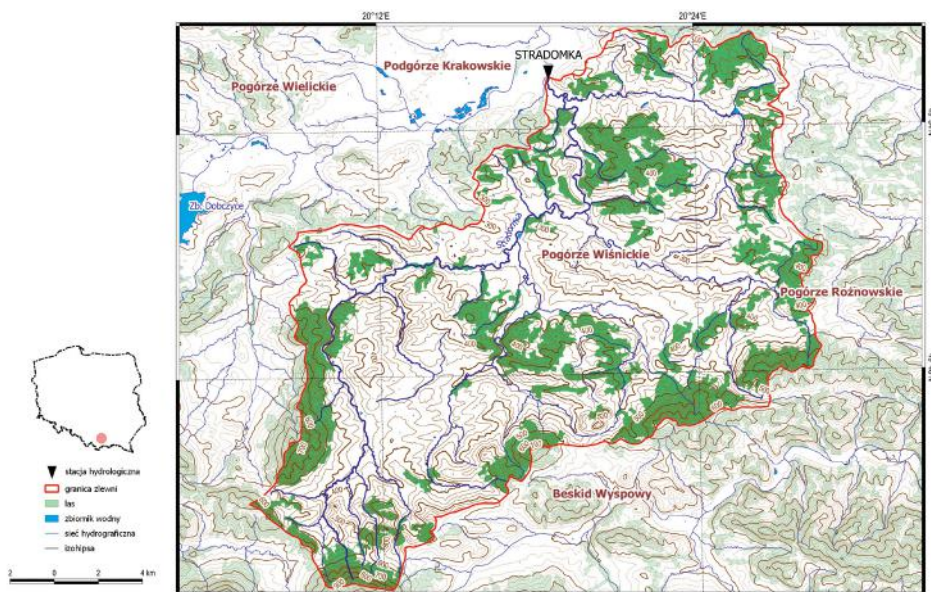
$$SNq = 0,000247 \cdot H^{0,7462} I^{-0,2321} P^{1,182} N^{-0,7123}$$

$$SNQ = 10^{-3} \cdot SNq \cdot A$$

Obliczenia wykonano dla przekroju Stradomka na rzeka Stradomka (rys.III.12).

Stacja wodowskazowa Stradomka zlokalizowana jest w wolnym profilu rzeki Stradomki (prawobrzeżnego dopływu rzeki Raby) na brzegu prawym w kilometrze 1,76. Najdalsze źródła Stradomki znajdują się w Beskidzie Wyspowym, na północnych stokach Śnieżnicy, na wysokości 959 m n.p.m. Profil zamyka zlewnię o powierzchni 363,24 km². Rzędna zera wodowskazu ma wartość 204,9 m nad Kr. Nie ustalono żadnych czynników wpływających na przebieg stanów wody. Reżim jest naturalny.

Przepływ SNQ dla stacji wodowskazowej Stradomka, obliczony na podstawie ciągów pomiarowych z okresu 1990-2019, oraz pozostałe charakterystyki fizyczno-geograficzne uwzględnione w obliczeniach zestawiono w tabeli III.8.



Źródłem danych hydrograficznych jest Mapa Podziału Hydrograficznego Polski w skali 1:10 000 zrealizowana w ramach projektu: pl „Informatyczny system obskrypcji przed nadwyżkami zagrożeń”, współfinansowanego ze środków Europejskiego Funduszu Rozwoju Regionalnego w ramach 7. osi priorytetowej Programu Operacyjnego Innowacyjna Gospodarka, Narodowego Funduszu Ochrony Środowiska i Gospodarki Wodnej oraz budżetu państwa.

Rys. III.12. Zlewnia rzeki Stradomki z przekrojem zamykającym – stacją wodowskazową Stradomka.

Tabela III.8. Przepływ SNQ dla przekroju Stradomka i charakterystyki fizyczno-geograficzne zlewni rzeki Stradomka.

SNQ ₁₉₉₀₋₂₀₁₉ w m ³ s ⁻¹	0,37
Powierzchnia zlewni A w km ² z MPHP	363,24
Średnia wysokość zlewni H w m n.p.m.	355,6
Spadek rzeki I w ‰	17
Średni opad roczny z wielolecia P w mm wg Atlasu Hydrologicznego Polski [1987]	800
Wskaźnik nieprzepuszczalności gleb N w ‰	82
Wysokość źródła rzeki w m n.p.m.	959
Wysokość przekroju zamykającego zlewnię w m n.p.m.	205
Długość rzeki do profilu obliczeniowego L w km	44,579

Niektóre charakterystyki fizyczno-geograficzne (tj. średnie wzniesienie zlewni H , wskaźnik nieprzepuszczalności gleb N , wysokość źródła) zostały wyznaczone za pomocą oprogramowania GIS.

Badanie jednorodność ciągu pomiarowego do obliczenia SNQ z okresu 1990-2019 zostało wykonane nieparametrycznymi testami istotności (rodz. I.1), które wykazały, że ciąg pomiarowy jest jednorodny. Przyjmując ΔW jako różnicę między wysokością źródła rzeki i wysokością przekroju zamykającego zlewnię (tab. III.8) $\Delta W = 959 - 205 = 754$ m n.p.m. oraz L jako długość rzeki do profilu obliczeniowego $L = 44,579$ km otrzymujemy się spadek rzeki I w ze wzoru:

$$I = \frac{754}{44,579} = 17\%$$

1. Ponieważ spadek rzeki $I = 17\%$, dla zlewni Stradomki został przyjęty wzór dla rzek wyżynnych i nizinnych. Wzór Punzeta (III.16) przyjmuje wówczas postać (III.18):

$$SNQ = 0,000247 \cdot H^{0,7462} I^{-0,2321} p^{1,182} N^{-0,7123}$$

Dane obliczeniowe:

$$H^{0,7462} = 80,081 \text{ (m n.p.m.)}$$

$$I^{-0,2321} = 0,518 \text{ (\%)}$$

$$p^{1,182} = 2700,6 \text{ (mm)}$$

$$N^{-0,7123} = 0,0433 \text{ (\%)}$$

$$A = 363,24 \text{ (km}^2\text{)}$$

$$SNQ = 0,000247 \cdot 80,081 \cdot 0,518 \cdot 2700,6 \cdot 0,0433 = 1,199 \text{ l s}^{-1} \text{ km}^2$$

Przepływ średni niski SNQ oblicza się ze wzoru:

$$SNQ = 10^{-3} \cdot SNq \cdot A$$

$$SNQ = 0,001 \cdot 1,199 \cdot 363,24 = 0,436 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$$

Różnica otrzymanego wyniku względem $SNQ_{1990-2019}$ obliczonego na podstawie pomiarów na stacji wodowskazowej Stradomka wynosi $0,066 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$, a błąd względny 17,8%:

$$\left(\frac{|0,436 - 0,37|}{0,37} \right) \cdot 100\% = 17,8\%$$

2. Biorąc pod uwagę drugie założenie we wzorze Punzeta, że gdy średnia wysokość zlewni H jest w przedziale $300 < H < 470$ m n.p.m. to należy zastosować wzór Punzeta dla zlewni rzek górskich. Ponieważ średnia wysokości dla zlewni Stradomki wynosi $H = 355,6$ m n.p.m. to wzór Punzeta przyjmuje następującą postać:

$$SNQ = 0,00807 \cdot H^{1,21815} I^{0,3273} p^{0,1722} N^{-1,0504}$$

Dane obliczeniowe:

$$H^{1,21815} = 1280,7 \text{ (m n.p.m.)}$$

$$I^{0,3273} = 2,53 \text{ (\%)}$$

$$p^{0,1722} = 3,16 \text{ (mm)}$$

$$N^{-1,0504} = 0,01 \text{ (\%)}$$

$$A = 363,24 \text{ (km}^2\text{)}$$

$$SNq = 0,00807 \cdot 1280,7 \cdot 2,53 \cdot 3,16 = 0,83 \text{ l s}^{-1} \text{ km}^2$$

Przepływ średni niski SNQ oblicza się ze wzoru:

$$SNQ = 10^{-3} \cdot SNq \cdot A$$

$$SNQ = 0,001 \cdot 0,83 \cdot 363,24 = 0,301 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$$

Różnica otrzymanego wyniku względem $SNQ_{1990-2019}$ obliczonego na podstawie pomiarów na stacji wodowskazowej Stradomka wynosi $-0,069 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$, a błąd względny 18,6%:

$$\left(\frac{|0,301 - 0,37|}{0,37} \right) \cdot 100\% = 18,6\%$$

Równania regresji dla dorzecza górnej Wisły do ujścia Sanu łącznie

A. Wymagane dane pomiarowe

Charakterystyki fizyczno-geograficzne i meteorologiczne mające wpływ na kształtowanie się przepływów minimalnych; najczęściej uwzględnia się grupę czynników klimatycznych, topograficznych, pokrycia terenu, jak też czynników charakteryzujących budowę geologiczną zlewni (tab. III.4).

B. Opis metody obliczeniowej

B.1. Przyjęte założenia

Równania regresji zostały opracowane dla dorzecza górnej Wisły do ujścia Sanu łącznie [*Zasady obliczania przepływów średnich i niskich rzek polskich 1991*].

B.2. Opis właściwy – procedura wykonania obliczeń

Równania regresji są zmodyfikowanymi wzorami Punzeta w następującej postaci:

- dla zlewni rzek górskich o średnim wzniesieniu $H > 500$ m n.p.m. lub $300 < H < 500$ m n.p.m. i umownym spadku rzeki $I_{ru} > 18\%$:

$$SNQ = 8,07 \cdot 10^{-6} \cdot H^{1,218} I_{ru}^{0,327} P^{0,172} N^{-1,05} A \quad (\text{III.19})$$

- dla zlewni rzek wyżynnych i nizinnych o średnim wzniesieniu $H < 300$ m n.p.m. lub $300 < H < 500$ m n.p.m. i umownym spadku rzeki $I_{ru} < 18\%$:

$$SNQ = 2,47 \cdot 10^{-7} \cdot H^{0,746} I_{ru}^{-0,232} P^{1,182} N^{-0,712} A \quad (\text{III.20})$$

gdzie: SNQ – średni niski przepływ (m^3s^{-1}); H – średnie wysokość zlewni (m n.p.m.); N – wskaźnik nieprzepuszczalności gleb (%) odczytany z tabeli III.9 [Tablica 1 w *Zasadach obliczania przepływów średnich i niskich rzek polskich 1991*]; P – wysokość średniego rocznego opadu atmosferycznego (mm); I – umowny wskaźnik spadku ciek (w m km^{-1} lub %); A – powierzchnia zlewni (km^2).

Umowny wskaźnik spadku ciek I_{ru} wyrażony jest wzorem $I_{ru} = \frac{\Delta W}{L_{max}}$, gdzie: $\Delta W = W_{z_{max}} - W_d$ – różnica wysokości między najwyższymi położonymi źródłami ciek $W_{z_{max}}$ a przekrojem obliczeniowym zamykającym ciek W_d (m n.p.m.), L_{max} – długość najdłuższego ciek w zlewni (km). Średnie wysokość zlewni H wyrażona jest wzorem $H = \frac{\Delta W}{2}$, gdzie oznaczenia jak wyżej.

B.3. Warunki stosowalności

Równania mogą być stosowane dla dorzecza górnej Wisły do ujścia Sanu łącznie. Zaleca się ich stosowanie w zlewniach o powierzchni od 10 do 300 km^2 .

Tabela III.9. Wartości wskaźnika nieprzepuszczalności gleb *N* dostosowane do mapy gleb Polski w skali 1:500000 [Wydawnictwa Geologiczne 1972].

Lp.	Rodzaj gleby	Nr na mapie glebowej 1:500000	Przepuszczalność utworów	Wskaźnik nieprzepuszczalności <i>N</i>
1	2	3	4	5
1	Gleby szkieletowe i piaszczyste	1	bardzo dobrze przepuszczalne	10
	Gleby żwirowe i piaszkowe	2		
	Gleby wytworzone ze żwirów różnej genezy	20, 35, 44, 49		
	Piaski luźne	45, 50		
2	Mady piaszczyste	8	dobrze przepuszczalne	20
	Czarne i szare ziemie wytworzone z piasków	14		
	Gleby wytworzone z gezy kredowej	28		
	Gleby piaszczyste	30, 48		
3	Czarnoziemy i czarne gleby leśne	16	średnio przepuszczalne	40
	Piaski słabo gliniaste i gliniaste	21, 36, 46, 51		
	Gleby wytworzone z lessów	25, 40		
	Gleby wytworzone z utworów lessowatych	26		
	Gleby wytworzone z piasków naglinowych i glin zwałowych lekkich	37, 47		
4	Gleby wytworzone z torfów niskich	12	średnio przepuszczalne	50
	Gleby wytworzone z torfów wysokich i przejściowych	13		
5	Mady pyłowe, gliniaste i ilaste	9	mało przepuszczalne	60
	Mady morskie	10		
	Gleby glejowe	11		
	Gleby wytworzone z piasków gliniastych naglinowych i glin zwałowych lekkich	22		
	Gleby piaszczyste, gliniaste, pyłowe i ilaste	29		
	Gleby wytworzone z utworów lessowatych (podgórskie)	41		
	Gleby gliniaste szkieletowe	43, ew. 52		
6	Rędziny	3, 4, 5, 6, 7	nieprzepuszczalne	70
	Gleby wytworzone z glin zwałowych średnich i ciężkich	23, 38		
	Czarne i szare ziemie wytworzone z glin i ilów pyłowych	15		
	Gleby wytworzone z ilów różnej genezy	24, 39		
	Gleby wytworzone z pyłów różnej genezy	27, 42		
	Gleby wytworzone z pyłów, glin i ilów	33,34		
7	Gleby gliniaste, pyłowe i ilaste (ze skał metamorficznych)	17	nieprzepuszczalne	90
	Gleby gliniaste szkieletowe	18, 32		
	Gleby gliniaste, pyłowe i ilaste (ze skał osadowych)	19, 31		

C. Przykład obliczeniowy

Do obliczeń zastosowano wzór III.20: $SNQ = 2,47 \cdot 10^{-7} \cdot H^{0,746} I_{ru}^{-0,232} P^{1,182} N^{-0,712} A$.

Obliczenia wykonano dla przekroju Stradomka na rzeka Stradomka (rys. III.12).

Wybrana zlewnia ma powierzchnię $A > 300 \text{ km}^2$, jednak została wybrana ze względu na spełnienie warunków innych charakterystyk fizyczno-geograficznych, które są brane pod uwagę do obliczeń.

Charakterystyki stacji wodowskazowej, obliczone na podstawie ciągów pomiarowych z okresu 1990-2019, oraz pozostałe charakterystyki fizyczno-geograficzne uwzględnione w obliczeniach zestawiono w tabeli III.8.

Dla zlewni rzeki Stradomki zastosowano wzór III.20 dla zlewni rzek wyżynnych i nizinnych o średniej wysokości zlewni $300 < H < 500 \text{ m n.p.m.}$ i umownym spadku rzeki $I_{ru} < 18\%$.

Umowny wskaźnik spadku ciek I_{ru} wyrażony jest wzorem $I_{ru} = \frac{\Delta W}{L_{max}} = 17\%$, różnica wysokości ΔW między najwyższymi położonymi źródłami ciek $W_{zmax} = 959 \text{ m n.p.m.}$, a przekrojem obliczeniowym zamkniętym ciek $W_d = 205 \text{ m n.p.m.}$ wynosi $\Delta W = W_{zmax} - W_d = 754 \text{ m n.p.m.}$, długość ciek $L_{max} = 44,579 \text{ km}$, średnia wysokość zlewni $H = 355,6 \text{ m n.p.m.}$ (tab. III.8).

Dane obliczeniowe:

$$H^{0,746} = 79,987 \text{ (m n.p.m.)}$$

$$I_{ru}^{-0,232} = 0,518 \text{ (‰)}$$

$$P^{1,182} = 2700,6 \text{ (mm)}$$

$$N^{-0,712} = 0,043 \text{ (‰)}$$

$$A = 363,24 \text{ (km}^2\text{)}$$

$$SNQ = 2,47 \cdot 10^{-7} \cdot 79,987 \cdot 0,518 \cdot 2700,6 \cdot 0,043 \cdot 363,24 = 0,432 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$$

Różnica otrzymanego wyniku względem $SNQ_{1990-2019}$ obliczonego na podstawie pomiarów na stacji wodowskazowej Stradomka wynosi $0,062 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$, a błąd względny $16,7\%$:

$$\left(\frac{|0,432 - 0,37|}{0,37} \right) \cdot 100\% = 16,7\%$$

Wzory Stachý

A. Wymagane dane pomiarowe

Charakterystyki fizyczno-geograficzne i meteorologiczne mające wpływ na kształtowanie się przepływów minimalnych; najczęściej uwzględnia się grupę czynników klimatycznych, topograficznych, pokrycia terenu, jak też czynników charakteryzujących budowę geologiczną zlewni (tab. III.4).

B. Opis metody obliczeniowej

B.1. Przyjęte założenia

Wzory Stachý – równania regresji zostały opracowane dla obszaru Polski wyłączeniem Karpat oraz dla Karpat [*Zasady obliczania przepływów średnich i niskich rzek polskich* 1991].

B.2. Opis właściwy – procedura wykonania obliczeń

Równanie regresji do obliczania SNQ na obszarze kraju z wyłączeniem Karpat ma następującą postać:

$$SNQ = 4,068 \cdot 10^{-4} \cdot A^{1,045} SSq_p^{0,957} i_r^{0,111} (1 + Jez)^{0,234} \quad (\text{III.21})$$

Natomiast równanie regresji do obliczania SNQ na obszarze Karpat ma następującą postać:

$$SNQ = 2,613 \cdot 10^{-4} \cdot A^{1,068} SSq_p^{0,548} i_r^{0,350} \quad (III.22)$$

gdzie: SNQ – średni niski przepływ (w m³s⁻¹); A – powierzchnia zlewni ciek (w km²); SSq_p – średni z wielolecia odpływ jednostkowy pochodzący z zasilania podziemnego określany z mapy w *Atlasie Hydrologicznym Polski* [1987] (w l s⁻¹ km²); i_r – spadek ciek (w m km⁻¹ lub ‰); Jez – wskaźnik jeziorności.

Spadek ciek i_r wyrażony jest wzorem $i_r = \frac{\Delta W}{L+l}$, gdzie: ΔW = W_g – W_d – różnica wysokości działu wodnego w punkcie przecięcia się z osią suchej doliny W_g (w m n.p.m.), a wysokością przekroju obliczeniowego zamykającego ciek W_d (w m n.p.m.), L + l – długość ciek L wraz suchą doliną l (w km).

Wskaźnik jeziorności Jez wyrażony jest wzorem $Jez = \frac{\sum_{i=1}^k A_{ji}}{A}$, gdzie: A_{ji} – powierzchnia zlewni i-tego jeziora, którego powierzchnia s_i jest równa lub większa od 1% powierzchni jego zlewni (s_i = 0,01 A_{ji}), k – liczba jezior w zlewni ciek, pozostałe oznaczenia jak wyżej.

Średni błąd względny równań regresji (III.21) i (III.22) określa przedział, w którym z prawdopodobieństwem P = 68% mieści się rzeczywista wartość średniego niskiego przepływu \overline{SNQ} , wyrażony wzorem:

$$P[(SNQ - \sigma_{SNQ} SNQ) < \overline{SNQ} < (SNQ + \sigma_{SNQ} SNQ)] = 0,68 \quad (III.23)$$

Średnie błędy względne wartości SNQ obliczonych ze wzorów (III.21) i (III.22), uwzględniając wzór (III.23), wynoszą odpowiednio $\sigma_{SNQ} = 0,472$ i $\sigma_{SNQ} = 0,318$.

B.3. Warunki stosowalności

Wzór (III.21) może być stosowany dla zlewni o powierzchni A > 50 km², a wzór (III.22) dla zlewni o powierzchni A > 10 km².

C. Przykład obliczeniowy (Wzory Stachy dla obszarów położonych w Polsce poza Karpatami)

Do obliczeń zastosowano wzory III.21 i III.23:

$$SNQ = 4,068 \cdot 10^{-4} \cdot A^{1,045} \cdot SSq_p^{0,957} \cdot i_r^{0,11} \cdot (1 + Jez)^{0,234}$$

$$P[(SNQ - \sigma_{SNQ} SNQ) < \overline{SNQ} < (SNQ + \sigma_{SNQ} SNQ)] = 0,68$$

Obliczenia wykonano dla zlewni Nysy Kłodzkiej zamkniętej stacją wodowskazową Międzyzlesie (rys. III.13).

Dla zlewni Nysy Kłodzkiej do stacji wodowskazowej Międzyzlesie podano w tabeli III.10 jej powierzchnię oraz przepływ SNQ obliczony na podstawie jednorodnych ciągów rocznych minimalnych przepływów NQ z okresu 1990-2019.

Dane obliczeniowe:

A = 50,03 (km²).

SSq_p = 3,0 (l s⁻¹ km²).

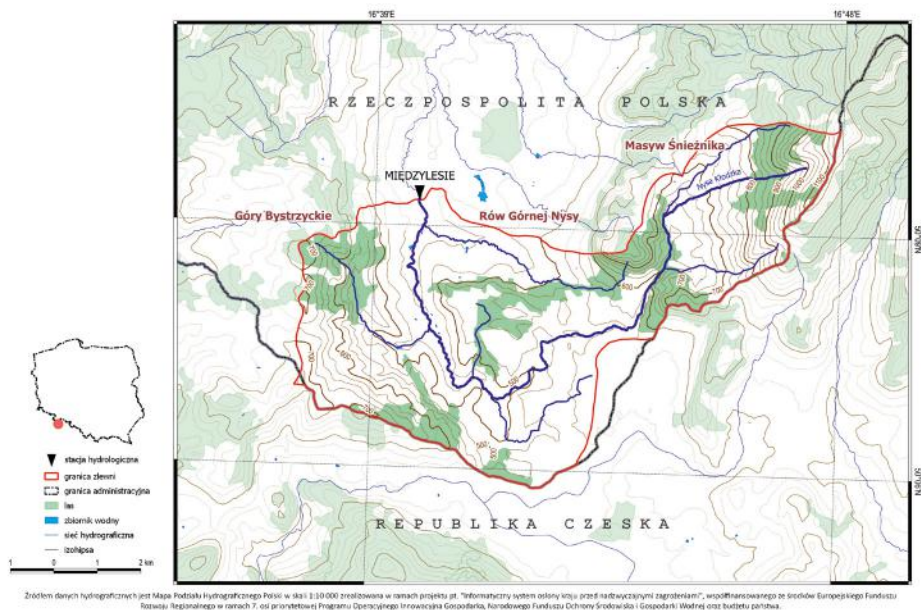
W_g = 1116 (m n.p.m.).

W_d = 426 (m n.p.m.).

L + l = 21,3 (km).

Jez = 0,0.

A_{ji} = 0,0 (km²).



Rys. III.13. Położenie zlewni rzeki Nysy Kłodzkiej do stacji wodowskazowej Międzyzlesie.

Tabela III.10. Przepływ SNQ i powierzchnia zlewni Nysy Kłodzkiej do stacji wodowskazowej Międzyzlesie.

Stacja wodowskazowa	SNQ ₁₉₉₀₋₂₀₁₉ (m ³ s ⁻¹)	Pow. zlewni MPHP A (km ²)
Międzyzlesie	0,10	50,03

Przepływ średni niski SNQ oblicza się ze wzoru (III.22):

$$SNQ = 4,068 \cdot 10^{-4} \cdot A^{1,045} \cdot SSq_p^{0,957} \cdot i_r^{0,11} \cdot (1 + Jez)^{0,234}$$

$$i_r = \frac{W_q - W_d}{L + l} = \frac{1116 - 426}{21,3} = 32,4\%$$

$$Jez = \frac{\sum_{i=1}^{i=k} A_{ji}}{A} = \frac{0,0}{50,03} = 0,0$$

$$SNQ = 4,068 \cdot 10^{-4} \cdot 50,03^{1,045} \cdot 3,0^{0,957} \cdot 32,4^{0,11} \cdot (1 + 0,0)^{0,234} = 0,10 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$$

Różnica między otrzymanym powyżej wynikiem a $SNQ_{1990-2019}$ obliczonym na podstawie pomiarów dla stacji wodowskazowej Międzylesie wynosi $0,00 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$, a tym samym błąd względny jest równy $0,0\%$:

$$\left(\frac{|0,10 - 0,10|}{0,10} \right) \cdot 100\% = 0,0\%$$

Uwzględniając średni błąd względny $\sigma_{SNQ} = 0,472$ oszacowania przepływu SNQ z równania regresji wyrażonego wzorem (III.22), rzeczywista wartość przepływu \overline{SNQ} z prawdopodobieństwem $P = 0,68$ (68%) zawiera się poniższym przedziale (III.24):

$$P[(SNQ - \sigma_{SNQ}SNQ) < \overline{SNQ} < (SNQ + \sigma_{SNQ}SNQ)] = 0,68$$

$$P[(0,10 - 0,472 \cdot 0,1) < \overline{SNQ} < (0,10 + 0,472 \cdot 0,1)] = 0,68$$

$$P[0,0528 < \overline{SNQ} < 0,1472] = 0,68$$

C. Przykład obliczeniowy (Wzory Stachy dla obszarów położonych w Polsce poza Karpatami z uwzględnieniem występujących jezior na obszarze zlewni)

Do obliczeń zastosowano wzory III.21 i III.23:

$$SNQ = 4,068 \cdot 10^{-4} \cdot A^{1,045} \cdot SSq_p^{0,957} \cdot i_r^{0,11} \cdot (1 + Jez)^{0,234}$$

$$P[(SNQ - \sigma_{SNQ}SNQ) < \overline{SNQ} < (SNQ + \sigma_{SNQ}SNQ)] = 0,68$$

Obliczenia wykonano dla zlewni Łyny zamkniętej stacją wodowskazową Olsztyn-Kortowo (rys. III.14).

Przepływ średni niski, obliczony na podstawie ciągu pomiarowe z okresu 1990-2019, oraz dane użyte w obliczeniach i ich źródło zestawiono w tabeli III.11.

Warunki stosowalności wzoru III.21 są spełnione, gdyż badana zlewnia znajduje się poza obszarem Karpat a jej powierzchnia jest większa od dopuszczalnej minimalnej $A > 50 \text{ km}^2$.

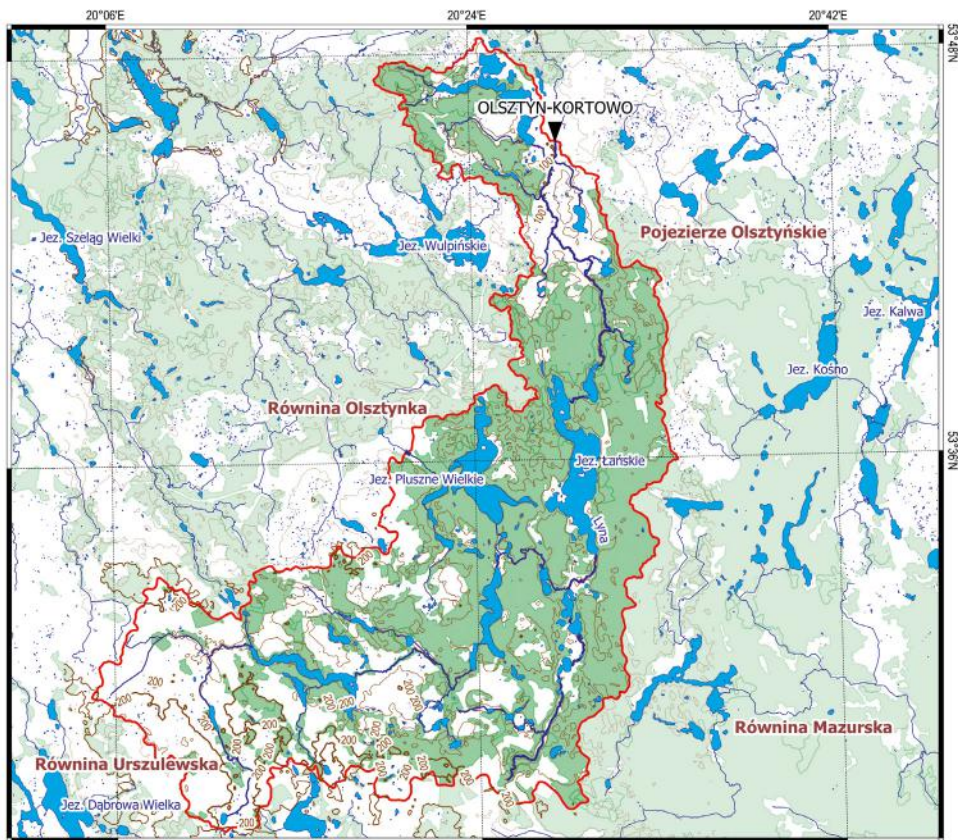
Obliczenie składowych wykorzystanych we wzorze III.22 oraz obliczenie SNQ:

- spadek rzeki Łyny i_r do przekroju obliczeniowego Olsztyn-Kortowo:

$$i_r = \frac{W_q - W_d}{L + l} = \frac{170,7 - 101,6}{48,67 + 1,58} = 1,38\%$$

- wskaźnik jeziorności Jez – w zlewni Łyny do przekroju obliczeniowego Olsztyn-Kortowo występuje siedem jezior, których powierzchnia jest równa lub większa niż 1% powierzchni ich zlewni, a łączna powierzchnia ich zlewni wynosi $508,96 \text{ km}^2$:

$$Jez = \frac{\sum_{i=1}^{i=k} A_{ji}}{A} = \frac{4,11 + 6,73 + 11,4 + 11,58 + 23,78 + 14,56 + 436,8}{566,98} = \frac{508,96}{566,98} = 0,898$$



- ▼ stacja hydrologiczna
- ▭ granica zlewni
- ▭ granica administracyjna
- las
- zbiornik wodny
- sieć hydrograficzna
- izohipsa

Zródłem danych hydrograficznych jest Mapa Podziału Hydrograficznego Polski w skali 1:10 000 zrealizowana w ramach projektu pt. "Informatyczny system ochrony kraju przed nadzwyczajnymi zagrożeniami", współfinansowanego ze środków Europejskiego Funduszu Regionalnego w ramach 7. osi priorytetowej Programu Operacyjnego Innowacyjna Gospodarka, Narodowego Funduszu Ochrony Środowiska i Gospodarki Wodnej oraz budżetu państwa.

Rys. III.14. Zlewnia rzeki Lyna do przekroju stacji wodowskazowej Olsztyn-Kortowo.

– obliczenie SNQ:

$$SNQ = 4,068 \cdot 10^{-4} \cdot 566,98^{1,045} \cdot 2,75^{0,957} \cdot 1,38^{0,11} \cdot (1 + 0,898)^{0,234} = 0,972 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$$

Różnica otrzymanego wyniku względem obliczonego na podstawie pomiarów $SNQ_{1990-2019}$ dla stacji Olsztyn-Kortowo wynosi $0,027 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$, czyli 2,68%:

$$\left(\frac{|0,999 - 0,972|}{0,999} \right) \cdot 100\% = 2,68\%$$

Uwzględniając średni błąd względny $\sigma_{SNQ} = 0,472$ oszacowania przepływu SNQ z równania regresji wyrażonego wzorem (III.22), rzeczywista wartość przepływu \overline{SNQ} z prawdopodobieństwem $P = 0,68$ (68%) zawiera się poniższym przedziale (III.24):

$$P[(SNQ - \sigma_{SNQ}SNQ) < \overline{SNQ} < (SNQ + \sigma_{SNQ}SNQ)] = 0,68$$

$$P[(0,972 - 0,472 \cdot 0,972) < \overline{SNQ} < (0,972 + 0,472 \cdot 0,972)] = 0,68$$

$$P[0,513 < \overline{SNQ} < 1,431] = 0,68$$

Tabela III.11. Przepływ SNQ dla stacji wodowskazowej Olsztyn-Kortowo na rzece Łyna oraz dane wykorzystane w obliczeniach.

SNQ ₁₉₉₀₋₂₀₁₉ w m ³ s ⁻¹	0,999
A – powierzchnia zlewni (wg MPHP) w km ²	566,98
W _g – wysokości działu wodnego w punkcie przecięcia się z osią suchej doliny rzeki Łyna (wg NMT) w m n.p.m.	170,7
W _d – wysokość przekroju obliczeniowego zamykającego zlewnię (wg NMT) w m n.p.m.	101,6
L – długość rzeki Łyna po przekrój obliczeniowy (wg MPHP) w km	48,67
l – długość suchej doliny powyżej źródła ciekłu (wg MPHP) w km	1,58
A _{j1} – powierzchnia zlewni Jeziora Barąg (wg MPHP) w km ²	4,11
A _{j2} – powierzchnia zlewni Jeziora Kielarskiego (wg MPHP) w km ²	6,73
A _{j3} – powierzchnia zlewni Jeziora Jełguńskiego (wg MPHP) w km ²	11,4
A _{j4} – powierzchnia zlewni Jeziora Ustrych (wg MPHP) w km ²	11,58
A _{j5} – powierzchnia zlewni Jeziora Ukiel (wg MPHP) w km ²	23,78
A _{j6} – powierzchnia zlewni Jeziora Kortowskiego (wg MPHP) w km ²	14,56
A _{j7} – powierzchnia zlewni Jeziora Łańskiego (wg MPHP) w km ²	436,8
SSq _p – średni z wielolecia odpływ jednostkowy pochodzący z zasilania podziemnego, wg mapy <i>Atlasu Hydrologicznego Polski</i> [1987] w l s ⁻¹ km ²	2,75 (jako środkowa wartość z przedziału 2,5 – 3,0)

C. Przykład obliczeniowy (Wzór Stachy dla obszarów położonych w Karpatach)

Do obliczeń zastosowano wzory III.22 i III.23:

$$SNQ = 2,613 \cdot 10^{-4} \cdot A^{1,068} \cdot SSq_p^{0,548} \cdot i_r^{0,350}$$

$$P[(SNQ - \sigma_{SNQ}SNQ) < \overline{SNQ} < (SNQ + \sigma_{SNQ}SNQ)] = 0,68$$

Obliczenia wykonano dla zlewni Stradomki (prawobrzeżnego dopływu Raby) zamkniętej stacją wodowskazową Stradomka (rys. III.15).

W tabeli III.12 podano powierzchnię zlewni Stradomki i przepływ SNQ obliczony na podstawie jednorodnych ciągów rocznych minimalnych przepływów NQ z okresu 1990-2019.

Tabela III.12. Przepływ SNQ i powierzchnia zlewni Stradomki.

Stacja wodowskazowa	SNQ ₁₉₉₀₋₂₀₁₉ (m ³ s ⁻¹)	Pow. zlewni MPHP A (km ²)
Stradomka	0,37	363,24

Dane obliczeniowe:

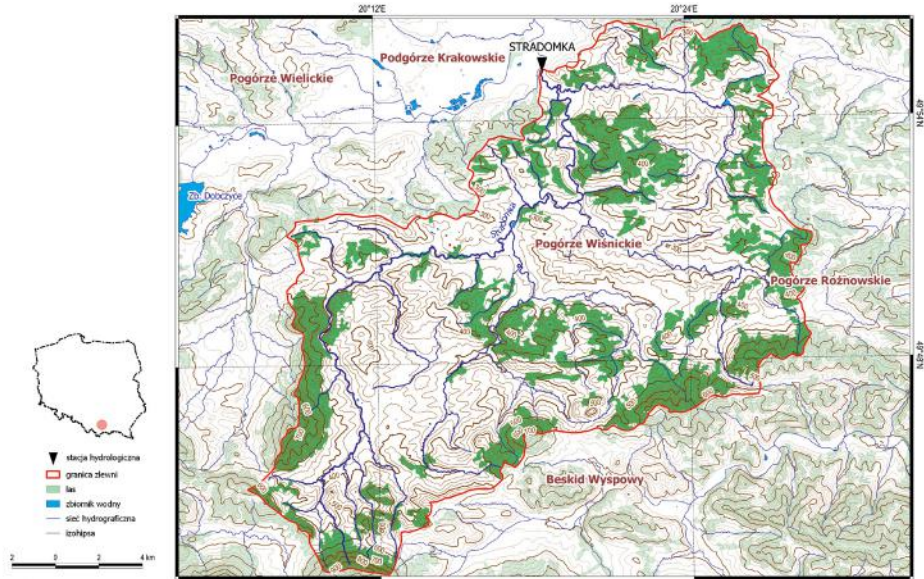
$$A = 363,24 \text{ (km}^2\text{)}.$$

$$SSq_p = 2,0 \text{ (l s}^{-1} \text{ km}^2\text{)}.$$

$$W_g = 997,9 \text{ (m n.p.m.)}.$$

$$W_d = 205 \text{ (m n.p.m.)}.$$

$$L + l = 46,231 \text{ (km)}.$$



Źródłem danych hydrograficznych jest Mapa Podziału Hydrograficznego Polski w skali 1:10 000 zrealizowana w ramach projektu pt. "Informatyczny system ochrony lasu przed nadmiernej zapalenia", współfinansowanego ze środków Europejskiego Funduszu Rozwoju Regionalnego w ramach 7. priorytetowego Programu Operacyjnego Innowacyjna Gospodarka, Narodowego Funduszu Ochrony Środowiska i Gospodarki Wodnej oraz budżetu państwa.

Rys. III.15. Położenie zlewni rzeki Stradomki.

Przepływ średni niski SNQ oblicza się ze wzoru (III.22):

$$SNQ = 2,613 \cdot 10^{-4} \cdot A^{1,068} \cdot SSq_p^{0,548} \cdot i_r^{0,350}$$

$$i_r = \frac{W_q - W_d}{L + l} = \frac{997,9 - 205}{46,231} = 17,2\text{‰}$$

$$SNQ = 2,613 \cdot 10^{-4} \cdot 363,24^{1,068} \cdot 2,0^{0,548} \cdot 17,2^{0,350} = 0,56 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$$

Różnica między otrzymanym powyżej wynikiem, a $SNQ_{1990-2019}$ obliczonym na podstawie pomiarów dla stacji wodowskazowej Stradomka wynosi $0,19 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$, a błąd względny jest równy 51,4%:

$$\left(\frac{|0,56 - 0,37|}{0,37} \right) 100\% = 51,4\%$$

Uwzględniając średni błąd względny $\sigma_{SNQ} = 0,318$ oszacowania przepływu SNQ z równania regresji wyrażonego wzorem (III.22), rzeczywista wartość przepływu \widehat{SNQ} z prawdopodobieństwem $P = 0,68$ (68%) zawiera się poniższym przedziale (III.23):

$$P[(SNQ - \sigma_{SNQ} SNQ) < \widehat{SNQ} < (SNQ + \sigma_{SNQ} SNQ)] = 0,68$$

$$P[(0,56 - 0,318 \cdot 0,56) < \widehat{SNQ} < (0,56 + 0,318 \cdot 0,56)] = 0,68$$

$$P[0,382 < \widehat{SNQ} < 0,738] = 0,68$$

III.2.2.2. Mapy obszarowego rozkładu średniego niskiego odpływu jednostkowego SN_q

Mapa SN_q wg Stachy i Biernata

A. Wymagane dane pomiarowe

Nie dotyczy

B. Opis metody obliczeniowej

B.1. Przyjęte założenia

Mapa średniego niskiego odpływu jednostkowego (rys. III.16) jest mapą wykonaną przez J. Stachy i B. Biernata i zamieszczoną w *Atlasie Hydrologicznym Polski* wydanym w 1987 roku.

B.2. Opis właściwy – procedura wykonania obliczeń

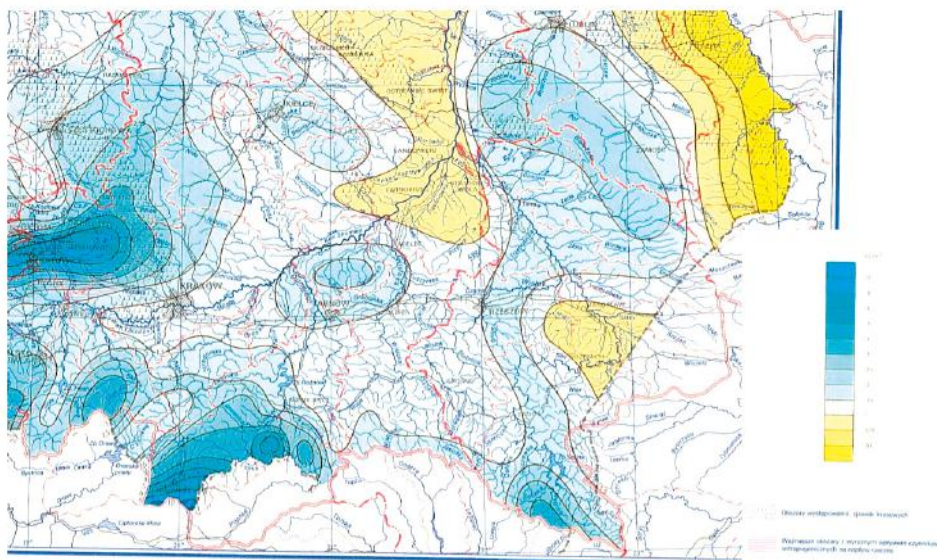
Dla wybranego obszaru zlewni należy odczytać z mapy (rys. III.16) średni niski odpływ jednostkowy.

B.3. Warunki stosowalności

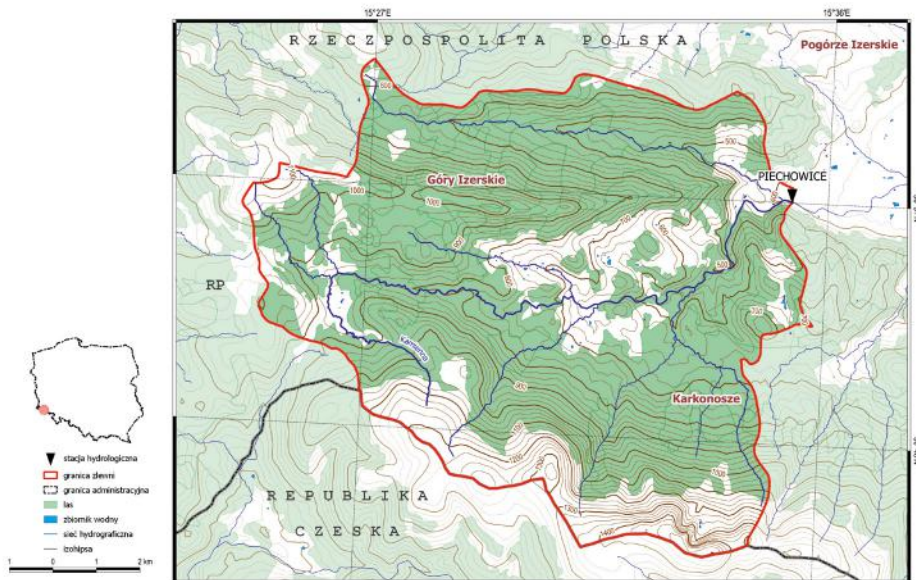
Przedstawiona w Atlasie Hydrologicznym Polski mapa w skali 1:500000 dla całego obszaru Polski prezentuje jedynie orientacyjne wartości średniego niskiego odpływu jednostkowego.

C. Przykład obliczeniowy

Oszacowanie wartości średniego niskiego odpływu jednostkowego SN_q na podstawie mapy z *Atlasu Hydrologicznego Polski* [1987] przeprowadzono dla zlewni rzeki Kamiennej – lewostronnego dopływu Bobru (rys. III.17). Powierzchnię zlewni do stacji wodowskazowej Piechowice i przepływ SN_q, obliczony na podstawie jednorodnego ciągu przepływów minimalnych rocznych NQ z okresu 1990-2019, podano w tabeli III.13.



Rys. III.16. Wycinek mapy średniego niskiego odpływu jednostkowego [Stachy, Biernat 1987].



Zródłem danych hydrograficznych jest Mapa Podziału Hydrograficznego Polski w skali 1:10 000 zrealizowana w ramach projektu pt. "Informatyczny system ochrony kraju przed nadzwyczajnymi zagrożeniami", współfinansowanego ze środków Europejskiego Funduszu Rozwoju Regionalnego w ramach 7. unijnej perspektywy Programu Operacyjnego Innowacyjna Gospodarka, Narodowego Funduszu Ochrony Środowiska i Gospodarki Wodnej oraz budżetu państwa.

Rys. III.17. Położenie zlewni rzeki Kamiennej (d. Bobru) do stacji wodowskazowej Piechowice.

Tabela III.13. Przepływ SNQ i powierzchnia zlewni Kamiennej do stacji wodowskazowej Piechowice.

Stacja wodowskazowa	SNQ ₁₉₉₀₋₂₀₁₉ (m ³ s ⁻¹)	Pow. zlewni MPHP A (km ²)
Piechowice	0,44	98,54

Oszacowanie wartości przepływu SNQ w przekroju Piechowice na podstawie mapy

Mapę średniego niskiego odpływu jednostkowego poddano procedurze georeferencji w aplikacji QGIS 3.14, która umożliwiła jej osadzenie w układzie współrzędnych.

Korzystając z właściwego narzędzia dostępnego w QGIS, ustalono środek ciężkości zlewni, dla którego odczytano wartość izorei SNq:

$$SNq = 5,0 \text{ l s}^{-1} \text{ km}^{-2} = 0,005 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$$

Wartość SNQ obliczono wg równania:

$$SNQ = SNq \cdot A$$

$$SNQ = 0,005 \cdot 98,54 = 0,49 \text{ m}^3\text{s}^{-1}$$

Różnica między otrzymanym powyżej wynikiem a SNQ₁₉₉₀₋₂₀₁₉ obliczonym na podstawie pomiarów dla stacji Piechowice wynosi 0,050 m³s⁻¹, a błąd względny wynosi 11,4%:

$$\left(\frac{|0,49 - 0,44|}{0,44} \right) \cdot 100\% = 11,4\%$$

Mapa izorei SNq

A. Wymagane dane pomiarowe

Nie dotyczy

B. Opis metody obliczeniowej

B.1. Przyjęte założenia

Mapa izorei średniego niskiego odpływu jednostkowego SN_q (rys. III.18) jest mapą wykonaną na podstawie danych hydrologicznych z okresu 1951-1985 i opublikowaną w *Zasadach obliczania przepływów średnich niskich rzek polskich* w 1991 roku. Przedstawia ona rozkład średnich niskich odpływów jednostkowych SN_q wyrażonych w l s⁻¹ km².

B.2. Opis właściwy – procedura wykonania obliczeń

W celu określenia średniego niskiego przepływu SN_Q w zlewni niekontrolowanej należy wykonać następującą procedurę obliczeniową:

1. Zlokalizować niekontrolowany przekrój na mapie topograficznej w skali 1:50000 lub 1:100000.
2. Wykreślić granice zlewni do przekroju obliczeniowego niekontrolowanego.
3. Określić powierzchnię zlewni niekontrolowanej A w km² do przekroju obliczeniowego.
4. Przenieść zaznaczoną zlewnię z mapy topograficznej na mapę izorei w skali 1:2000000 (rys. III.18) z zachowaniem skali.
5. Wyznaczyć geometryczny środek ciężkości zlewni niekontrolowanej i dla niego odczytać SN_q w l s⁻¹ km⁻² z mapy izorei interpolując liniowo.
6. Obliczyć średni niski przepływ $SNQ = SNq \cdot A \cdot 10^{-3}$ w m³s⁻¹.
7. Średni względny błąd przepływu SNQ określonego z mapy izorei wynosi $\sigma_{SNQ} = 0.344$, a rzeczywista wartość \overline{SNQ} mieści się z prawdopodobieństwem $P = 0,68$ w przedziale $(SNQ - \sigma_{SNQ}SNQ < \overline{SNQ} < SNQ + \sigma_{SNQ}SNQ)$.



Rys III.18. Mapa izorei SN_q wg *Zasad obliczania przepływów średnich niskich rzek polskich* [1991].

B.3. Warunki stosowalności

Przepływ SN_Q może być określany z mapy izorei tylko dla zlewni o powierzchni $A > 10$ km² w górach i o powierzchni $A > 50$ km² w pozostałej części Polski. Mapy izorei nie można wykorzystywać dla zlewni i odcinków rzek silnie zmienionych antropopresją (na mapie obszary zaznaczone szrafurą).

Wartości SNQ obliczone z mapy izorei dla zlewni z zniekształconym reżimem odpływu różnią się zasadniczo od wartości rzeczywistych.

C. Przykład obliczeniowy

Oszacowanie wartości średniego niskiego odpływu jednostkowego SNq na podstawie mapy izorei SNQ przeprowadzono dla zlewni rzeki Piława do stacji wodowskazowej Zabrodzie. Rzeka Piława jest prądostronnym dopływem rzeki Gwdy (rys. III.19).

Do obliczeń zastosowano wzór III.18: $SNQ = 10^{-3} \cdot SNq \cdot A$.

Przepływ SNQ dla stacji wodowskazowej Zabrodzie obliczono na podstawie ciągu pomiarowego NQ z okresu 1990-2019 i wraz z powierzchnią zlewni rzeki Piławy do przekroju obliczeniowego Zabrodzie zestawiono w tabeli III.14.

Tabela III.14. Przepływ SNQ i powierzchnia zlewni dla stacji wodowskazowej Zabrodzie na rzece Piława.

Stacja wodowskazowa	SNQ ₁₉₉₀₋₂₀₁₉ (m ³ s ⁻¹)	Pow. zlewni z MPHP A (km ²)
Zabrodzie	4,04	1399,00

Oszacowanie wartości przepływu SNQ w przekroju Zabrodzie

- Lokalizacja przekroju obliczeniowego na mapie topograficznej w skali 1:50000 (Mapa Podziału Hydrograficznego Polski, MPHP) za pomocą oprogramowania GIS.
- Wykreślenie granic zlewni Piławy do przekroju obliczeniowego Zabrodzie za pomocą oprogramowania GIS.
- Określenie powierzchni zlewni rzeki Piławy zamkniętej przekrojem obliczeniowym Zabrodzie za pomocą oprogramowania GIS.
- Wczytanie mapy izorei do odpowiedniego oprogramowania GIS z zachowaniem skali.
- Wyznaczenie za pomocą oprogramowania GIS geometrycznego środka ciężkości zlewni rzeki Piławy do przekroju Zabrodzie i dla niego odczytanie odpływu jednostkowego SNq w l s⁻¹ km⁻² z mapy izorei interpolując liniowo:

$$SNq = 3,0 \text{ l s}^{-1} \text{ km}^{-2}$$

- Obliczenie średniego niskiego przepływu SNQ wykorzystując równania (III.18):

$$SNQ = 10^{-3} \cdot SNq \cdot A$$

$$SNQ = 10^{-3} \cdot 3,0 \cdot 1399,0 = 4,197 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$$

Różnica między otrzymanym powyżej wynikiem a SNQ₁₉₉₀₋₂₀₁₉ obliczonym na podstawie pomiarów dla stacji Zabrodzie wynosi 0,157 m³s⁻¹ a błąd względny wynosi 3,89%:

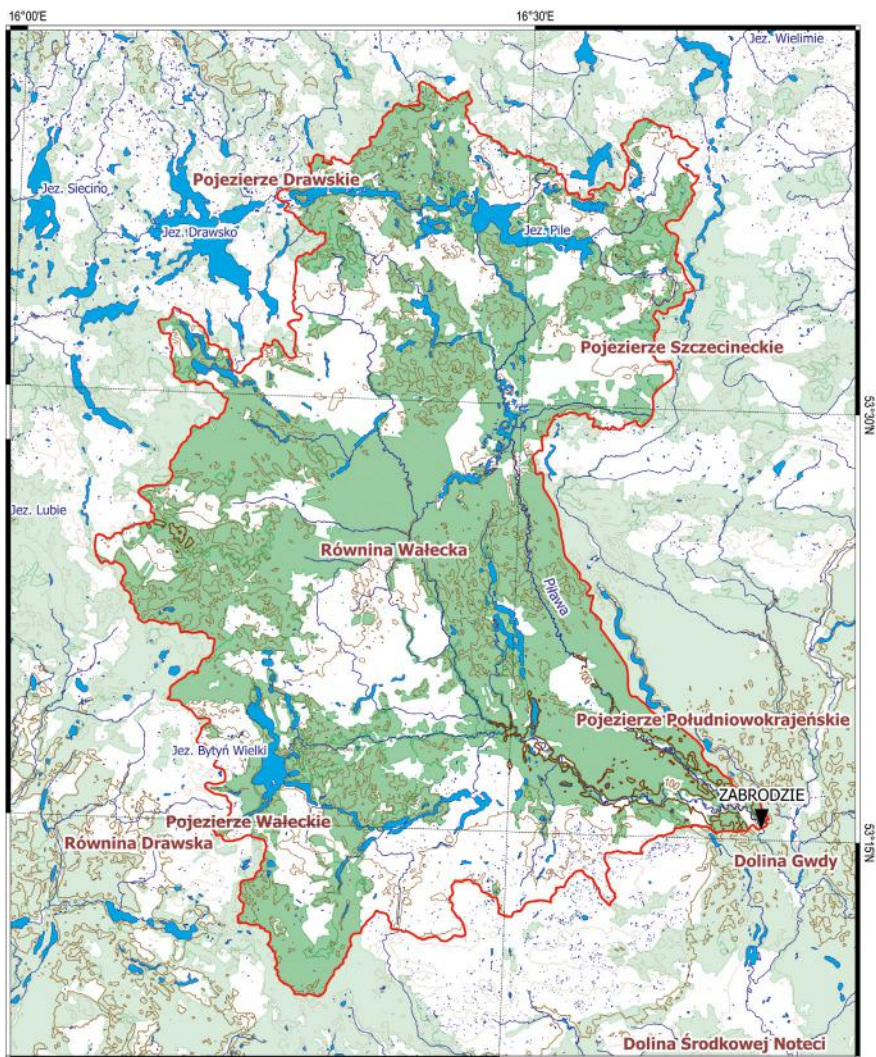
$$\left(\frac{|4,197 - 4,04|}{4,04} \right) \cdot 100\% = 3,89\%$$

Uwzględniając średni błąd względny z mapy izorei $\sigma_{SNQ} = 0,344$ oszacowania przepływu SNQ, wyrażonym wzorem (III.18), rzeczywista wartość przepływu \overline{SNQ} z prawdopodobieństwem $P = 0,68$ (68%) zawiera się poniższym przedziale:

$$P[(SNQ - \sigma_{SNQ} SNQ) < \overline{SNQ} < (SNQ + \sigma_{SNQ} SNQ)] = 0,68$$

$$P[(4,194 - 0,344 \cdot 4,194) < \overline{SNQ} < (4,194 + 0,344 \cdot 4,194)] = 0,68$$

$$P[2,751 < \overline{SNQ} < 5,637] = 0,68$$



4 0 4 8 km

- ▼ stacja hydrologiczna
- ▭ granica zlewni
- las
- zbiornik wodny
- sieć hydrograficzna
- izohipsa

Źródłem danych hydrograficznych jest Mapa Podziału Hydrograficznego Polski w skali 1:10 000 zrealizowana w ramach projektu pt. "Informatyczny system osłony kraju przed nadzwyczajnymi zagrożeniami", współfinansowanego ze środków Europejskiego Funduszu Rozwoju Regionalnego w ramach 7. osi priorytetowej Programu Operacyjnego Innowacyjna Gospodarka, Narodowego Funduszu Ochrony Środowiska i Gospodarki Wodnej oraz budżetu państwa.

Rys. III.19. Zlewnia rzeki Pilawy (d. Gwdy) do stacji wodowskazowej Zabrodzie.

Cytowana literatura

- Brzeziński J., 1996, Obiektywizacja doboru zlewni podobnej, *Gospodarka Wodna*, 6.
- Byczkowski A., 1979, Hydrologiczne podstawy projektów wodnomelioracyjnych, Państwowe Wydawnictwo Rolnicze i Leśne, Warszawa.
- Byczkowski A., 1996, *Hydrologia*, Tom II, Wydawnictwo SGGW, Warszawa, 356 s.
- Przykłady obliczeń hydrologicznych do opracowań wodno-melioracyjnych. Cz. II., 1971, Centralne Biuro Projektów Wodnych Melioracji w Warszawie, S. Popielarz-Deja (red.), Warszawa.
- Punzet J., 1980, Najniższy przepływ roczny i prawdopodobieństwo jego występowania w profilach niekontrolowanych, *Przegląd Geofizyczny*, XXV (2).
- Stachý J., Biernat B., 1987, Średni niski odpływ jednostkowy, [w:] *Atlas Hydrologiczny Polski*. Tom I, J. Stachý (red.), Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej, Wydawnictwa Geologiczne, Warszawa.
- Tyszewski S., Byczkowski A., 1996, Obliczanie przepływów w zlewniach niekontrolowanych z wykorzystaniem metody rozmytego prawdopodobieństwa, [w:] *Hydrologia u progu XXI wieku*, konferencja hydrologiczna, Mądralin k. Warszawy, 24-27 IX 1996.
- Zasady obliczania przepływów średnich niskich rzek polskich, 1991, Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej, J. Stachý (red.), Warszawa.

IV. SNQ W KONTEKŚCIE ZASOBÓW WÓD POWIERZCHNIOWYCH POLSKI

IV.1. Zasoby wód powierzchniowych

Cechą charakterystyczną zasobów wodnych jest ich losowość, co wiąże się z niepewnością dokładnego określenia wielkości tych zasobów oraz czasu i miejsca ich występowania. Zasoby wód powierzchniowych można przedstawiać poprzez:

- a) objętość masy wody przedstawianą w jednostkach objętości;
- b) wysokość warstwy odpływu w mm;
- c) średni odpływ jednostkowy w $l\ s^{-1}\ km^{-2}$;
- d) przepływy charakterystyczne (średni roczny SQ);
- e) przepływy o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia i nieosiągnięcia;
- f) ciągi przepływów (w postaci hydrogramów przepływu).

W przekrojach bilansowych zasoby wodne mogą być określane poprzez:

- wartości przepływów średnich dekadowych;
- wartości przepływów charakterystycznych (SSQ, SNQ, NNQ);
- wartości przepływów gwarantowanych.

Zasoby wodne wynikają z tak zwanego bilansu wodnego, na który składają się przychody i rozchody wody. Na przychód wpływają opady atmosferyczne i dopływ wód z zagranicy oraz wody zgromadzone w rzekach i jeziorach. Zasoby wody, to wody powierzchniowe w jeziorach, stawach, zbiornikach i wody płynące w rzekach, wody podziemne, tzn. wody znajdujące się pod powierzchnią ziemi, w strefie nasylenia i bezpośredniego kontaktu z podłożem i podglebiem oraz izolowane od nich wody nasycone rozmaitymi związkami chemicznymi (w tym także solanki) i wody głębinowe traktowane na świecie jako zasoby wód strategicznych umożliwiających przetrwanie w wypadku ziemskiego kataklizmu i skażenia wód na powierzchni ziemi i wód podziemnych, które co roku zasilane są w wielkości około 18% wodami powierzchniowymi przenikającymi w głąb ziemi. Na rozchód wody składa się parowanie, zużycie wody na potrzeby przemysłowe, komunalne i rolnicze oraz odpływ powierzchniowy i podziemny [Kaczmarek 1978; Gutry-Korycka 2017].

Obszar Polski leży głównie w zlewisku Morza Bałtyckiego, którego powierzchnia wynosi $1721233\ km^2$ (ok. 17% powierzchni kontynentu) i jest cztery razy większa niż obszar morza. W jego granicach znajduje się 14 państw, największy procent powierzchni zlewni przypada na Szwecję ($440\ tys.\ km^2$), następnie na Polskę, Rosję i Finlandię (razem ponad $300\ tys.\ km^2$). W niektórych krajach, jak Niemcy, Rosja, czy też Dania zlewisko rzek uchodzących do Bałtyku to jedynie niewielki procent powierzchni całego kraju. W przypadku Polski ponad 99,7% obszaru kraju obejmuje zlewisko Bałtyku. Przeważająca część terytorium Polski położona jest w granicach dorzeczy jej dwóch największych rzek – Wisły (54% powierzchni kraju) i Odry (34%). Sieć hydrologiczna Polski obejmuje także rzeki Przymorza uchodzące bezpośrednio do Bałtyku. Polska zaliczana jest generalnie do krajów o ubogich zasobach wodnych.

Suma opadów na terenie Polski w roku średnim wynosi nieco powyżej $600\ mm$ i waha się od $500-550\ mm$ w pasie nizin do około $1100\ mm$ w rejonach górskich i podgórskich. Po odjęciu ilości wody na vegetację i parowanie, średni odpływ roczny wynosi z terytorium Polski około $62\ km^3$ (lata 1951-2000), przy czym waha się on w granicach od $37,5\ km^3$ do $90\ km^3$ (uwzględniając w tym dopływ spoza obszaru kraju). Średnioroczne zasoby wód powierzchniowych w Polsce na podstawie bilansu średniego odpływu z wielolecia 1951-2000 według podziału na obszary rozkładają się następująco:

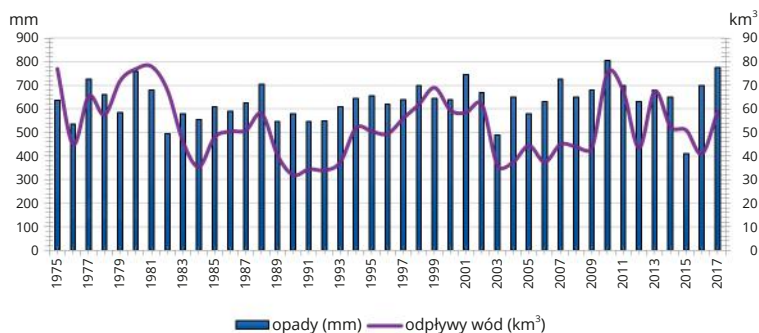
- dorzecze Odry – $18,5\ km^3$ (30%);

- dorzecze Wisły – 34,0 km³ (55%);
- dorzecza pozostałe – 9,8 km³ (15%).

Istniejące w Polsce zbiorniki retencyjne umożliwiają wyrównanie odpływu w granicach ok. 5,6%. Wyrównanie odpływu przez zbiorniki w poszczególnych dorzeczach kształtuje się następująco:

- dorzecze Odry – 5,7%;
- dorzecze Wisły – 7,0%;
- pozostałe dorzecza – 1,0%.

Opady i odpływy z obszaru Polski w latach 1975-2017 przedstawiono na rysunku IV.1.



Rys. IV.1. Opady i odpływy z obszaru Polski w latach 1975-2017.

Położenie geograficzne Polski i warunki klimatyczne powodują, że zasilanie opadowe jest znacznie mniejsze niż na obszarze zachodniej części kontynentu Europy.

Uwzględniając odpływ rzekami z obszaru Polski, na jednego mieszkańca przypada średnio 1660 m³ wody na rok (średnia krajów europejskich wynosi 4560 m³/rok). W latach suchych wskaźnik zasobów spada w przeliczeniu na mieszkańca do 1100 m³/rok, a w latach mokrych sięga 2600 m³/rok. Z krajów europejskich jedynie Malta i Belgia są pod tym względem mniej zasobne od Polski. Najbardziej deficytowy obszar, jeśli chodzi o zasilanie z opadu, to pas środkowej Polski. Na dużej części tego regionu występują jednak zasoby transgraniczne, czyli wody, które wpływają z południa Polski ciekami powierzchniowymi. Oprócz zmienności przestrzennej występuje również zmienność czasowa zasobów. W latach suchych mogą powstawać rozległe obszary z głębokim niedoborem wody. Przykładem może być rok 2003, kiedy średni roczny odpływ z terytorium Polski wyniósł 42 km³, a deficyty wody odczuwane były na powierzchni około 40% kraju. Zasoby wodne Polski obejmują zarówno zasoby własne, których źródłem są opady na obszarze naszego kraju, jak i zasoby pochodzące z dopływu wód spoza granic. W tym kontekście Polska jest krajem posiadającym rzeczywiste hydrograficzne granice, bowiem jedynie 13% zasobów pochodzi od jej sąsiadów.

Pod względem wartości odnawialnych zasobów całkowitych wód płynących (w mm) w latach 1994-2016, Polska w porównaniu z krajami Europy zajmuje 29 miejsce, pod kątem wartości całkowitych zasobów wód płynących (w m³ na mieszkańca) – 28 miejsce.

O wielkości zasobów nienaruszalnych rzek decyduje średni niski odpływ. Mówimy tutaj o zasobach gwarantowanych, a w odniesieniu do rzeki, do przepływu gwarantowanego, którego prawdopodobieństwo osiągnięcia lub przewyższenia wynosi 90-99% (jako zasób gwarantowany można także przyjąć przepływ 355-dobowy w najsuchszym roku z całego zestawu pomiarowego jakim dysponujemy).

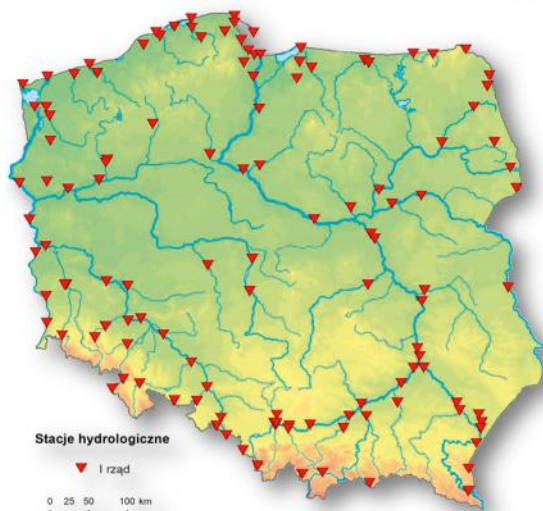
Długość sieci hydrograficznej Polski, tj. łącznie: rzek, potoków, strumieni, kanałów żeglownych i melioracyjnych, ocenia się na 98 tys. km. Najważniejszymi elementami polskiej sieci hydrograficznej są [Cygler, Miłaszewski 2008]:

- Wisła wraz z głównymi dopływami: Wisłoką, Sanem, Wieprzem, Pilicą, Narwią z Bugiem i Bzurą, o łącznej długości 3945 km, której powierzchnia dorzecza wynosi 194424 km² (w granicach Polski 168699 km², tj. ponad 50% powierzchni kraju).
- Odra wraz z głównymi dopływami: Nysą Kłodzką, Baryczą, Bobrem, Nysą Łużycką i Wartą z Notecią, o łącznej długości 2889 km, której powierzchnia dorzecza wynosi 118861 km² (w granicach Polski 106056 km² tj. ok. 34% powierzchni kraju).
- Rzeki Przymorza, a zwłaszcza Pasłęka, Reda i Wieprza.

IV.2. Pomiary i obserwacje

Pomiary i obserwacje prowadzone są na 864 stacjach wodowskazowych (w stacjach hydrologicznych od I do IV rzędu wraz z pomiarami limnologicznymi i hydrometrycznymi) w sposób ciągły, w zakresie i z częstotliwością właściwą dla danego rodzaju stacji, zgodnie z określonymi standardami WMO oraz wewnętrznymi procedurami i instrukcjami obowiązującymi w IMGW-PIB. Do podstawowych zadań należy też konserwacja, bieżące naprawy i usuwanie awarii, serwisowanie i rozbudowa sieci pomiarowo-obszaryjnej oraz systemu gromadzenia, przetwarzania i wymiany danych. Wyniki pomiarów i obserwacji są gromadzone, przetwarzane, przesyłane i archiwizowane w bazach danych.

Lokalizację stacji hydrologicznych I rzędu przedstawiono na rysunku IV.2.

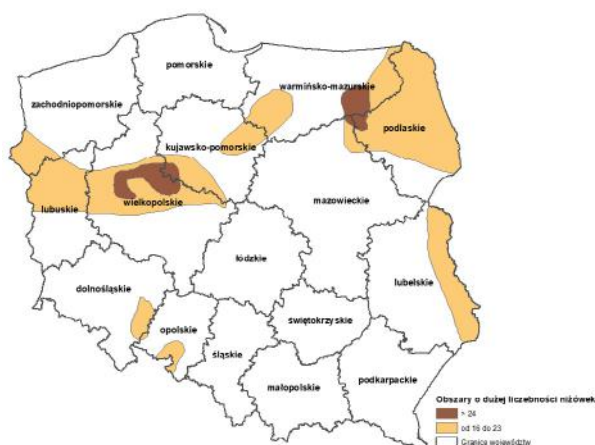


Rys. IV.2. Stacje hydrologiczne I rzędu sieci PSHM (dane IMGW-PIB).

IV.3. Obszary niedoboru wody i obszary niżówkowe

W Polsce niedobory wody obserwuje się głównie w okresie letnim. Jest to zazwyczaj związane z wysokim ciśnieniem powietrza i wyższą od wartości normalnych temperaturą. Liczba niżówek występujących w okresie obserwacji jest ważnym elementem wskazującym na zagrożenie obszaru suszą

hydrologiczną. Susza hydrologiczna jest trzecią fazą rozwojową suszy, następującą po suszy atmosferycznej i suszy glebowej. Susza hydrologiczna jest charakteryzowana przez niżówki przepływów rzecznych. Parametrami niżówek są m.in.: czas trwania, objętość niedoboru przepływu, przepływ minimalny. W latach 1851-1900 wystąpiło kilka okresów suszy, najdłuższym i obejmującym swoim zasięgiem cały kraj był okres od 1872 do 1876 roku. Lata 90. XIX wieku również należały do suchych. W XX wieku suchymi okresami charakteryzowały się lata 20. (w 1921 r. susze objęły swym zasięgiem cały kraj). W latach 1951-1990 wystąpiło kilka okresów suszy obejmujących Polskę lub znaczną jej część. Susze atmosferyczne wystąpiły w latach: 1951, 1953, 1954, 1959, 1963, 1964, 1969, 1976, 1982, 1983, 1989, 1992, 1994, 2002, 2005-2006 i swym zasięgiem objęły przeważający obszar kraju. Od kilku lat utrzymuje się susza w przeważającej części Polski, a jej szczególne nasilenie wystąpiło w 2015 i 2019 roku. W Polsce można wyróżnić obszary, które są potencjalnie zagrożone skrajnym niedoborem wody wynikającym z suszy hydrologicznej (rys. IV.3), aczkolwiek nie jest to zjawisko permanentne.



Rys. IV.3. Obszary o dużej liczebności wystąpienia niżówek w wieloletniu 1951-2000 szczególnie zagrożone wystąpieniem suszy (liczebność niżówek >15) [źródło: projekt KLIMAT, podzadanie 3.4].

IV.4. SNQ jako charakterystyka zasobów wodnych na przykładzie ostatniego dziesięciolecia (2010-2019)

Najczęściej używanymi w gospodarce wodnej charakterystykami zasobów wodnych są przepływy:

- charakterystyczne główne (NNQ, SNQ, SSQ, SWQ, WWQ);
- o określonym czasie trwania (Q_{NT});
- o określonym prawdopodobieństwie przekroczenia ($Q_{max p}$) oraz nieosiągnięcia ($Q_{min p}$);
- gwarantowane ($Q_{gw = p\%}$) o określonym prawdopodobieństwie pojawienia się.

Poniżej przedstawiono charakterystykę zasobów wodnych Polski w ostatnim dziesięcioleciu (lata hydrologiczne 2010-2019) ze szczególnym uwzględnieniem SNQ. W analizie wykorzystano dane Państwowej Służby Hydrologiczno-Meteorologicznej, dotyczące:

- odpływu całkowitego rzek Polski w latach 2010-2019;
- średniego rocznego i miesięcznego przepływu Wisły (profil Tczew) i Odry (profil Gozdowice) w latach 2010-2019;

- średniego dobowego przepływu Wisły (profil Warszawa) i Odry (profil Nowa Sól) w roku 2018 i 2019.

Zgodnie z klasyfikacją zasobności w wodę początek dekady hydrologicznej można zaklasyfikować do tzw. lat mokrych (2010 i 2011), natomiast w kolejnych latach występowały równie często lata przeciętne (2013, 2014, 2017, 2018) oraz suche (2012, 2015, 2016, 2019). Analiza rocznych odpływów wszystkich rzek Polski z ostatniej dekady hydrologicznej na tle odpływu średniego ($60,4 \text{ km}^3$) w wieloleciu 1951-2018 wykazuje, że ostatnie lata były zazwyczaj poniżej średniej (tab. IV.1).

Tabela IV.1. Odpływ całkowity rzek Polski w latach 2010-2019 i klasyfikacja zasobności w wodę [źródło: Biuletyn PSHM 2010-2019].

Rok hydrologiczny	Odpływ (km^3)	Klasa roku (przeciętny, suchy, mokry)
2010	93,1	mokry
2011	79,2	mokry
2012	48,5	suchy
2013	69,4	przeciętny
2014	55,1	przeciętny
2015	42,5	suchy
2016	42,8	suchy
2017	59,0	przeciętny
2018	58,1	przeciętny
2019	41,9	suchy

Odpływ dwóch głównych rzek Polski (Wisły mierzony w profilu zamykającym w Tczewie oraz Odry mierzony w profilu zamykającym w Gozdowicach) w latach 2010-2019 porównano ze średnim odpływem w wieloleciu 1951-2015, wynoszącym odpowiednio $1045 \text{ m}^3/\text{s}$ dla Wisły i $523 \text{ m}^3/\text{s}$ dla Odry. Sześciokrotnie (w latach hydrologicznych: 2012, 2014, 2015, 2016, 2018 i 2019) średni roczny przepływ Wisły był niższy od średniej wartości z wielolecia. Najniższy średni przepływ odnotowano w roku 2019 ($742 \text{ m}^3/\text{s}$). Dla Odry w Gozdowicach średni roczny przepływ był niższy od średniej z wielolecia siedmiokrotnie (w latach hydrologicznych: 2012, 2014, 2015, 2016, 2017, 2018 i 2019). Najniższy średni przepływ miał miejsce w roku 2019 ($300 \text{ m}^3/\text{s}$) (tab. IV.2).

Tabela IV.2. Średni roczny przepływ Wisły w Tczewie i Odry w Gozdowicach [źródło: Biuletyn PSHM 2010-2019].

Rok hydrologiczny	Średni roczny przepływ (m^3/s)	
	Wisła (Tczew)	Odra (Gozdowice)
2010	1729	740
2011	1370	688
2012	786	435
2013	1160	629
2014	993	405
2015	736	322
2016	753	313
2017	1057	459
2018	1029	454
2019	742	300

Na tle charakterystyk rocznych, średni miesięczny przepływ Wisły mierzony w profilu zamykającym w Tczewie był w ostatnim dziesięcioleciu niższy od wartości średniej z najniższych rocznych przepływów

w wieloleciu 1951-2015 (SNQ – 419 m³/s) tylko w czterech przypadkach. Tak niskie przepływy odnotowano w drugiej połowie dziesięciolecia, a dokładnie w sierpniu i wrześniu 2015 oraz 2019 roku (tab. IV.3). Zdecydowanie bardziej niekorzystna sytuacja hydrologiczna wystąpiła w dorzeczu Odry, gdzie w latach 2010-2019 średni miesięczny przepływ mierzony w profilu zamykającym w Gozdowicach był niższy od SNQ w wieloleciu 1951-2015 (246 m³/s) aż w dziewiętnastu przypadkach. Średnie miesięczne przepływy poniżej SNQ miały miejsce w drugiej połowie dziesięciolecia, w latach hydrologicznych: 2015 (czerwiec-październik), 2016 (październik, czerwiec, lipiec, wrzesień), 2018 (czerwiec-październik) i 2019 (listopad, lipiec-październik). Warto zauważyć, iż dwukrotnie odnotowano sześciomiesięczne okresy, w których średnie przepływy były niższe od SNQ (tab. IV.4).

Tabela IV.3. Średniomiesięczne przepływy Wisły w Tczewie w latach 2010-2019 [źródło: Biuletyn PSHM 2010-2019].

Miesiąc	Średniomiesięczny przepływ w roku hydrologicznym (m ³ s ⁻¹)									
	2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016	2017	2018	2019
listopad	1282	1354	587	678	787	702	527	1040	1620	530
grudzień	925	1431	627	555	887	678	692	1160	1660	576
styczeń	1065	2563	777	803	869	1018	592	865	1550	943
luty	918	2082	866	1500	1185	1032	1120	858	1510	1130
marzec	2529	1524	1366	1490	1234	1089	1450	1950	1130	1120
kwiecień	1917	1371	1260	2220	1026	1060	963	1310	1410	773
maj	2877	1030	914	1680	1480	801	853	1550	817	1070
czerwiec	3170	684	837	1860	1064	859	541	702	509	1160
lipiec	1106	1320	699	1190	932	458	510	608	654	446
sierpień	1479	1684	514	630	954	368*	584	530	628	401*
wrzesień	2201	782	459	590	751	328*	433	836	432	338*
październik	1276	613	522	723	741	439	768	1270	423	422

*przepływ poniżej wartości SNQ w wieloleciu 1951-2015 (419 m³s⁻¹).

Tabela IV.4. Średniomiesięczne przepływy Odry w Gozdowicach w latach 2010-2019 [źródło: Biuletyn PSHM 2010-2019].

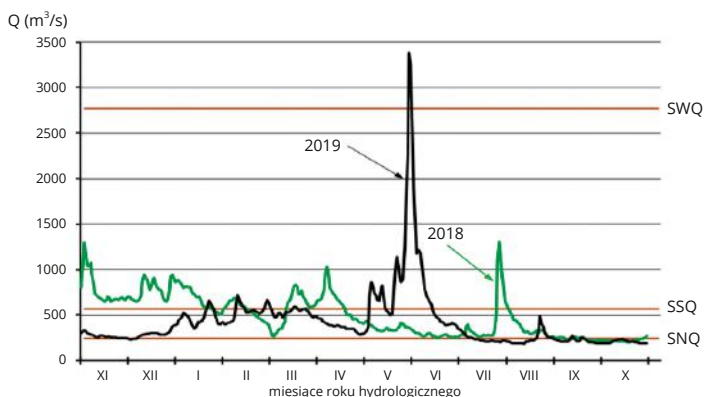
Miesiąc	Średniomiesięczny przepływ w roku hydrologicznym (m ³ s ⁻¹)									
	2010	2011	2012	2013	2014	2015	2016	2017	2018	2019
listopad	458	734	318	390	391	403	222*	397	718	225*
grudzień	454	947	353	437	439	350	265	490	720	257
styczeń	458	1412	555	551	453	524	303	454	839	440
luty	496	1134	566	778	454	494	369	401	759	473
marzec	1008	796	813	781	406	421	525	701	551	507
kwiecień	881	652	556	809	443	455	482	528	522	346
maj	929	461	424	746	440	311	323	628	347	334
czerwiec	1592	321	321	1070	459	235*	245*	313	227*	327
lipiec	429	440	413	794	286	200*	244*	295	208*	160*
sierpień	621	616	301	402	291	152*	265	361	179*	144*
wrzesień	701	397	299	365	384	146*	205*	383	171*	174*
październik	853	346	301	429	409	170*	312	553	202*	218*

*przepływ poniżej wartości SNQ w wieloleciu 1951-2015 (246 m³s⁻¹).

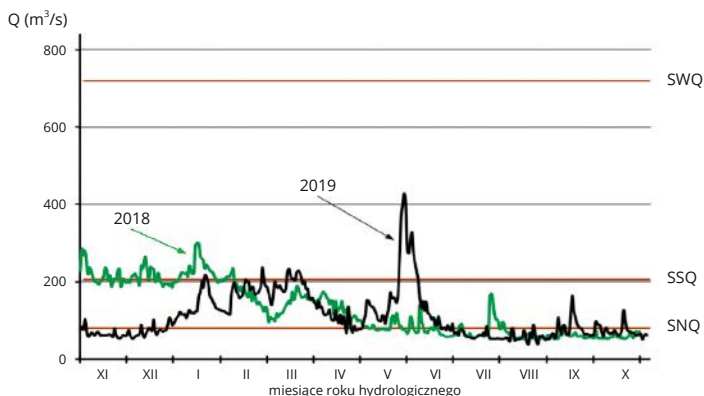
Zmiany sytuacji hydrologicznej w najsuchszym w omawianym dziesięcioleciu roku hydrologicznym 2019 (według klasyfikacji zasobności w wodę) wraz z porównaniem do roku hydrologicznego 2018, zostały przedstawione na hydrogramach przepływu Wisły w Warszawie (rys. IV.4) i Odry w Nowej Soli (rys. IV.5).

Na początku roku hydrologicznego 2019 średnie dobowe przepływy zarówno na Wiśle w Warszawie, jak i na Odrze w Nowej Soli były bardzo niskie. Na Wiśle wahały się w granicach SNQ, natomiast na Odrze były przeważnie poniżej tej wartości. W styczniu w obu przypadkach miał miejsce wzrost przepływu, a następnie w kwietniu ponowny spadek w okolicy SNQ. Następnie po majowych dużych wzrostach przepływu, nastąpiły ponowne spadki poniżej wartości SNQ. Od lipca do końca roku przepływy na obu rzekach wahały się w granicach SNQ (będąc często poniżej tej wartości).

Analiza dziesięciolecia hydrologicznego 2010-2019 wykazała, że zasoby wodne w pierwszej połowie danego okresu były znacznie większe niż w drugiej. Podział ten widać wyraźnie na przykładzie średniego miesięcznego przepływu Wisły (profil Tezew) i Odry (profil Gozdowice), kiedy to spadki poniżej wartości SNQ wystąpiły wyłącznie w latach 2015-2019. Warto również zauważyć, że ponad czterokrotnie częściej średni miesięczny przepływ poniżej SNQ odnotowywano na Odrze (profil Gozdowice), a okresy tak niskich przepływów trwały nawet pół roku.



Rys. IV.4. Hydrogram przepływu w roku 2019 (z porównaniem do roku 2018) na Wiśle w Warszawie [źródło: Biuletyn PSHM 2019].



Rys. IV.5. Hydrogram przepływu w roku 2019 (z porównaniem do roku 2018) na Odrze w Nowej Soli [źródło: Biuletyn PSHM 2019].

Cytowana literatura

Biuletyn Państwowej Służby Hydrologiczno-Meteorologicznej Rok 2010, IMGW-PIB, Warszawa.
Biuletyn Państwowej Służby Hydrologiczno-Meteorologicznej Rok 2011, IMGW-PIB, Warszawa.

Biuletyn Państwowej Służby Hydrologiczno-Meteorologicznej Rok 2012, IMGW-PIB, Warszawa.
Biuletyn Państwowej Służby Hydrologiczno-Meteorologicznej Rok 2013, IMGW-PIB, Warszawa.
Biuletyn Państwowej Służby Hydrologiczno-Meteorologicznej Rok 2014, IMGW-PIB, Warszawa.
Biuletyn Państwowej Służby Hydrologiczno-Meteorologicznej Rok 2015, IMGW-PIB, Warszawa.
Biuletyn Państwowej Służby Hydrologiczno-Meteorologicznej Rok 2016, IMGW-PIB, Warszawa.
Biuletyn Państwowej Służby Hydrologiczno-Meteorologicznej Rok 2017, IMGW-PIB, Warszawa.
Biuletyn Państwowej Służby Hydrologiczno-Meteorologicznej Rok 2018, IMGW-PIB, Warszawa.
Biuletyn Państwowej Służby Hydrologiczno-Meteorologicznej Rok 2019, IMGW-PIB, Warszawa.
Cygler M., Miłaszewski R. (red.), 2008, Materiały do studiowania ekonomiki zaopatrzenia w wodę i ochrony wód,
Fundacja Ekonomistów Środowiska i Zasobów Naturalnych, Białystok, 206 s.
Gutry-Korycka M., 2017, Zasoby wód płynących Polski, IMGW-PIB, Warszawa, 116 s.
IMGW-PIB, 2012, Wpływ zmian klimatu na środowisko, gospodarkę i społeczeństwo, Projekt KLIMAT, IMGW-
PIB, Warszawa.
Kaczmarek Z., 1978, Zasoby wodne Polski i zasady ich racjonalnego użytkowania, Nauka Polska, 8, 43-54.

WYBRANA BIBLIOGRAFIA UZUPEŁNIAJĄCA

- Adamowski K., 1998, Introduction to Applied Hydrology. A practical Manual, University of Ottawa, Department of Civil Engineering, Canada.
- Adamowski K., Ozga-Zielińska M., Ozga-Zieliński B., 1990, Niejednorodność zjawisk hydrologicznych – metody jej wykrywania, Seminarium Instytutu Inżynierii Środowiska, Politechnika Warszawska.
- Anderson R.L., 1942, Distribution of the serial correlation coefficient, *The Annals of Mathematical Statistics*, 13 (1), 1-13, DOI: 10.1214/aoms/1177731638.
- Bartoszyński R., 1974, J. Neyman, E. Scott: O odrzucaniu elementów odstających, *Roczniki Polskiego Towarzystwa Matematycznego. Seria III: Matematyka Stosowana*, 2 (3), 123-124, DOI: 10.14708/ma.v2i3.1077.
- Beard L.R., 1962, Statistical Methods in Hydrology, U.S. Army Engineer District, Corps of Engineers, Sacramento, California.
- Buishand T.A., 1981, The analysis of homogeneity of long-term rainfall records in the Netherlands, Scientific Report WR 81-7, KNMI, De Bilt.
- Buishand T.A., 1982, Some methods for testing the homogeneity of rainfall records, *Journal of Hydrology*, 58 (1-2), 11-27, DOI: 10.1016/0022-1694(82)90066-X.
- Buishand T.A., 1984, Tests for detecting a shift in the mean of hydrological time series, *Journal of Hydrology*, 73 (1-2), 51-69, DOI: 10.1016/0022-1694(84)90032-5.
- Byczkowski A., Mandes B., 1993, Obiektywna metoda oceny analogii hydrologicznej przy określaniu charakterystyk odpływu ze zlewni niekontrolowanych, *Wiadomości IMGW*, 37 (1).
- Chow V.T., 1964, Handbook of Applied Hydrology, McGraw-Hill Book Company, New York, 1495 s.
- Clarke R.T., 1994, Statistical Modelling in Hydrology, John Wiley & Sons, Chichester, England, 426 s.
- Dahmen E.R., Hall M.J., 1990, Screening of hydrological data: tests for stationarity and relative consistency, ILRI Publication No. 49, 58 s.
- Draper N.R., Smith H., 1973, Analiza regresji stosowana, Państwowe Wydawnictwo Naukowe, Warszawa, 459 s.
- Grubbs F.E., 1950, Sample criteria for testing outlying observations, *The Annals of Mathematical Statistics*, 21 (1), 27-58, DOI: 10.1214/aoms/1177729885.
- Grubbs F.E., 1969, Procedures for detecting outlying observation in samples, *Technometrics*, 11 (1), 1-21, DOI: 10.2307/1266761.
- Grubbs F.E., Beck G., 1972, Extension of sample size and percentage points for significance tests of outlying observations, *Technometrics*, 14 (4), 847-854, DOI: 10.2307/1267134.
- Herbst M., Dobrzyńska I., Fal B., Stachy J., Żelaziński J., 1970, Ocena zasobów wód powierzchniowych do projektu kompleksowego rozwoju systemu wodnego rzeki Wisły. PIHM, Warszawa.
- IAHS, 1993, Extreme Hydrological Events: Precipitation, Floods and Droughts, IAHS Publication No. 213, dostępne online [https://iahs.info/Publications-News/\(10.12.2021\)](https://iahs.info/Publications-News/(10.12.2021)),
- Kite G., 1989, Use of time series analysis to detect climatic change, *Journal of Hydrology*, 111 (1-4), 259-279, DOI: 10.1016/0022-1694(89)90264-3.
- Kot A., Szymkiewicz R., 2002, Uproszczone liniowe modele transformacji fali w korycie rzeczonym, Monografie Komitetu Gospodarki Wodnej PAN, 20, 109 s.
- Kottegoda M., Rosso R., 1998, Statistics Probability and Reliability for Civil and Environmental Engineers, McGraw-Hill Book Company, New York, 735 s.
- Kubrak J., 1998, Hydraulika techniczna. Wydawnictwo SGGW, Warszawa, 183 s.
- Kundzewicz Z.W., Robson A., 2000, Detecting Trend and Other Changes in Hydrological Data, WMO/TD, No. 1013, dostępne online [https://library.wmo.int/doc_num.php?explnum_id=4183\(10.12.2021\)](https://library.wmo.int/doc_num.php?explnum_id=4183(10.12.2021)).
- Lehmann E.L., 1959, Testing Statistical Hypotheses. John Wiley and Sons, Inc., New York, 388 s.
- Maidment D.R., 1993, Handbook of Hydrology, McGraw-Hill Book Company, New York, 1424 s.
- Metody i programy komputerowe wykrywania, testowania i uwzględniania statystycznej niejednorodności ciągów hydrologicznych występującej jako efekt antropopresji, 1990, Sprawozdanie CPBR 11.10-37.3.2, Instytut Inżynierii Środowiska, Politechnika Warszawska.
- Ozga-Zielińska M., Ozga-Zieliński B., 1991, Streamflow Regime Changes Caused By River Basin Development – Methods of Analysis, *Mitteilungsblatt Des Hydrographischen Dienstes In Osterreich*, Nr. 65/66, Wien.
- Ozga-Zielińska M., Ozga-Zieliński B., 1996, Uzyskiwanie informacji hydrologicznej w sytuacji braku ciągów pomiarowych przepływów, *Gospodarka Wodna*, 5.
- Ozga-Zieliński B., 1987, Badanie statystycznej niejednorodności ciągów pomiarowych, *Gospodarka Wodna*, 10.
- Ozga-Zieliński B., 1992, Wykorzystanie sekwencyjnego ilorazowego testu Walda do wyboru rozkładu prawdopodobieństwa, *Wiadomości IMGW*, 36 (4).
- Ozga-Zieliński B., 1994, Modification and application of Wald's sequential probability ratio test to the investigation of homogeneity of measurement series, *Annales Geophysicae, Part II, Supplement II to Volume 12, EGS*.
- Pilon P.J., Condie R., Harvey K.D., 1985, Consolidated Frequency Analysis Package CFA User Manual for Version 1 - DEC PRO SERIES, Water Resources Branch, Inland Waters Directorate Environment Canada, Ottawa.

- Przykłady obliczeń hydrologicznych do opracowań wodno-melioracyjnych. Część I, 1971, Centralne Biuro Studiów i Projektów Wodnych Melioracji, Materiały Pomocnicze, Nr 9/71, Warszawa.
- Punzet J., 1981, Empiryczny system ocen charakterystyk przepływów w karpackiej części dorzecza Wisły, Wiadomości IMGW, 28 (1-2).
- Punzet J., Czulał J., Duda J., Stochliński T., 1983, Zasoby wód powierzchniowych województwa miejskiego krakowskiego, Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej O/Kraków.
- Punzet J., Trylska-Siekańska D., 1992, Podstawy opiniotwórczej działalności Oddziału IMGW w Krakowie w zakresie hydrologii stosowanej, Wiadomości IMGW, 36 (3).
- Radczyk L., 1986, Zlewnia rolnicza jako system dynamiczny, Zeszyty Naukowe Akademii Rolniczej we Wrocławiu: Rozprawy, 57, 66 s.
- Riggs H.C., 1985, Steamflow Characteristics, Elsevier, Amsterdam-Oxford-NewYork-Tokio, 248 s.
- Sen Z., 1978, Autorun analysis of hydrologic time series, Journal of Hydrology, 36 (1), 75-85, DOI: 10.1016/0022-1694(78)90038-0.
- Sen Z., 1979, Application of the autorun test to hydrologic data, Journal of Hydrology, 42 (1), 1-7, DOI: 10.1016/0022-1694(79)90002-7.
- Soczyńska U., 1995, Modelowanie systemów naturalnych, WGiSR, Uniwersytet Warszawski, 59 s.
- Soczyńska U., 1997, Odpływ powierzchniowy, [w:] Hydrologia dynamiczna, U. Soczyńska U. (red.), Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa.
- Soczyńska U. (red.), 1993, Podstawy hydrologii dynamicznej, Wydawnictwa Uniwersytetu Warszawskiego, Warszawa, 386 s.
- Soczyńska U. (red.), 1997, Hydrologia dynamiczna, PWN, Warszawa, 410 s.
- Stachý J., 1991, Hydrologiczne aspekty ograniczenia zakresu stosowania pośrednich metod obliczania przepływu średniego niskiego, Wiadomości IMGW, 35 (1-4).
- Szymkiewicz R., 2000, Modelowanie matematyczne przepływów w rzekach i kanałach, PWN, Warszawa, 321 s.
- Szymkiewicz R., 2003, Metody numeryczne w inżynierii wodnej, Wydawnictwo PG, Gdańsk, 234 s.
- Szymkiewicz R., Gąsiorowski D., 2010, Podstawy hydrologii dynamicznej, WNT, Warszawa, 290 s.
- Tokarczyk T., 2010, Niżówka jako wskaźnik suszy hydrologicznej, IMGW, Warszawa, 164 s.
- Tyszewski S., Byczkowski A., Okruszko T., Mandes B., 1993, Teoria zbiorów rozmytych jako obiektywna podstawa oceny podobieństwa zlewni rzecznych, Wiadomości IMGW, 37 93).
- UNESCO, 1980, Casebook of methods for computation of quantitative changes in the hydrological regime of river basins due to human activities, Studies and Reports in Hydrology, 28, 330 s.
- Wałęga A., Młyński D., Kokoszka R., 2014, Weryfikacja wybranych metod empirycznych do obliczania przepływów minimalnych i średnich w zlewniach dorzecza Dunajca, Infrastruktura i Ekologia Terenów Wiejskich, II (3), 825-837, DOI: 10.14597/infraeco.2014.2.3.06.
- Węglarczyk S., 1998, Wybrane problemy hydrologii stochastycznej, Politechnika Krakowska, Kraków, 214 s.
- Węglarczyk S., 2010, Statystyka w inżynierii środowiska, Politechnika Krakowska, Kraków, 375 s.
- Więzik B., 2017, Hydrologia w operatach wodnoprawnych. Prezentacja, dostępne online <https://dooplayer.pl/109388096-Hydrologia-w-operatach-wodnoprawnych.html> (10.12.2021).
- Wilson E.M., 1983, Engineering Hydrology, Macmillan Education Ltd.
- WMO, 1988, Analyzing long time series of hydrological data with respect to climate variability, WMO/TD No. 224, dostępne online https://library.wmo.int/doc_num.php?explnum_id=9481 (10.12.2021).
- WMO, 1990, On the statistical analysis of series of observations, WMO No. 415, dostępne online: https://library.wmo.int/doc_num.php?explnum_id=1065 (10.12.2021).
- WMO, 2004, Trends in flood and low flow hydrological time series: report, WMO/TD No. 1241, dostępne online https://library.wmo.int/doc_num.php?explnum_id=9283 (10.12.2021).
- WMO, 2008, Manual on low-flow estimation and prediction, WMO-No.1029, Operational Hydrology Report No. 50, dostępne online https://library.wmo.int/doc_num.php?explnum_id=7699 (10.12.2021).
- Yevjevich V., 1972, Probability and Statistics in Hydrology, Water Resources Publications, Fort Collins, Colorado, 302 s.
- Yevjevich V., Jeng R.I., 1969, Properties of non-homogeneous hydrologic series. Hydrology Papers Colorado State University, 32, 33 s.
- Zasady planowania i projektowania systemów kanalizacyjnych w aglomeracjach miejsko-przemysłowych i dużych miastach, 1983, Instytut Kształtowania Środowiska, Warszawa.