



WYDAWNICTWO POLSKIEJ AKADEMII NAUK

MONOGRAFIE KOMITETU INŻYNIERII ŚRODOWISKA

vol. 176



WPŁYW ZMIAN KLIMATU NA GOSPODARKE WODNO-ŚCIEKOWĄ W ASPEKCIE BEZPIECZEŃSTWA ZDROWOTNEGO WODY

Redaktor
Beata Kowalska

LUBLIN 2021

**POLSKA AKADEMIA NAUK
KOMITET INŻYNIERII ŚRODOWISKA**

MONOGRAFIE

Nr 176

**WPŁYW ZMIAN KLIMATU NA
GOSPODARKE WODNO-ŚCIEKOWĄ
W ASPEKCIE BEZPIECZEŃSTWA
ZDROWOTNEGO WODY**

Redaktor
Beata Kowalska

LUBLIN 2021

Wydawnictwo Polskiej Akademii Nauk 2021

© Komitet Inżynierii Środowiska PAN
978-83-63714-75-8

Komitet Redakcyjny

prof. Anna Anielak
prof. Kazimierz Banasik
prof. January Bień
prof. Ryszard Błażejowski
prof. Michał Bodzek
dr hab. inż. Andrzej Bogdał
prof. Klaudia Borowiak
prof. Tadeusz Chmielniak
dr hab. inż. Tomasz Ciesielczuk
dr hab. Lidia Dąbek
dr hab. inż. Wojciech Dąbrowski
dr hab. inż. Zbysław Dymaczewski
prof. Magdalena Gajewska
dr hab. inż. Marta Gmurek - Członek AMU
prof. Marek Gromiec
prof. Katarzyna Ignatowicz
prof. Krzysztof Józwiakowski
prof. Katarzyna Juda-Rezler
prof. Radosław Juszczak

dr hab. inż. Tomasz Kałuża
dr. hab. inż. Agnieszka Karczmarczyk
prof. Piotr Koszelnik
dr hab. inż. Leszek Książek
prof. Hanna Obarska-Pempkowiak
prof. Małgorzata Pawłowska
prof. Krzysztof Pulikowski
prof. Czesława Rosik-Dulewska
dr hab. inż. Stanisław Rybicki
dr hab. inż. Izabela Sówka
prof. Mariusz Sojka
prof. Kazimierz Szymański
dr hab. inż. Tomasz Tymiński
prof. Józefa Wiater
prof. Mirosław Wiatkowski
prof. Tomasz Winnicki
prof. Maria Włodarczyk-Makuła
prof. Ewa Wojciechowska
prof. Irena Wojnowska-Baryła

Redaktor Naczelny

prof. Lucjan Pawłowski

Recenzent

prof. zw. dr hab. inż. Tomasz Winnicki

Druk

Soft Vision Mariusz Rajski
www.printone.pl

Spis treści

Słowo wstępne	5
<i>Beata Kowalska</i>	
Ocena wpływu zmian temperatury atmosferycznej na wielkość zużycia wody w wybranym mieście	9
<i>Beata Kowalska, Dariusz Kowalski, Edward Kozłowski, Marian Kwietniewski</i>	
Wpływ zmian klimatu na pracę systemów zaopatrzenia w wodę i odprowadzania ścieków	29
<i>Tadeusz Siwiec</i>	
Mikrozanieczyszczenia w środowisku wodnym wywołane czynnikami antropogenicznymi.....	47
<i>Maria Włodarczyk-Makula</i>	
Metody oceny ryzyka w procesie zarządzania eksploatacją systemów zaopatrzenia w wodę w obliczu zmian klimatu	67
<i>Izabela Zimoch</i>	
Możliwości wykorzystania ryzyka pogodowego w gospodarce wodnej	89
<i>Janusz Rak, Katarzyna Wartalska, Bartosz Kaźmierczak, Jakub Żywiec</i>	
Możliwość aplikacji matrycowych metody analizy ryzyka w gospodarce wodnej.....	109
<i>Janusz Rak, Barbara Tchórzewska-Cieslak, Katarzyna Pietrucha-Urbanik, Krzysztof Boryczko, Dawid Szpak, Izabela Piegdoń</i>	
Wybrane problemy wdrażania programów redukcji strat wody	127
<i>Wojciech Koral</i>	
Ocena wpływu wysokości opadów na ilość ścieków w wybranej sieci kanalizacji sanitarnej.....	147
<i>Beata Kowalska, Dariusz Kowalski, Edward Kozłowski, Marian Kwietniewski</i>	
Modele matematyczne kanalizacji deszczowej i ogólnospławnej oraz analiza ich wrażliwości i niepewności estymowanych parametrów	173
<i>Grzegorz Łagód, Bartosz Szelaąg, Dariusz Majerek, Zbigniew Suchorab</i>	

Zielona architektura i zagospodarowanie wody opadowej jako element strategii przeciwdziałania zmianom klimatycznym na obszarach zurbanizowanych	199
<i>Marcin K. Widomski, Anna Musz-Pomorska</i>	
Wieloaspektowe wykorzystanie retencjonowania wód opadowych w budownictwie jednorodzinym dzięki synergii wiedzy z wielu dziedzin.....	223
<i>Bożena Gil, Paweł Grajper, Arkadiusz Kolka, Adam Gil</i>	
Wykorzystanie ścieków szarych jako jedna z metod przeciwdziałania negatywnym skutkom zmian klimatycznych	245
<i>Małgorzata Iwanek, Paweł Suchorab</i>	

Słowo wstępne

Zmiany klimatu obserwowane w ostatnich latach na całym Świecie są coraz bardziej powszechne i intensywne. W Polsce od końca XIX wieku obserwuje się stopniowy wzrost średniej rocznej temperatury powietrza przy czym od ostatniej dekady XX wieku trend ten jest zdecydowanie wyraźniejszy. Efektem zmian klimatycznych są przede wszystkim zmieniające się w czasie dwa zjawiska – susze, intensywnie wpływające na ograniczenie zasobów wodnych oraz gwałtowne, krótkotrwałe opady deszczu i występujące po nich powodzie. Obydwa zjawiska destabilizują gospodarkę wodno-ściekową.

Skutki zmian klimatu przekładają się na dynamikę przemian zachodzących w ekosystemach wodno-lądowych, w tym zasobach wód powierzchniowych i podziemnych, z których część stanowi źródła zaopatrzenia w wodę przeznaczoną do spożycia przez ludzi. W okresach suszy często dodatkowo następuje wzrost temperatury wody, szybsze jej parowanie, skutkujące zaburzeniami cyku hydrologicznego. W konsekwencji opady deszczu stają się coraz bardziej nierównomierne i trudne do przewidzenia, zwiększa się także ich intensywność. Dodatkowo bezśnieżne zimy mają wpływ na ujemny bilans wodny oraz obniżenie poziomu wód gruntowych. Okresy suszy stanowią zagrożenie dla bezpieczeństwa ujęć wody ze względu na obniżenie stanu wód oraz wzrost stężenia zanieczyszczeń w nich zawartych. Wśród tych ostatnich zwracają uwagę pomijane dotychczas mikrozanieczyszczenia zaliczane do grup związków endokrynnie czynnych EDA/EDC.

Polska należy do krajów o najuboższych zasobach wodnych w Europie. Według badań Zakładu Hydrologii i Gospodarki Wodnej Uniwersytetu Łódzkiego, w naszym kraju na osobę przypada 1580 m³ wody na rok. Jest to wskaźnik 3 razy mniejszy od średniej europejskiej. Każde zaburzenie cyklu hydrologicznego może zatem powodować wymierne skutki dla bezpieczeństwa mieszkańców naszego kraju. Już teraz obserwowany jest wyraźny związek pomiędzy temperaturą a wielkością zużycia wody w systemach wodociągowych. Kluczowe stają się zatem działania zmierzające do ograniczenia skutków wpływu zmian klimatu na zasoby dyspozycyjne wód, poprzez zintegrowane działania we wszystkich sektorach gospodarki, począwszy do finansów, poprzez rolnictwo, energetykę, gospodarkę komunalną, turystykę, przemysł, zdrowie, a na edukacji kończąc. Zrównoważony rozwój społeczno-gospodarczy nie zostanie osiągnięty bez świata bezpiecznego dla wody i dbającego o jej ochronę (ang. *water security*) oraz bez wody bezpiecznej dla świata, a zwłaszcza jej konsumentów (ang. *water safety*). Najskuteczniejszym narzędziem ochrony systemów zaopatrzenia w wodę jest wdrażanie

procedur zarządzania ryzykiem w ramach Planu Ochrony Wody (POW, ang. *Water Security Plan*) i Planu Bezpieczeństwa Wody z (PBW, ang. *Water Safety Plan*). W efekcie przyjęcia przez Parlament Europejski i Radę Europy nowej dyrektywy 2020/2184 w sprawie jakości wody przeznaczonej do spożycia przez ludzi, zarządzanie ryzykiem eksploatacji systemów zaopatrzenia w wodę w państwach UE stało się faktem wynikającym wprost z istoty bezpieczeństwa dostaw wody, gwarantującym zachowanie zdrowia publicznego.

Ochrona i bezpieczeństwo zasobów wodnych wiąże się również z racjonalnym gospodarowaniem wodami opadowymi. Nowoczesne podejście do tego zagadnienia zmierza do decentralizacji sposobu zagospodarowania wód opadowych, czyli w miejscu ich powstania, a także przywrócenia naturalnej struktury bilansu wodnego, poprzez zwiększenie infiltracji wód opadowych do gruntu i zwiększenie ewapotranspiracji na terenach zurbanizowanych. Podstawowym zadaniem zrównoważonego gospodarowania wodami opadowymi na takim terenie, w świetle obserwowanych zmian klimatycznych, jest więc poprawa zaburzonego bilansu wodnego, zmniejszenie objętości i prędkości spływu powierzchniowego oraz obniżenie zapotrzebowania na wodę na cele bytowo gospodarcze. Powyższe zadanie spełniają pokrycia powierzchni terenu nawierzchniami wodoprzepuszczalnymi, zielone dachy oraz stosowanie instalacji przechwytywania wody deszczowej. Aby ograniczać zasięg wpływu zmian klimatu i nadmiernego uszczelnienia powierzchni terenów należy także rozwijać metody przewidywania niepożądanych zjawisk i przeciwdziałać im poprzez przygotowywanie planów rozwijania zielonej infrastruktury oraz odpowiednio dobranych i rozlokowanych zbiorników retencyjnych. W budynkach instalacje dualne stanowią techniczną możliwość poprawy bilansu wodnego poprzez zmniejszenie wielkości poboru wody oraz generowanych ścieków, co może być szczególnie istotne na obszarach doświadczanych przez okresowe susze i długotrwałe okresy niedoboru wody.

Prezentowana monografia zawiera przegląd prac badawczych poruszających zasygnalizowane powyżej problemy. Poszczególne rozdziały zostały opracowane przez naukowców z wiodących krajowych ośrodków naukowych takich jak Politechniki: Częstochowska, Lubelska, Rzeszowska, Śląska, Warszawska i Wrocławska oraz Uniwersytet Przyrodniczy w Lublinie, specjalizujących się w poruszanej tematyce. Przedstawione w monografii wyniki prowadzonych badań obejmują identyfikację i diagnostykę problemów gospodarki wodno-ściekowej oraz wybrane metody ich rozwiązywania na terenach zurbanizowanych. Wyniki te uwiadamiają jak duże i jednocześnie istotne dla zdrowia i bezpieczeństwa mieszkańców tych terenów jest zarysowane w monografii interdyscyplinarne pole badawcze. Wszyscy autorzy podkreślają potrzebę podjęcia kompleksowych badań nad problemem dostosowania szeroko

pojętej gospodarki wodno-ściekowej do postępujących zmian klimatu. Bez podjęcia pilnych, kompleksowych i zdecydowanych działań w tym kierunku, zapewnienie potrzeb i bezpieczeństwa, zarówno zdrowotnego jak również ekonomicznego, mieszkańców naszego kraju może okazać się niemożliwe już w niedługim czasie.

Lublin, 20.09.2021 r.

Beata Kowalska

Ocena wpływu zmian temperatury atmosferycznej na wielkość zużycia wody w wybranym mieście

Beata Kowalska¹, Dariusz Kowalski¹, Edward Kozłowski², Marian Kwietniewski³

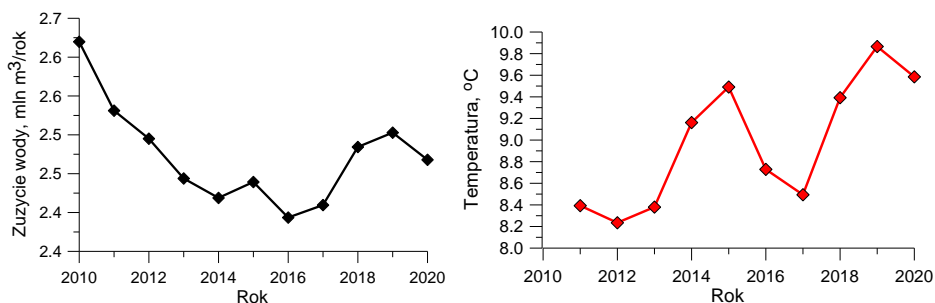
¹ Katedra Zaopatrzenia w Wodę i Usuwania Ścieków, Wydział Inżynierii Środowiska, Politechnika Lubelska, Lublin

² Katedra Metod Ilościowych w Zarządzaniu, Wydział Zarządzania, Politechnika Lubelska, Lublin

³ Zakład Zaopatrzenia w Wodę i Odprowadzania Ścieków, Wydział Instalacji Budowlanych, Hydrotechniki i Inżynierii Środowiska, Politechnika Warszawska, Warszawa

1. Wstęp

Postępujące zmiany klimatyczne powodują szereg problemów z funkcjonowaniem systemów wodociągowych. Jednym z najpoważniejszych jest zmiana ilości wody zużywanej przez jej odbiorców. Od trafnego przewidywania zmian tego zużycia zależy prawidłowość funkcjonowania oraz sterowania pracą systemów wodociągowych. W procesie przewidywania ważna jest identyfikacja czynników wpływających na wielkość zużycia wody. Jednym z najważniejszych wydaje się temperatura atmosferyczna, której stopniowy wzrost obserwowany jest w ostatnim dziesięcioleciu. Na rysunku 1 przedstawiono porównanie rocznej objętości zużycia wody ze średnią temperaturą atmosferyczną w wybranym mieście.



Rys. 1. Roczna wielkość zużycia wody (po lewej) oraz średnia roczna temperatura atmosferyczna (po prawej) w wybranym mieście, w latach 2010–2020

Przedstawione na rysunku 1 porównania można wykorzystywać dla celów przygotowywania planów modernizacji ujęć i stacji uzdatniania wody. Nie są one jednak przydatne dla celów prognozowania krótkookresowego, najbardziej przydatnego dla celów sterowania pracą systemów wodociągowych. Konieczne zatem jest wykorzystywanie bardziej szczegółowych danych obejmujących okresy godzinowe lub co najwyżej dobowe. W prezentowanym artykule przedstawiono próbę określenia wpływu dobowych zmian temperatury na wielkość zużycia w ujęciu godzinowym.

Prognozowanie zapotrzebowania na wodę stanowi jedno z kluczowych zadań przedsiębiorstw wodociągowych ukierunkowanych na zapewnienie odpowiednich standardów i ekonomiki jej dostawy (Zhou i inni, 2002; Marno i inni, 2013). Wykorzystywane są w tym celu różnego typu metody i modele prognostyczne. Uzyskane za ich pomocą dane prognostyczne są następnie wykorzystywane do zarządzania i sterowania pracą systemów wodociągowych, a także stanowią podstawę do podejmowania decyzji o modernizacji systemów jako całości (Fontanazza i inni, 2014; Tirwari i Adamowski 2015). Wiedza o wielkości i zmianach w czasie poboru wody przez odbiorców jest niezbędna do budowy komputerowych modeli symulacyjnych odzwierciedlających warunki hydrauliczne pracy sieci wodociągowych. Zwykle takie symulacje realizowane są przy założeniu uśrednionych wartości tego poboru, zarówno w czasie jak i przestrzeni. Wzorce zmian poboru powstają poprzez uśrednianie danych pomiarowych obejmujących poszczególne grupy konsumentów. Pomiary takie realizowane są z określonym krokiem czasowym, najczęściej jednej godziny. Od prawidłowości określenia zarówno wielkości jak i wzorca zmian poboru zależy przydatność modeli symulacyjnych do dodatkowych działań eksploatacyjnych, takich jak identyfikacja i kontrola wycieków czy optymalizacja zużycia energii elektrycznej przez agregaty pompowe w stacjach wodociągowych (Iwanek i inni, 2016; Klempous i inni, 1997; Odan i Reis, 2012).

W literaturze istnieją liczne przykłady rozwiązań optymalizujących proces zaopatrzenia w wodę. Ich wielość świadczy o złożoności tego problemu i wskazuje na konieczność dalszego poszukiwania zweryfikowanych metod prognozowania zapotrzebowania na wodę, jako kluczowego elementu procesu optymalizacji. Na przykład w pracy Loska i innych (Loska i in., 2016) przedstawiono dwa podsystemy – prognostyczny i nadążny, które tworzą zintegrowany system sterowania i zarządzania zaopatrzeniem w wodę. Opracowanie modeli prognostycznych nie jest łatwym zadaniem ze względu na złożony, deterministyczny i losowy charakter poboru wody (House-Peters i Chang, 2011). Modele takie mogą odnosić się do różnego interwału czasowego w zależności od celu ich stosowania (Bakker i inni, 2003). Prognozy

krótkoterminowe, generowane z wyprzedzeniem od jednej do kilku godzin, zwykle stosowane są w algorytmach do symulacji bieżącej pracy systemu dystrybucji wody i opracowania optymalnej strategii gospodarowania wodą w procesie jej dostawy (Herrera i inni, 2010; Siwoń i inni, 2005). Najczęściej wykorzystywane są tu godzinowe przedziały/kroki czasowe, choć znane są także przykłady zastosowania przedziałów krótszych (Bakker i inni, 2013). Prognozy mogą także odnosić się do przepływów jedno i wielodobowych jeśli celem prognozowania jest sterowanie i zarządzanie ujęciami wody czy zbiornikami retencyjnymi. W większości systemów wodociągowych konieczne jest także uwzględnianie dłuższych horyzontów prognostycznych np. sezon letni i zimowy (Łoska, 2017). W procesie planowania i projektowania modernizacji kosztownej infrastruktury wodociągowej stosowane są prognozowanie o horyzoncie jeszcze dłuższym, czasem kilku lub kilkunastoletnim. Dodatkowo w modelach prognostycznych uwzględniane są także czynniki zewnętrzne takie jak temperatura czy wysokość opadów atmosferycznych (Adamowski i inni, 2012; Boguadis i inni, 2005; Jain i inni, 2001; Behboudia i inni, 2014).

Biorąc pod uwagę różnorodność, modele prognozowania zapotrzebowania na wodę mogą być klasyfikowane według różnych kryteriów, z których jednym jest podział na modele liniowe i nieliniowe (Zhang, 2001). Powszechnie używane modele liniowe obejmują analizę jednowymiarowych szeregów czasowych oraz modele autoregresyjnej zintegrowanej średniej ruchomej (ARIMA) (Ahmoud, 2008; Hughes, 1980; Maidment i inni, 1985; Zhou i inni, 2000). Modele te są szeroko stosowane ze względu na łatwość zastosowania w działalności operacyjnej przedsiębiorstw wodociągowych. Metody ukierunkowane na prognozowanie szeregów czasowych godzinowego zużycia wody (ARIMA, wygładzanie wykładnicze szeregów czasowych) są także popularne ze względu na wykorzystywanie łatwo dostępnych danych historycznych. Pozwalają także na uwzględnienie dodatkowych czynników zewnętrznych (Voitcu i Wong, 2006). Autoregresywne zintegrowane modele średniej ruchomej (ARIMA) odzwierciedlają statyczne i dynamiczne własności szeregu stacjonarnego i niektóre klasy szeregów niestacjonarnych, interpretowanych jako tzw. biały szum przechodzący przez dyskretny, skończenie wymiarowy filtr liniowy. Mogą być one używane do bieżących i krótkoterminowych prognoz szeregów czasowych zużycia wody, jednak uzyskiwana za ich pomocą dokładność prognoz jest często niezadowalająca. Dokładność tą można poprawić stosując przekształcanie surowych danych przez transformatę Fouriera (Siwoń i inni, 2005).

Powszechnie stosowane nieliniowe metody prognozowania zapotrzebowania na wodę obejmują: nieliniowe modele regresji, modele bilinearne, progowe modele autoregresyjne, modele oparte na sztucznych sieciach neuronowych

(SSN), logikę rozmytą, rozszerzone filtry Kalmana, algorytmy genetyczne, oraz drzewa modelowe (Tiwari i Adamowski, 2015; Adamowski i inni, 2012; Boguadis i inni, 2005; Jain i inni, 2001; Brunett i inni, 2013; Cutore i inni, 2008; Nasser i inni, 2011). W ostatnim czasie rośnie popularność wykorzystania sztucznych sieci neuronowych. Mogą być one wykorzystywane do analizy wielu zmiennych jednocześnie, stąd przy ich użyciu możliwe jest opracowanie modelu predykcyjnego nawet w wyjątkowo złożonych systemach wodociągowych. Do wad sieci neuronowych należy jednak zaliczyć trudności w określeniu ich prawidłowej struktury, długi czas uczenia i brak jednoznacznej interpretacji (Zhou i inni, 2002; Tiwari i Adamowski, 2015; Herrera i inni, 2010; Benetti i inni, 2013).

Wśród wielu nowych wielowymiarowych metod regresji, szczególną uwagę należy zwrócić na regresję wektora nośnego (SVR) (Msiza i inni, 2007; Trzęsiok, 2013). Nieliniowość tej metody wynika z faktu, że dane pomiarowe zawarte w zbiorze uczącym są przekształcane do nowej przestrzeni przez przekształcenie nieliniowe. Jedną z zalet tej metody polega na tym, że nie wymaga ona udziału użytkownika w celu weryfikacji założeń dotyczących dystrybucji zmiennych diagnostycznych. Zastosowanie tej metody umożliwia: zmniejszenie błędów prognoz opartych o dane testowe. Ponadto metoda ta jest odporna na tzw. szumy występujące w zbiorze danych uczących. Niestety proces realizacji obliczeń jest w dużym stopniu zautomatyzowany (zbliżony do modelu „czarnej skrzynki”), a uzyskane wyniki mogą być tylko w niewielkim stopniu interpretowane. Etapy procesu uczenia się i walidacji wymagane do strojenia danych są tutaj również złożone (Banicescu i inni, 2011; Tu-Qiao, 2006).

Fontanazza i inni (2014) zaproponowali na podstawie metody prognozowania model dzielenia regresyjnego na 4 kategorie: analiza regresyjna, analiza szeregów czasowych, wykorzystanie sztucznej inteligencji i modele stochastyczne. Modele szeregów czasowych mogą zawierać składniki długoterminowe, cykliczne i krótkoterminowe. Sztuczna inteligencja obejmuje sztuczną sieć neuronową (ANN), logikę rozmytą i modele agentowe. W ostatnich latach skutecznie wykorzystywano także modele hybrydowe oparte na wcześniej opracowanych metodach: np. wektor wsparcia metody regresji oparty na szeregach czasowych Fouriera, zaproponowana przez Brentana i innych (2016). Z kolei Romano i Kapelan (2014) zaproponowali nową metodę prognozowania zapotrzebowania na wodę na podstawie analizy szeregów czasowych i ewolucyjnych sztucznych sieci neuronowych (EANN). Przegląd metod modelowania zużycia wody w różnych przedziałach czasowych podali również Qi i Chang (2011) oraz House-Peters i Chang (2011). Wielość metod prognozowania zapotrzebowania na wodę wskazuje na złożoność i znaczenie problemu. Należy zauważyć, że jak dotychczas, brak metody uniwersalnej, którą

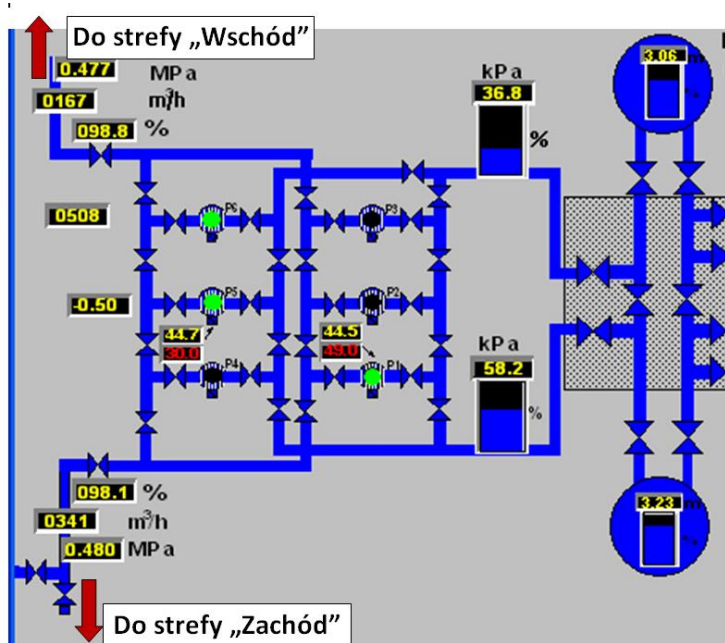
można by zastosować do każdego systemu zaopatrzenia w wodę. Dodatkowo nie można wskazać metody, którą można uznać za referencyjną w stosunku do innych metod. W związku z powyższym konieczne jest kontynuowanie badań nad metodami prognozowania. Szczególnym wyzwaniem jest tutaj zarówno umiejętne wykorzystanie danych historycznych poboru wody, jak również uwzględnianie czynników zewnętrznych takich jak temperatura otoczenia czy wysokość opadów.

W niniejszym artykule zaproponowano rozwiązanie przeznaczone do prognozowania krótkoterminowego. Przedstawiono dwie metody prognozowania godzinowego zużycia wody, zastosowane w rzeczywistym systemie wodociągowym. Metody te oparto o analizę trendów oraz analizę harmoniczną. Analiza trendów zakłada, że każdy okres (cykl) zawiera poszczególne fazy i polega na wyznaczeniu parametrów modelu dla każdej fazy cyklu. Natomiast analiza harmoniczna opiera się na założeniu, że szereg czasowy składa się z fal sinusoidalnych i cosinusoidalnych o różnych częstotliwościach, które są znane jako harmoniczne. Dla każdej z powyższych metod przebadano zależności pomiędzy parametrami strukturalnymi faz cyklu i poszczególnych harmonicznymi w funkcji temperatury otoczenia. Identyfikacja parametryczna została wykonana z wykorzystaniem metody najmniejszych kwadratów. W końcowym etapie, na podstawie prognozowanej średniej temperatury otoczenia opracowano prognozy godzinowego zużycia wody na kolejny miesiąc.

2. Dane modelowe

Obserwacja przebiegu procesu technicznego, fizycznego lub ekonomicznego, oparta jest zwykle na odczytach i rejestracji wartości parametrów, które opisują ten proces. Powstaje w ten sposób baza danych wejściowych. Obecnie, w przypadku systemów wodociągowych widoczny jest znaczący rozwój zarówno technik, jak i metod monitoringu, wraz z rozwiązaniami które zapewniają elektroniczną rejestrację danych pomiarowych. Zebrane w ten sposób dane surowe wymagają jednak odpowiedniego przetwarzania, aby mogły być wykorzystane w procesie wnioskowania w zakresie podejmowania decyzji dotyczących optymalnego zarządzania infrastrukturą techniczną (Hazen i inni, 2014; Kosicka i inni, 2015; Mazurkiewicz, 2014). Przetwarzanie to najczęściej realizowane jest przez odpowiedni model matematyczny, który mógłby opisać, tak dokładnie jak to możliwe, badane zjawisko lub proces technologiczny. Zachowanie systemu jest zwykle modelowane przez proces stochastyczny z czasem dyskretnym, znany jako szeregi czasowe (Kozłowski, 2015). Głównym zadaniem jest tutaj identyfikacja nielosowych składowych i zaburzeń wewnętrznych w szeregu.

Jako obiekt badań przyjęto rzeczywisty system zaopatrzenia w wodę 50 tysięcznego miasta. Ujęcie wody zapewnia 7 studni głębinowych o wydajności 51, 131, 150, 3 180 i 210 m³/h. Wydobyta woda kierowana jest bez oczyszczania do dwóch połączonych równolegle i współpracujących ze sobą zbiorników zapasowo-wyrównawczych, każdy o pojemności 1500 m³, skąd dwoma przewodami kierowana jest do przepompowni, która zaopatruje sieć dystrybucyjną. Schemat technologiczny układu zbiorniki-pompownia przedstawiono na rysunku 2.



Ry. 2. Schemat technologiczny układu zbiorniki-pompownia – zrzut z ekranu systemu SCADA

Przepompownia wyposażona jest w sześć pomp KSB-Etanom M80-200 M11, każda o wydajności 180 m³/h i pompuje wodę do sieci wodociągowej dwoma rurociągami, doprowadzając wodę do dwóch stref: „Wschód” i „Zachód”. Strefowanie zostało wprowadzone ze względu na zróżnicowanie topograficzne terenu miasta. Strefa „Zachodnia” jest większa i pobiera 1,7 razy więcej wody niż „Wschodnia”. Brak znaczących różnic między strefami pod względem rodzaju odbiorców. Obecne w mieście duże zakłady przemysłowe

posiadają własne ujęcia i niezależny od miasta system zaopatrzenia w wodę. Ilość wody podawanej do sieci dystrybucyjnej mierzona jest z krokiem 1 minutowym, za pomocą dwóch przepływomierzy elektromagnetycznych zlokalizowanych na wyjściach z pompowni. Wskazania przepływomierzy stanowią podstawę określenia globalnego zużycia wody zarówno w każdej strefie zaopatrzenia, jak i w całym mieście. Wykorzystane w artykule dane pomiarowe obejmują okres dwóch miesięcy (1 lipca 2015 – 31 sierpnia 2015). Dodatkowo dane te zostały przypisane do dwóch kategorii: dni powszednie i weekendy. Dane obejmujące pierwszy miesiąc służyły do identyfikacji niezbędnych parametrów wykorzystanych modeli predykcyjnych, natomiast dane z drugiego miesiąca wykorzystano do sprawdzenia dokładności uzyskanych wyników predykcyjnych. Sprawdzenie realizowano jako porównanie wyników pomiarowych z obliczeniowymi. Zestaw danych wykorzystywanych w obliczeniach uzupełniają wartości średniej temperatury dobowej, udostępnione w domenie publicznej przez Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej.

3. Analiza trendów

Analiza trendów polega na identyfikacji okresowej zmienności (wszystkich faz cyklu) występującej w szeregach czasowych (Kozłowski, 2015; Zeliaś, 2004). Parametry nielosowe funkcji występujących w poszczególnych fazach cyklu określa się głównie za pomocą metody najmniejszych kwadratów lub metody najwyższej niezawodności. W przypadku prognozowania poboru wody analiza godzinowego jej zużycia opiera się na założeniu, że cykl (dzień) zawiera 24 fazy godzinowe. Dlatego, aby zrealizować identyfikację parametrów modelu badany szereg czasowy $\{X_i\}_{1 \leq i \leq N}$ dzieli się na 24 podserie:

$$\begin{aligned} \{X_1^k\}_{1 \leq k \leq T} &= \{X_1, X_{25} \dots X_{24(T-1)+1}\} \\ \{X_2^k\}_{1 \leq k \leq T} &= \{X_2, X_{26} \dots X_{24(T-1)+2}\} \\ &\dots \\ \{X_{24}^k\}_{1 \leq k \leq T} &= \{X_{24}, X_{48} \dots X_{24T}\} \end{aligned} \quad (1)$$

gdzie X_j^k oznacza zużycie wody od godziny j-1 do godziny j dnia k dla $1 \leq j \leq 24$ i $1 \leq k \leq T$ (założono, że $24T = N$).

W dalszej kolejności, za pomocą wielomianu pierwszego rzędu, modelowane jest zachowanie każdej fazy serii, przy czym zakłada się, że elementy serii $\{X_1^k\}_{1 \leq k \leq 31}$ dla fazy $1 \leq j \leq 24$ spełnia równanie:

$$x_j^k = \alpha_0^j + \alpha_1^j t_k + \epsilon_j^k \quad (2)$$

gdzie: α_0^j i α_1^j oznaczają wyraz wolny i nachylenie w wyrażeniu fazy j , t_k – średnią dobową temperaturę otoczenia dla k -tego dnia, ϵ_j^k $1 \leq k \leq 24$ – szereg losowych zmiennych niezależnych o jednakowym rozkładzie normalnym $N(0; \alpha_0^2)$ dla $1 \leq j \leq 24$.

Wartości α_0^j i α_1^j zostaną określone za pomocą metody najmniejszych kwadratów. Wartości szeregu $\{\bar{x}_j^k\}$ oznacza teoretyczną wartość (prognozę) zużycia wody na k -ty dzień:

$$\bar{x}_j^k = \hat{\alpha}_0^j + \hat{\alpha}_1^j t_k \quad (3)$$

gdzie $\hat{\alpha}_0^j$ i $\hat{\alpha}_1^j$ $1 \leq j \leq 24$ oznaczają szacunkową strukturalne parametry w modelu (2).

Przy założeniu, że $t_k = k$, w modelu opisanym równaniem (2) należy zbadać liniową zależność pomiędzy między zużyciem wody a czynnikiem czasu. W efekcie, dla każdej fazy prognozowane jest godzinowe zużycie wody z wykorzystaniem trendów (3).

4. Analiza harmoniczna

Analiza harmoniczna opiera się na założeniu, że serie czasowe składają się z fal sinusoidalnych i cosinusoidalnych o różnych częstotliwościach. Fale te znane są jako harmoniczne, natomiast elementy serii to liniowe kombinacje tych harmonicznych (patrz np. Kozłowski, 2015; Box i Jenkins, 1995; Chow, 1995; Hamilton, 1994). Okresowa zmienność szeregów czasowy $\{X_s\}_{1 \leq s \leq N}$ jest identyfikowana za pomocą szybkiej transformaty Fouriera. Podobnie jak w przypadku analizy trendów, bada się tu zależność parametrów strukturalnych poszczególnych harmonicznych współczynnika czasu i temperatury otoczenia. Dla każdego dnia $1 < k < T$, gdzie $24T = N$ bierze się pod uwagę godzinowe zużycie wody i analizuje się zachowanie elementów serii $\{X_n^k\}_{1 \leq s \leq N} = \text{def} \{X_s\}_{24(k-1) \leq s \leq 24k} C\{X_s\}_{1 \leq s \leq N}$. W związku z tym, dla serii $\{X_s^k\}_{1 \leq s \leq 24}$ $1 \leq k \leq T$, uwzględnia się 24 harmoniczne, natomiast elementy szeregu wyrażane są jako:

$$x_n^k = \sum_{j=1}^{24} \alpha_j^k \exp\left(-\frac{2\pi i}{24} (j-1)(n-1)\right) \quad (4)$$

gdzie α_j^k oznacza współczynnik dla j -tej harmonicznej k -tego dnia, $1 \leq k \leq T$, $1 \leq j \leq 24$.

Wartości współczynników harmonicznych są wyznaczane za pomocą odwrotnej transformacji Fouriera:

$$\alpha_n^k = \frac{1}{24} \sum_{n=1}^{24} x_n^k \exp\left(-\frac{2\pi i}{24} (j-1)(n-1)\right) \quad \text{dla } 1 \leq k \leq T, 1 \leq j \leq 24. \quad (5)$$

Dla każdego dnia ocenia się 24 czynniki transformacji Fouriera, a następnie analizuje wpływ temperatury dobowej na ich wartości. Oczywiście, przewidując zachowanie szeregu harmonicznego $\{\dot{\alpha}_j^k\}_{1 \leq j \leq 24}$ dla $k > T$, można prognozować godzinowe zużycie wody $\{\dot{x}_j^k\}_{1 \leq j \leq 24}$. W rozpatrywanym przypadku badana jest zależność każdej harmonicznej od czynnika czasu:

$$\alpha_j^k = \beta_j^0 + \beta_j^1 k + v_j^k \quad (6)$$

i temperatury

$$\alpha_j^k = C_j^0 + C_j^1 t_k + \omega_j^k \quad (7)$$

gdzie t_k oznacza średnią temperaturę dobową w k -tym dniu, podczas gdy $\{v_j^k\}_{1 \leq k \leq T}$ i $\{\omega_j^k\}_{1 \leq k \leq T}$ oznaczają serie niezależnych zmiennych losowych o jednakowych rozkładach normalnych odpowiednio $N(0, \delta_j^2)$ i $N(0; \gamma_j^2)$.

W celu szacowania prognoz godzinowego zużycia wody dla k -tego dnia $k > T$ obliczany jest szereg $\{\dot{x}_n^k\}_{1 \leq n \leq 24}$ za pomocą równania:

$$\dot{x}_n^k = \sum_{j=1}^{24} \dot{\alpha}_j^k \exp\left(-\frac{2\pi i}{24} (j-1)(n-1)\right) \quad (8)$$

gdzie $\dot{\alpha}_j^k$ oznacza oszacowanie j -tej harmonicznej. Estymatory harmonicznych wyznaczają równania:

$$\dot{\alpha}_j^k = \dot{\beta}_j^0 + \dot{\beta}_j^1 k \quad (9)$$

lub

$$\dot{\alpha}_j^k = \dot{C}_j^0 + \dot{C}_j^1 t_k \quad (10)$$

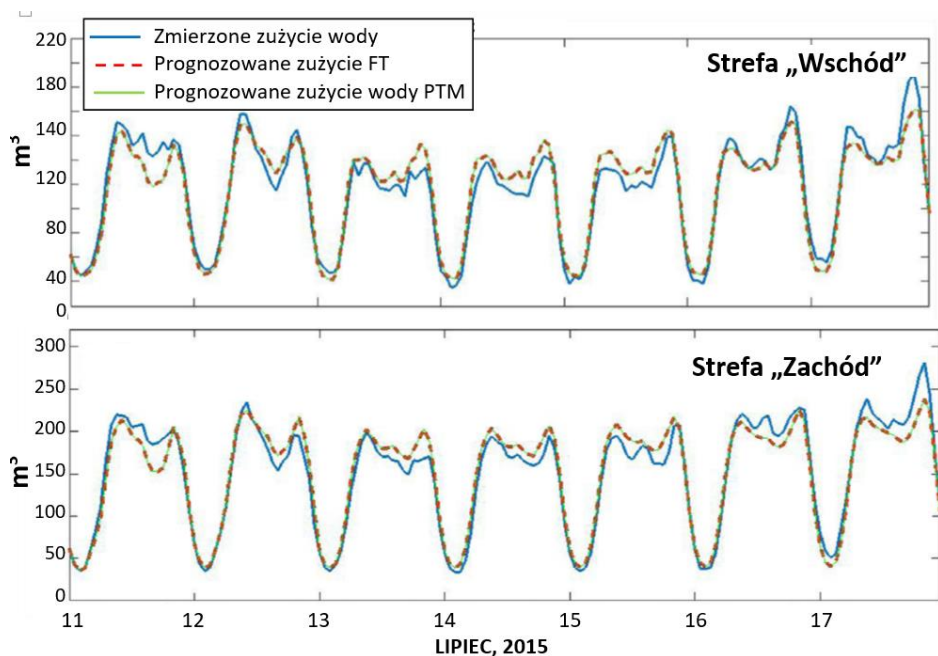
gdzie $\dot{\beta}_j^0, \dot{\beta}_j^1$ oraz \dot{C}_j^0, \dot{C}_j^1 są wartościami parametru strukturalnego estymatorów dla równań (6) i (7). Jako wynik prognozowania przyjmuje się części rzeczywistych elementów seria $\{\dot{x}_n^k\}_{1 \leq n \leq 24}$ (Zeliaś i inni, 2004; Box i Jenkins, 1995; Hamilton, 1994).

5. Rezultaty

Aby zidentyfikować zależność parametryczną pomiędzy godzinowym zużyciem wody a średnią temperaturą otoczenia w modelu (2) oraz zależności (7) rozwiniętej w szereg Fouriera (4), wykorzystano dane zebrane za okres od 1 do 31 lipca 2015. Zgodnie z pierwotnymi założeniami zbiór danych pomiarowych został podzielony na: weekendy i dni robocze. Powstało 48 równań (2) opisujących trendy fazowe, na podstawie których oszacowano 96 parametrów (wyrazy wolne i współczynniki kierunkowości $2 \cdot 24 \cdot 2 = 96$). Analogicznie wyznaczono 96 parametrów zależności liniowych (7), transformat Fouriera, współczynników równania (4) i średnią temperaturę dobową.

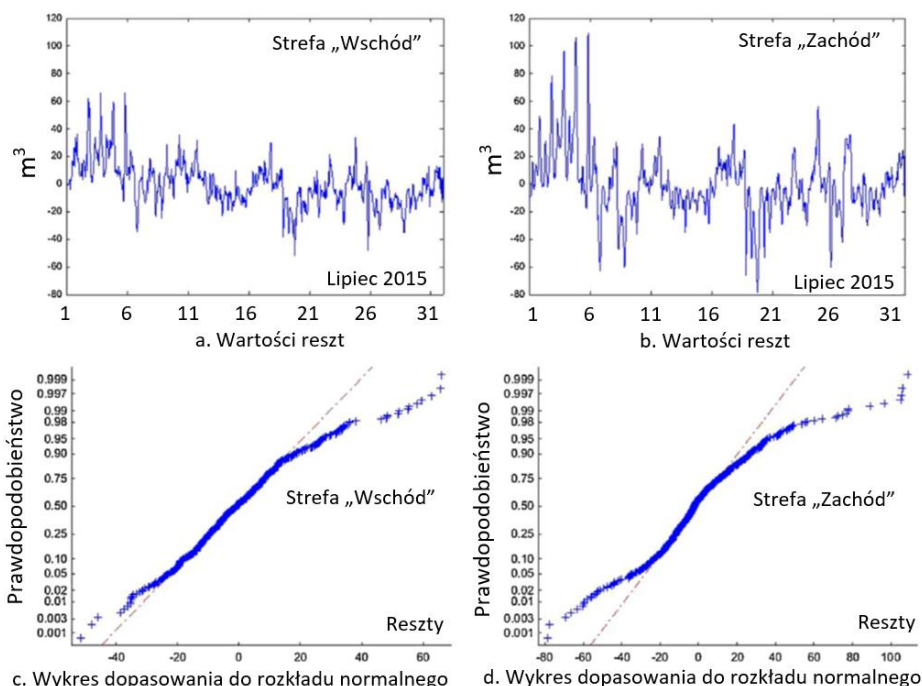
Korzystając z metod analizy trendów i harmonicznych, oszacowano teoretyczne wartości zużycia wody w strefach „Wschód” i „Zachód”. Uzyskane wyniki przedstawiono na rys. 3. Na rysunku tym linia niebieska ilustruje rzeczywiste wartości zużycia wody $\{X_n^k\}_{1 \leq n \leq 24}$ w strefach „Wschód” i „Zachód”. Linia czerwona przerywana, przedstawia prognozowane zużycie wody oszacowane za pomocą transformacji Fouriera (FT) (8), biorąc pod uwagę wpływ średniej dobowej temperatury otoczenia na harmoniczne składniki $\hat{\alpha}_j^k$, $1 \leq j \leq 24$, $1 \leq k \leq 31$.

Estymatory harmoniczne zostały określone z wykorzystaniem równania (10) ponieważ użycie równania (9) dało gorsze wyniki. Linia zielona na rys. 3 przedstawia prognozowane zużycie wody $\{\bar{x}_n^k\}_{1 \leq n \leq 24}$, które zależy od średniej dziennej temperatury otoczenia i było szacowane przy użyciu metody trendów fazowych (PTM) (patrz równanie (3)). Z rysunku 3 wynika, że wartości obliczeniowe otrzymane za pomocą analizy trendu i transformacji Fouriera (wartości szeregów (3) i (8)) są praktycznie takie same. Dlatego też dla stref „Wschód” i „Zachód” określono ciągi różnic $\{\epsilon_n^k\}_{1 \leq n \leq 24}$ i $\{\bar{\epsilon}_n^{-k}\}_{1 \leq n \leq 24}$ dla $k=1,2,\dots,31$ (kolejne dni), gdzie $\epsilon_n^k = x_n^k - \hat{x}_n^k$ oznacza różnice między zużyciem zmierzonym i szacowanym za pomocą transformacji Fouriera (8), natomiast $\bar{\epsilon}_n^k = x_n^k - \bar{x}_n^k$ oznacza różnice między zmierzonym i obliczonym za pomocą analizy trendów.



Rys. 3 Wartości zmierzone i obliczone na podstawie analizy trendu i transformaty Fouriera dla okresu 11–17 lipca 2015

Ze względu na to, że wartości zużycia wody szacowane za pomocą metody trendu fazowego i transformaty Fouriera są praktycznie jednakowe, to rzeczywiste części sekwencji $\{\epsilon_n^k\}_{1 \leq n \leq 24}$ i wartości ciągu $\{\bar{x}_n^k\}_{1 \leq n \leq 24}$ muszą być także podobne. Z tego powodu w dalszej części artykułu przebadano sekwencję reszt $\{\bar{\epsilon}_n^k\}_{1 \leq n \leq 24}$. Rys. 4a i b ilustruje wartości sekwencji $\{\bar{\epsilon}_n^k\}_{1 \leq n \leq 24}$, $1 \leq k \leq 31$ odpowiednio dla stref „Wschód” i „Zachód”, w okresie od 1 do 31 lipca 2015 r. Dane statystyczne opisujące modele zaopatrzenia w wodę dla obu stref, w badanych sieci wodociągowej (tabela 1) wykazują, że średnie godzinowe zużycie wody dla strefy „Wschód” wynosi $110,106 \text{ m}^3$, dla strefy „Zachód” – $1785,775 \text{ m}^3$, natomiast odchylenia standardowe dla powyższych danych wynoszą odpowiednio $49,914$ i $79,004$. Aby zweryfikować dopasowanie trendów fazowych (2) zbadano sekwencję reszt $\{\bar{\epsilon}_n^k\}_{1 \leq n \leq 24}$ dla $k = 1, 2, \dots, 31$. Średnia wartości m_{ϵ} sekwencji reszt jest równa zero, zaś odchylenia standardowe σ_{ϵ} wynoszą odpowiednio $15,65$ i $23,02$. Porównując wartości σ i σ_{ϵ} , można zauważyć, że zastosowanie modeli (2) i (4) zapewnia: dokładniejsze prognozy zużycia wody niż prognozy na podstawie średnich arytmetycznych.



Rys 4. Wartości sekwencji reszt $\{\epsilon_n^k\}_{1 \leq n \leq 24}$ i dopasowania do rozkładu normalnego dla stref „Wschód” i „Zachód”

Tab. 1. Zestawienie danych statystycznych opisujących modele zaopatrzenia w wodę w strefach „Wschód” i „Zachód” w badanym systemie wodociągowym

Strefa	m	σ	m_ϵ	σ_ϵ	R^2	F
„Wschód”	110,106	49,914	0	15,65	0,8802	5,9415
„Zachód”	175,775	79,004	0	23,02	0,8853	5,9759

Współczynniki determinacji, określające jakość opisu zmienności zużycia wody określanego za pomocą modeli (2) i (4) wynoszą 88,02% dla strefy „Wschód” i 88,53% dla strefy „Zachód” (tab. 1).

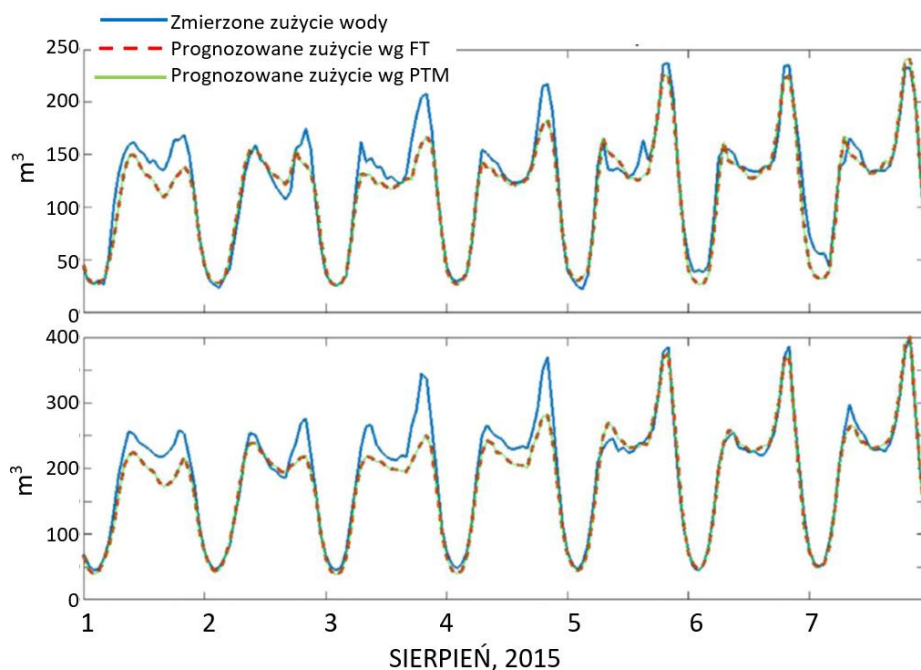
W dalszej kolejności przeanalizowano istotność współczynnika R, według wartości statystyki F (patrz tabela 1), która ma a rozkład Fishera-Snedecora. Dla zastosowanego poziomu istotności $\alpha = 0,001$ i liczby stopni swobody ($744 - 96 \rightarrow 648$), wartość krytyczna statystyki F^* wynosi 1,5642. Ponieważ dla każdej strefy wartość statystyki F okazała się większa od wartości krytycznej F^* , stąd na poziomie istotności $\alpha = 0,001$ odrzucono hipotezy robocze o braku korelacji

wielokrotnej w modelach (2) i (4). Biorąc to pod uwagę założono, że współczynniki korelacji wielokrotnej znacznie różnią się od zera, a dopasowanie modeli do danych empirycznych dotyczących godzinowego zużycia wody w strefach „Wschód” i „Zachód” są stosunkowo wysokie.

Rysunek 4c pokazuje dopasowanie sekwencji reszt $\{\bar{\epsilon}_n^k\}_{1 \leq n \leq 24}$ dla $k = 1, 2, \dots, 31$ do rozkładu normalnego $N(0, 15.65)$ dla strefy „Wschód”, natomiast rys.4d – do rozkładu $N(0, 23.02)$ dla strefy „Zachód”. Punkty odpowiadające wartości tych ciągów nie znajdują się na prostej łączącej pierwszy i trzeci kwantyl. Jest to szczególnie widoczne dla różnic o wartościach bezwzględnych przekraczających 40 m^3 . Na rys. 3a i 3b można dodatkowo zaobserwować obecność wartości ekstremalnych, tzw. „odstających”. Wykorzystując testy Kołmogorowa-Smirnowa i Lillieforsa, stwierdzono że na poziomie istotności 0,01 postulaty normalności rozkładów dla tych sekwencji reszt nie są spełnione. Stąd, można przewidzieć, że sekwencje reszt $\{\bar{\epsilon}_n^k\}_{1 \leq n \leq 24}$ dla $k = 1, 2, \dots, 31$ mają dodatkową dynamikę wewnętrzną. Poszukiwanie jej przyczyn wykracza jednak poza zakres tego artykułu.

Najlepszym sposobem na weryfikację efektywności analizy trendów (2) i transformaty Fouriera (4), uwzględniająca wpływ średniej dobowej temperatury otoczenia na wartości harmonicznych (7), jest porównanie wyników prognozowanych i wartości zmierzonych. Porównanie to oparto o dane pomiarowe z okresu od 1 do 31 sierpnia 2015 r. Wyniki porównania przedstawiono na rysunku 4, na którym niebieskie krzywe oznaczają zmierzone wartości zużycia wody $\{x_n^k\}_{1 \leq n \leq 24, 1 < k < 7}$. Linia czerwona przerywana, reprezentuje prognozowane zużycie wody $\{\hat{x}_n^k\}_{1 \leq n \leq 24, 1 < k < 7}$ uzyskane z wykorzystaniem transformaty Fouriera (8) FT, gdzie harmoniczne były określone przez równanie (10). Linia zielona ilustruje prognozowane zużycie wody $\{\bar{x}_n^k\}_{1 \leq n \leq 24, 1 < k < 7}$ określone na podstawie analizy trendów (3) PTM. Na rysunku 5 można zaobserwować, że wyniki prognoz zużycia wody uzyskane za pomocą obu metod są praktycznie takie same.

Aby wykonać dalsze dane analizy, wyznaczono sekwencje różnic $\{\bar{\epsilon}_n^k\}_{1 \leq n \leq 24}$ dla $k = 1, 2, \dots, 31$ pomiędzy prognozą a rzeczywistym zużyciem wody dla każdej strefy, w okresie od 1 do 31 sierpnia 2015 r. Uzyskane wyniki zestawiono w tabeli 2.



Rys. 4. Dane empiryczne i prognostyczne uzyskane metodą trendów fazowych (PTM) i transformaty Fouriera (FT), za okres 1–7 sierpnia 2015

Tab. 2. Zestawienie wartości średnich m_e oraz odchylenia standardowego σ_e , ciągów różnic między prognozą i wartościami zmierzonymi w okresie 1–31 sierpnia 2015

Strefa	m_e	σ_e
„Wschód”	2,01	22,19
„Zachód”	7,99	30,71

Można zaobserwować, że średnia godzinowa niedoszacowania prognozy w stosunku do rzeczywistego zużycia wynosi 2,01 m³ dla strefy „Wschód” i 7,99 m³ dla strefy „Zachód”. Odchylenia standardowe między prognozą a zużyciem rzeczywistym wyniosła odpowiednio 22,19 i 30,71. Ponadto analiza normalności rozkładu sekwencji różnic $\{\bar{\epsilon}_n^k\}_{1 \leq n \leq 24, 1 < k < 31}$ zrealizowana za pomocą testów Kołmogorowa-Smirnowa i Lillieforsa wskazała, że dla żadnej ze stref, na poziomie istotności 0,01, nie został spełniony postulat normalności rozkładu (strefa „Wschód” N(2,01; 22,19), strefa „Zachód” N(7,99; 30,71). Dlatego można podejrzewać że istnieją dodatkowe czynniki wpływające na

zużycie wody lub że sekwencje reszt $\{\bar{\epsilon}_n^k\}_{1 \leq n \leq 24, 1 < k < 31}$ mają wewnętrzną dynamikę, która powinna być modelowana przez modele ARIMA lub ARCH.

6. Podsumowanie i wnioski

Zużycie wody zależy od wielu czynników, m.in. sezon, czas, temperatura i losowość, co bardzo utrudnia proces jego prognozowania. W prezentowanym artykule przedstawiono dwie metody prognozowania godzinowego zużycia wody w systemie wodociągowym. Pierwsza z nich polega na użyciu liniowych trendów fazowych, zależnych od temperatury otoczenia. Druga zaś na wykorzystaniu transformaty Fouriera, w której harmoniczne są liniowo zależne od temperatury otoczenia. Parametry strukturalne powyższych modeli oszacowano na podstawie danych obejmujących dwie strefy zasilania w wodę „Wschód” i „Zachód” rzeczywistego systemu wodociągowego, zebranych w okresie od 1 do 31 lipca 2015 r. Zrealizowane badania prognostyczne wykazały, że rzeczywista część wartości prognozowanych przy wykorzystaniu transformaty Fouriera i trendów fazowych są podobne. Zarówno dopasowanie tych modeli do empirycznych danych z lipca 2015 r., jak i zrealizowane prognozy dla okresu od 1 do 31 sierpnia 2015 wskazują na stosunkowo dokładnie odwzorowanie rzeczywistego zużycia wody.

Zrealizowane analizy wskazały, że istnieją dodatkowe, nie uwzględnione przez autorów, czynniki wpływające na zużycie wody. W prezentowanych modelach nie brano pod uwagę np. czynnika sezonowości, jako że założono, że sezonowość jest silnie skorelowana z temperaturą otoczenia. Podział zebranych danych na weekendowe oraz z dni roboczych pozwolił na wyjaśnienie zmienności godzinowego poboru wody w 88%.

Zaletą prezentowanych modeli jest możliwość konstruowania prognoz na podstawie krótkiej historii danych. Wyniki potwierdzają, że powyższe modele mogą skutecznie być wykorzystywane do prognozowania zapotrzebowania na wodę (współczynnik determinacji powyżej 0,88 i współczynniki korelacji wielokrotnej istotnie różne od zera). Pozwala to na ich wykorzystywanie do sterowania np. pracą pomp ujęcia wody w celu optymalizacji kosztów utrzymania wymaganego zapasu wody w zbiornikach.

Ze względu na fakt, że różnice między danymi prognozowanymi i zmierzonymi nie mają rozkładu normalnego, dalsze badania powinny być ukierunkowane na określenie dodatkowych czynników wpływających na zużycie wody (np. awarie przewodów dystrybucyjnych, napełnianie basenów płukanie przewodów, wysokość opadów) z wykorzystaniem modeli ARIMA lub ARCH.

Literatura

Adamowski, J., Chan, H.F., Prasher, S.O., Ozga-Zielinski, B., Sliusarieva, A., 2012. Comparison of multiple linear and nonlinear regression, autoregressive integrated moving average, artificial neural network, and wavelet artificial neural network methods for urban demand forecasting in Montreal, Canada, *Water Resources Research*, 48(1), W01528.

Alhumoud, J. 2008. Freshwater consumption in Kuwait; analysis and forecasting, *Journal of Water Supply: Research and Technology – AQUA*, 57(4), 279–288.

Bakker, M., Ven Schagen, K., Timmer, J. 2003. Flow control by prediction of water demand, *Journal of Water Supply: Research and Technology*, 52, 417–424.

Bakker, M., Vreeburg, J.H.G., Palmen, L.J., Sperber, V., Bakker, G., Rietveld, L.C. 2013. Better water quality and higher energy efficiency by using model predictive flow control at water supply system, *Journal of Water Supply: Research and Technology – AQUA*, 62, 1–13.

Banicescu, I., Cariño, R.L., Harvill, J.I., Lestrade, J.P. 2011. Investigating asymptotic properties of vector nonlinear time series models, *Journal of Computational and Applied Mathematics*, 236(3), 411–421.

Behboudian, S., Tabesh, M., Falahnezhad, M., Ghavanini, F.H. 2014. A long-term prediction of domestic water demand using preprocessing in artificial neural network, *Journal of Water Supply: Research and Technology*, 63(1), 31–42.

Benetti, C., Stewart, R.A., Beal, C.D. 2013. ANN based residential water end-use demand forecasting model, *Expert Systems and Applications*, 40(4), 1014–1023.

Boguadis, J. , Adamowski, K., Diduch, R. 2005. Short-term municipal water demand forecasting, *Hydrological Processes*, 19(1), 137–148.

Box, G.E.P., Jenkins, G.M. 1995. *Analiza szeregów czasowych*, PWN, Warszawa, 1983.

Brentan, B.M., Luvizotto Jr. E., Herrera, M., Izquierdo, J., Perez-Garcia, R. 2016. Hybrid regression model for near real-time urban water demand forecasting, *Journal of Computational and Applied Mathematics*, <http://dx.doi.org/10.1016/j.cam.2016.02.009>

Bunett, C., Stewart, R.A., Beal, C.D. 2013. ANN-based residential water end-use demand forecasting model, *Expert Systems and Applications*, 40(4), 1014–1023.

Chow, G.C. 1995. *Ekonometria*, PWN, Warszawa.

Cutore, P., Campisano, A., Kapelan, Z., Modica, C., Savic, D. 2008. Probabilistic prediction of urban water consumption using the SCEM-UA algorithm, *Urban Water Journal*, 5(2), 125–132.

Fontanazza, C.M., Notaro, V., Puleo, V., Freni, G.. 2014. Multivariate statistical analysis for water demand modeling, *Procedia Engineering*, 89, 901–908.

Hamilton, J.D. 1994. *Time Series Analysis*, Princeton University Press, Princeton.

Hazen, B., Boone, C.H., Ezell, J., Jones-Farmer, L.A. 2014. Data quality for data science, predictive analytics, and big data in supply chain management: An introduction to the problem and suggestions for research and applications, *International Journal of Production Economics*, 154(4), 72–80.

Herrera, M., Torgo, L., Izquierdo, J., Perez-Garcia, R. 2010. Predictive models for forecasting hourly urban water demand, *Journal of Hydrology*, 387(1–2), 141–150.

House-Peters, L.A., Chang, H. 2011. Urban water demand modeling. Review of concepts, methods, and organizing principles, *Water Resources Research*, 47, W05401.

Hughes, T. 1980. Peak period design standards for small western U. S., *Water Supply*, 16(4), 661–667.

Iwanek, M., Kowalska, B., Hawryluk, E., Kondraciuk, K. 2016. Distance and time of water effluence on soil surface after failure of buried water pipe. Laboratory investigations and statistical analysis, *Eksploracja i Niezawodność-Maintenance and Reliability*, 18(2), 278–284., <http://dx.doi.org/10.17531/ein.2016.2.16>.

Jain, A., Varshney, A., Joshi, U. 2001. Short-term water demand forecast modeling at IIT Kanpur using artificial neural networks, *Water Resources Management*, 15(5), 299–321.

Klempous, R., Kotowski, R.J., Nikodem, J., Ułasiewicz, J. 1997. Optimization algorithms of operative control in water distribution systems, *Journal of Computational and Applied Mathematics*, 84(1), 81–99.

Kosicka, E., Kozłowski, E., Mazurkiewicz, D. 2015. The use of stationary tests for analysis of monitored residual processes, *Eksploracja i Niezawodność-Maintenance and Reliability*, 17(4), 604–609, <http://dx.doi.org/10.17531/ein.2015.4.17>

Kozłowski, E. 2015. *Analiza i identyfikacja szeregów czasowych*, Wydawnictwo Politechnika Lubelska, Lublin.

Loska, A. 2017. Scenario modeling exploitation decision-making process in technical network systems, *Eksploracja i Niezawodność - Maintenance and Reliability*, 19(2), 268–278, <http://dx.doi.org/10.17531/ein.2017.2.15>.

Loska, A., Moczulski, W., Wyczółkowski, R. , Dąbrowski, A. 2016. Integrated system of control and management of exploitation of water supply system, *Diagnostyka*, 17(1), 65–74.

Maidment, D., Miaou, S., Crawford, M. 1985. Transfer function models of daily urban water use, *Water Resources Research*, 21(4), 425–432.

Mamo, T.G., Ilan, J., Isam, S. 2013. Urban water demand forecasting using the stochastic nature of short term historical water demand and supply pattern, *Journal of Water Resource and Hydraulic Engineering*, 2, 92–103.

Mazurkiewicz, D. 2014. Computer-aided maintenance and reliability management systems for conveyor belts, *Eksploracja i Niezawodność-Maintenance and reliability*, 16(3), 377–382.

Msiza, I.S., Nelvamondo, F.V., Marwala, T. 2007. Artificial neural networks and support vector machines for water demand time series forecasting, in: *IEEE International Conference on System, Man and Cybernetics*, IEEE, 638–643.

Nasseri, M., Moeini, A., Tabesh, M. 2011. Forecasting monthly urban water demand using extended Kalman filter and genetic programming, *Expert Systems and Applications*, 38(6), 7387–7395.

Odan, F., Reis L. 2012. Hybrid water demand forecasting model associating artificial neural network with Fourier series. *Journal of Water Resources Planning and Management*, 138(3), 245–256.

Qi, C., Chang, N. 2011. System dynamics modeling for municipal water demand estimation in the urban region under uncertain economic impacts, *Journal of Environment Management*, 92, 1628–1641.

Romano, M., Kapelan, Z. 2014. Adaptive water demand forecasting for near real-time management of smart water distribution systems, *Environmental Modelling and Software*, 60, 265–276.

Siwoń, Z. , Cieżak, W., Cieżak, J. 2005. Stochastic models of water demand in a chosen water-supply system, *Ochrona Środowiska*, 27, 7–13.

Tiwari, M. , Adamowski, J. 2015. Medium term urban water demand forecasting with limited data using an ensemble wavelet-bootstrap machine-learning approach, *Journal of Water Resources Planning and Management*, 141(2), 0401–4053.

Trzęsiok, M. 2013. Symulacyjna ocena jakości zagregowanych modeli zbudowanych metodą wektorów nośnych. W: *Zastosowania metod matematycznych w ekonomii i zarządzaniu*, Wydawnictwo Uniwersytetu Ekonomicznego w Katowicach, Katowice.

Tu-Qiao, C.L.Z. 2006. Hourly water demand forecast model based on Bayesian least squares support vector machine, *Journal of Tianjin University*, 9, 005.

Voitcu, O., Wong, Y.S. 2006. On the construction of a nonlinear recursive predictor, *Journal of Computational and Applied Mathematics*, 190(1), 393–407.

Zeliaś, A., Pawełek, B., Wanat, S. 2004. *Prognozowanie ekonomiczne, Teoria, przykłady, zadania*, PWN, Warszawa.

Zhang, G. 2001. An investigation of neural networks for linear time-series forecasting, *Computers and Operations Research*, 28(12), 1183–1202.

Zhou, S., McMahon, T.A., Walton, A., Lewis, J. 2000. Forecasting daily urban water demand: a case study of Melbourne, *Journal of Hydrology*, 236(3–4), 153–164.

Zhou, S. , McMahon, T.A., Walton, A., Lewis, J. 2002. Forecasting operational demand for an urban water supply zone. *Journal of Hydrology*, 259(1–4), 189–202.

Wpływ zmian klimatu na pracę systemów zaopatrzenia w wodę i odprowadzania ścieków

Tadeusz Siwiec

*Katedra Inżynierii Środowiska i Geodezji, Wydział Inżynierii Produkcji,
Uniwersytet Przyrodniczy w Lublinie*

1. Wstęp

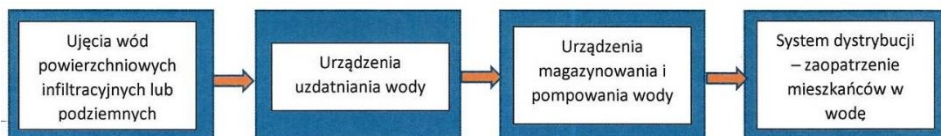
Obserwowanie zmienności warunków pogodowych wynikających ze zmian klimatycznych skłania do refleksji, że są głębokie i eksponują, przede wszystkim zamieniające się w czasie dwie skrajne sytuacje:

- gwałtowne krótkotrwałe opady deszczu i występujące po nich powodzie,
- oraz długotrwałe, głębokie susze.

Warto zastanowić się jak te zjawiska wpływają na stan i sprawność działania poszczególnych składników systemów zaopatrzenia w wodę i odprowadzania ścieków.

Susze związane z długotrwałymi brakami wody mają w większym stopniu wpływ na systemy zaopatrzenia w wodę a w mniejszym na systemy odprowadzania ścieków. Z kolei powodzie mają mniejszy, chociaż niepomijalny wpływ na systemy zaopatrzenia w wodę, a bardzo silny i często destrukcyjny na systemy odprowadzania ścieków. Z zasobami wody w Polsce nie jest dobrze, bo jak donosi Zakład Hydrologii i Gospodarki Wodnej Uniwersytetu Łódzkiego cyt. „Przeciętne zasoby wód powierzchniowych Polski wynoszą ok. 62 km³, przy czym w roku bardzo suchym mogą one być mniejsze od 40 km³, a w roku bardzo mokrym większe od 90 km³. Trudniej odnawialne zasoby wód podziemnych szacowane są w Polsce na ok. 16 km³, przy czym ok. 1,8 km³ jest już eksploatowane. Na osobę przypada w naszym kraju 1580 m³ wody na rok. Jest to wskaźnik 3 razy mniejszy od średniej europejskiej i 4,5 raza mniejszy od przeciętnej dla świata. Warto przy tym podkreślić, iż wskaźnik dostępu do wody niższy od 1500 m³/rok/osobę uważany jest powszechnie za bardzo mały i wywołuje poważne perturbacje w gospodarowaniu zasobami wodnymi.” (<http://hydro.geo.lodz.pl>). Zasobność Polski w wodę w sensie globalnym wpływa także i to w istotnym stopniu na dostępność do wody w sensie lokalnym, czyli w poszczególnych, miastach i gminach. Wpływ ten zaznacza się także w wahaniach parametrów jakościowych wody, a to przekłada się w prosty sposób na budowę i eksploatację systemów wodociągowych.

System wodociągowy składa się z urządzeń, których kolejność umiejscowienia w systemie schematycznie pokazano na rysunku 1. W kolejnych rozdziałach przeanalizowano wpływ obu skrajnych zjawisk, jak powódzie spowodowane gwałtownymi opadami i głębokie susze na działania poszczególnych komponentów ciągów zaopatrzenia w wodę i odprowadzania ścieków.



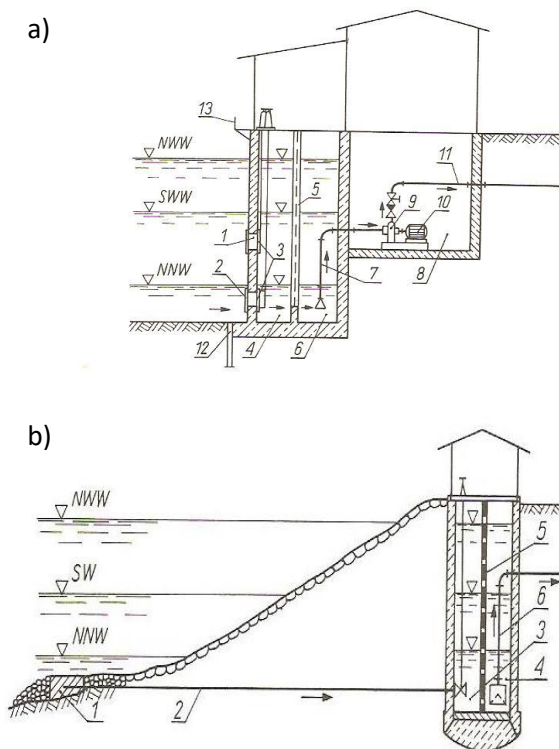
Rys. 1. Części składowe systemu wodociągowego

2. Wpływ powodzi na systemy zaopatrzenia w wodę

2.1. Ujęcia wody

Pierwszą częścią systemu wodociągowego jest ujęcie, czyli zespół urządzeń służących do poboru wody ze środowiska. Powódzie to bardzo trudne zjawisko dla systemów zaopatrzenia w wodę, szczególnie dla ujęć. Ze względu na zróżnicowaną budowę i działanie należy oddzielnie analizować tę sytuację w stosunku do ujęć powierzchniowych jak i podziemnych.

Podczas powodzi płynące duże ilości wody rzekami, a czasem występując z brzegów niosą ze sobą różnego rodzaju twarde i duże przedmioty (gałęzie, całe drzewa itp.), które mogą uszkodzić niektóre elementy systemu ujęć. Należy pamiętać, że sama czerpnia wody, bez względu na to czy jest to ujęcie nurtowe, czy brzegowe jest często dobrze zabezpieczona narzutami kamiennymi, które skutecznie mogą ochronić ją przed zniszczeniem. Natomiast zagrożenie zniszczenia może odnosić się do obiektów pompowni (Rysunek 2).



Rys. 2. Ujęcia wód powierzchniowych: a – ujęcie brzegowe, b – ujęcie nurtowe
(Heidrich Z., 1992)

Każde ujęcie w bezpośredniej bliskości od brzegu wyposażone jest w pompownię, która z natury rzeczy usytuowana jest na terenie zalewowym. Jej zadaniem jest tłoczenie wody do stacji uzdatniania, która z kolei powinna być zlokalizowana na terenie bezpiecznym, niepodatnym na zniszczenia spowodowane przez powódzie. Jednak wysoka fala powodziowa może zniszczyć pompownię przybrzeżną. Oczywiście w przypadku zastosowania pomp zatapialnych (Rysunek 2b) nie nastąpi uszkodzenie samej pompy, natomiast w przypadku zastosowania pomp odśrodkowych stojących (Rysunek 2a) wysoka fala, a co za tym idzie podniesienie poziomu wody w komorze pomp może je zalać i gdy silnik nie będzie zabezpieczony może ulec uszkodzeniu. Ze względu na powyższe najsłabszym ogniwem ujęć powierzchniowych podczas powodzi jest pompownia zlokalizowana na brzegu rzeki. Przy zmieniających się

warunkach klimatycznych i częstszych oraz groźniejszych powodziach pracownicy nadzoru powinni wykonać analizę zagrożeń i wykonać prace zabezpieczające, aby mimo trudnych sytuacji dostarczanie wody mieszkańcom odbywało się bez zakłóceń.

Ujęcia infiltracyjne, gdzie woda jest pobierana przy pomocy zespołu rur drenarskich spod dna rzeki, raczej są bezpieczne, a zagrożenie będzie odnosiło się do pompowni zlokalizowanych na brzegu. Działania zabezpieczające powinny być takie same jak w przypadku ujęć powierzchniowych.

Bardzo groźne są powodzie dla ujęć, w których woda wydobywana jest przy pomocy studni wierconych, a także studni szybowych w ujęciach infiltracyjnych połączonych lewarami. Jak obserwuje się lokalizacje studni i stacji wodociągowych na terenach różnych gmin i miejscowości trudno dopatrzeć się jakiegś reguły. Są stacje zlokalizowane na terenach o wyższych rzędnych, gdzie ryzyko zalania jest minimalne, lub wcale nie występuje i w takich przypadkach można stwierdzić, że wpływu powodzi nie będzie. Ale są też przypadki, gdzie studnie jak i same stacje znajdują się nisko i ryzyko zalania jest całkiem realne.

Zalanie studni po przejściu fali powodziowej ma bardzo poważne konsekwencje dla działania systemu wodociągowego w kolejnych tygodniach. Patrząc na rysunek 3a i 3b można zauważyć, że gdy górna część obudowy studni znajduje się nisko, na poziomie terenu nawet niewielkiej wysokości fala powodziowa może wlać się do obudowy studni i skazić wodę w ujęciu. W lepszej sytuacji są stacje, w których obudowa jest wyniesiona (Rysunek 3c), gdzie pokrywa komory znajduje się na odpowiedniej wysokości, co daje zabezpieczenie przed stosunkowo niskimi falami. Wysokość kopca obudowy studni nie jest standaryzowana i jak obserwuje się różne stacje wodociągowe mogą mieć wysokości nawet do 2m. Oczywiście fala powodziowa może rozmywać kopiec i wówczas może zostać uszkodzona obudowa. Jednak największym problemem jest wlanie się wody powodziowej wraz z błotem i innymi zanieczyszczeniami do wnętrza studni. Jest to potencjalnie możliwe, co częściowo widać na rysunek 3d. Wlot do samego otworu studziennego jest słabo zabezpieczony. Po pierwsze pokrywa usytuowana na rurze osłonowej nie jest uszczelniana, więc mimo, że jest dociskana do krawędzi rury to jednak między krawędzią rury osłonowej, a dolną powierzchnią pokrywy zawsze powstają niewielkie szczeliny. Zdarza się także, że pokrywa nie jest usytuowana centralnie, a przesunięcie powoduje powstanie szczeliny bardzo ułatwiającej wlewanie się do studni wody. Taką sytuację pokazano na rysunku 4a. Niedokładność montażu tworzy potencjalne źródło skażenia wody.

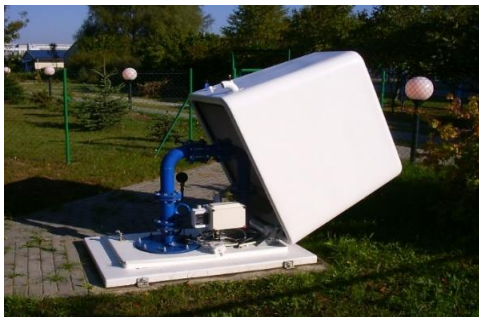
Kolejnymi słabymi punktami są: często nie zabezpieczony otwór stosowany do pomiarów wysokości zwierciadeł wody pokazany przy pomocy czerwonego obramowania na rysunkach 3c i 4b oraz otwór do wprowadzenia do studni kabli

instalacji elektrycznej pokazany przy pomocy żółtego obramowania na rysunku 4b.

a)



b)



c)



d)



Rys. 3. Fotografie studni w stacjach wodociągowych.: (a) obudowa studni na poziomie terenu, (b) obudowa typu Lange na poziomie terenu, (c) obudowa wyniesiona powyżej terenu, (d) wnętrze studni wypełnione wodą z infiltracji opadów (fotografie własne)



Rys. 4. Pokrywa studni przesunięta względem otworu (a) otwory w pokrywie potencjalne miejsca skażenia wody (b) (fotografie własne)

Dopuszczenie do wiania się wody powodziowej ma poważne konsekwencje. Oczyszczenie wnętrza studni z brudnej wody i dezynfekowanie studni i warstwy przyfiltrowej jest zabiegiem trudnym i trwającym dość długo, co jednoznacznie uniemożliwia w tym czasie dostarczanie mieszkańcom wody. Stąd, jak widać we wszystkich stacjach, w których występuje nawet minimalne zagrożenie zalaniem ujęć wodą powodziową powinny być opracowane procedury działania oraz przygotowane urządzenia i materiały pozwalające na ochronienie studni w takiej sytuacji.

2.2. Urządzenia uzdatniania wody

W przypadkach wystąpienia powodzi zagrożenie dla stacji wodociągowej jest takie samo jak dla innych budynków. Oczywiście, aby minimalizować straty spowodowane tym zagrożeniem stacje powinny być lokalizowane na terenach jak najbardziej bezpiecznych. W przypadku ujęć powierzchniowych zlokalizowanych na brzegach rzek, same budynki stacji uzdatniania zazwyczaj znajdują się w pewnej odległości od rzeki i zagrożenie ze strony wysokiego stanu rzeki jest zazwyczaj małe. Inna sytuacja odnosi się do wód podziemnych, gdzie zazwyczaj na tej samej działce znajdują się i studnie i budynki stacji. W takich przypadkach zagrożenie odnosi się nie tylko do ujęcia, ale także odnosi się do budynków stacji uzdatniania. Rurociągi, filtry, armatura i wiele innych nie ulegają w takich przypadkach nadmiernej dewastacji, natomiast problemem jest instalacja elektryczna, która w przypadku zalania może prowadzić do dużych szkód. Również zagrożenie odnosi się do urządzeń otwartych, jak otwarte aeratory, otwarte filtry, systemy przygotowania reagentów do koagulacji,

chemicznego utleniania, dezynfekcji itp. Dlatego jeśli stacja znajduje się na terenach potencjalnie zagrożonych powodzią konieczne jest przygotowanie procedur działania i środków, które pozwolą na zabezpieczenie obiektu.

2.3. Urządzenia magazynowania i pompowania wody

Zbiorniki retencyjne służą do magazynowania wody uzdatnionej, przeznaczonej do tłoczenia do sieci, do wspomagania procesów technologicznych np. do płukania filtrów, przygotowywania roztworów chemikaliów itp. oraz magazynowania wody na cele przeciwpożarowe. Są to zbiorniki zewnętrzne stalowe (Rysunek 5) lub żelbetowe (Rysunek 6). Mogą być posadowione na powierzchni terenu (Rysunek 5a i b oraz 6b) lub zagłębione i przykryte ziemną warstwą izolacyjną (Rysunek 6a). Istotą pracy zbiorników jest magazynowanie wody i utrzymywanie jej we względnie stałej temperaturze. Dlatego zbiorniki wyniesione na powierzchnię ziemi mają podwójne ściany między którymi znajduje się izolacja termiczna. W przypadku zbiorników zagłębionych (Rysunek 6a) rolę izolacji pełni warstwa ziemi.

Z tych zbiorników woda pobierana jest przez zestaw pomp sieciowych posadowionych na podłodze budynku stacji (Rysunek 7), które tłoczą ją do sieci. Do tego zestawu podłączone są także pompy do płukania filtrów.

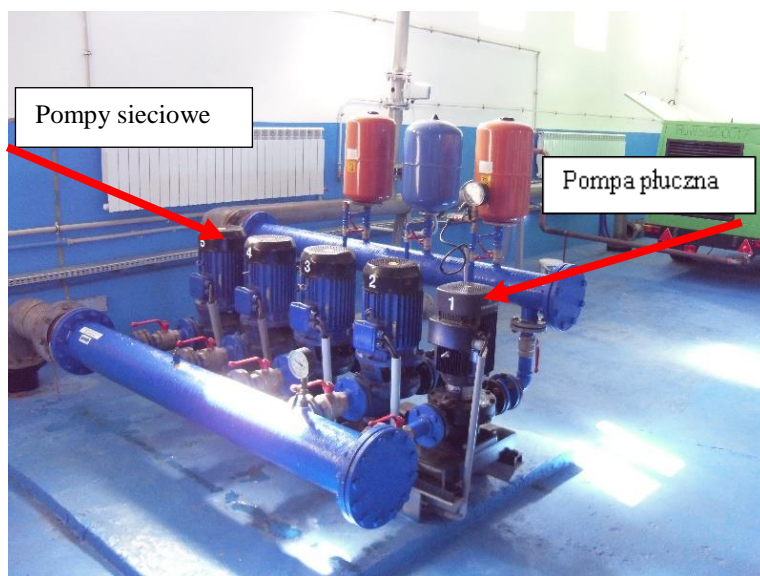
W przypadku zalania stacji falą powodziową zagrożenie dla zbiorników wynika przede wszystkim z podmywania ich posadowienia lub rozmywania izolacyjnej warstwy ziemi. W odniesieniu do pompowni zagrożone są przede wszystkim elektryczne silniki pomp, dlatego jeśli stacja usytuowana jest na terenie zalewowym musi być opracowana procedura ich zabezpieczania.



Rys. 5. Fotografie zbiorników pionowych, stalowych posadowionych na powierzchni terenu (fotografie własne)



Rys. 6. Fotografie zbiorników pionowych, żelbetowych: (a) zagłębionych w ziemi i (b) posadowionych na powierzchni terenu (fotografie własne)



Rys. 7. Fotografia pomp sieciowych i pompy płucznej (fotografia własne)

2.4. System dystrybucji – zaopatrzenie mieszkańców w wodę

Sieć wodociągowa, ze względu na ułożenie rurociągów w ziemi, poniżej głębokości przemarzania praktycznie nie jest narażona na destrukcyjne działania fali powodziowej. Jedynymi słabymi punktami są urządzenia wyniesione na

powierzchnię ziemi, a więc hydranty przeciwpożarowe naziemne, zdroje uliczne oraz tabliczki informacyjne pokazane na rysunku 8.



Rys. 8. Hydrant przeciwpożarowy naziemny (<https://hydranty przeciwpożarowe>), zdroj uliczny zewnętrzny (<https://zrodlo uliczny>), tabliczka informacyjna (<https://tabliczka wodociagowa hydrant>)

Takie urządzenia jak hydranty naziemne, czy zdroje uliczne są stosunkowo mocne jednak przy dużej fali powodziowej i niesionych z wodą dużych elementów, np. kłody drzew mogą ulec uszkodzeniu i spowodować niekontrolowany wypływ wody z wodociągu. Niestety zabezpieczenia ich przed dużą falą powodziową jest praktycznie niemożliwe.

Bardzo słabym elementem są tabliczki informacyjne pozwalające na szybkie zlokalizowanie urządzeń podziemnych, jak hydranty przeciwpożarowe podziemne, zasowy sieciowe, zasowy na połączeniu domowym. Są one wieszane na słupkach, płotach, ścianach budynków itp. z których szczególnie te pierwsze są podporami słabymi, bardzo szybko ulegające zniszczeniu. Koszt ich naprawy jest minimalny, ale po usunięciu skutków powodzi należy tabliczki odtworzyć, aby w przypadkach gwałtownych potrzeb, jak pożar, pęknięcie rurociągu odpowiednie służby mogły szybko zlokalizować konkretne urządzenie.

3. Wpływ okresów suszy na systemy zaopatrzenia w wodę

3.1. Ujęcia wody

Podstawową regułą budowy ujęć powierzchniowych zarówno brzegowych jak i nurtowych jest zamontowanie czerpni poniżej najniższego poziomu wody, to znaczy najniższego z lat wcześniejszych. Poziom usytuowania czerpni montowanych we wcześniejszych latach nie zawsze, w obecnych sytuacjach

krytycznych spełnia wymóg pełnego zanurzenia w wodzie. Trzeba pamiętać, że wiele systemów wodociągowych ma kilkadziesiąt lat, a występujące gwałtowne zmiany klimatu obserwuje się w ostatnich latach. Długotrwała susza i obniżanie się poziomu wody w rzekach nie tylko może ograniczać pobór wody, ale czasem mogą być zasysane przez pompy drobne zawiesiny, plankton itp. unoszące się na powierzchni wody. Taka sytuacja wpływa na ograniczenie dostawy wody.

W przypadku wód infiltracyjnych pobieranych na potrzeby wodociągów systemem zespołu rur drenarskich spod dna rzeki nie ma możliwości odkrywania się czerpni, więc ograniczenia w poborze wody mogą wystąpić w znacznie mniejszej skali jednak mogą wystąpić ograniczenia związane z innymi problemami. Niski stan rzeki przekłada się na niższe ciśnienie hydrostatyczne, a do tego gorsza jakość wody wpływa na szybszą kolmatację dennej i poddennej warstwy piasku, co może spowodować zmniejszenie szybkości filtracji w gruncie, a co za tym idzie zmniejszenie dopływu wody do studni zbiorczej, a stąd do systemów uzdatniania i dalej do odbiorców. Zmiany jakościowe wody, w tym przypadku nie są tak znaczne jak w odniesieniu do samych wód powierzchniowych, jednak podniesienie się stężeń niektórych wskaźników jest zauważalne.

Spadek poziomu wody w rzece może mieć podobny wpływ na ujęcia infiltracyjne realizowane przy pomocy studni szybowych, z których woda pobierana jest do studni zbiorczej przy pomocy ciągu lewarów. Są to studnie płytkie (kilkumetrowe) i tak rozmieszczone wzdłuż rzeki, aby woda infiltrująca z rzeki w grunt spływała do każdej studni, skąd ramię lewara umieszczone w każdej z nich pobiera wodę do studni zbiorczej. Głęboka susza i spadek poziomu wody w rzece podobnie jak w systemach poddennej infiltracji może zmniejszyć szybkość dopływu wody do studni szybowych, co wpłynie na wzrost depresji w tych studniach i przy stałej, zadanej wartości podciśnienia w lewarze zmniejszenie ich wydajności.

Najmniej wrażliwe na oddziaływanie suszy są ujęcia podziemne, Chociaż i tu można zauważyć pewne zróżnicowanie. Ujęcia o napiętym zwierciadle wody, czyli występujące w warstwach wodonośnych pod ciśnieniem, a więc oddzielone od powierzchni warstwami nieprzepuszczalnymi są mało wrażliwe na występowanie suszy. Jedynie wpływ na te ujęcia może być zauważalny przy zwiększeniu poboru wody przez mieszkańców odczuwających dyskomfort związany z wysokimi temperaturami. Ujęcia o swobodnym zwierciadle wody korzystające z wody pobieranej z piasków wodonośnych nie oddzielonych od powierzchni warstwą nieprzepuszczalną mogą zmieniać swą zasobność przez obniżenie statycznego zwierciadła wody w studniach. Ta sytuacja może spowodować wzrost depresji wody i w konsekwencji zmniejszenie jej ilościowego poboru.

Reasumując wpływ okresu suszy ma oczywiście negatywny wpływ na ujęcia wody, jednak nie jest bardzo krytyczny. Istotny wpływ zauważa się na ujęcia wód powierzchniowych. Z tego względu przy wystąpieniu bardzo dużych rozbiorów i małej zasobności ujęcia konieczne jest wprowadzanie ograniczeń administracyjnych w zużyciu wody, aby jej wystarczyło na podstawowe cele.

3.2. Urządzenia uzdatniania wody

Przy określaniu wpływu okresów suszy na urządzenia uzdatniania wody należy również odmiennie potraktować systemy, gdzie źródłem wody będą wody powierzchniowe, a inaczej, gdy są to wody infiltracyjne lub podziemne. W zasadzie można uznać, że wpływ okresów suszy na ujęcia wód infiltracyjnych i podziemnych jest mały, co w konsekwencji przekłada się na znikomy wpływ na urządzenia uzdatniające.

Inaczej należy spojrzeć na uzdatnianie wód powierzchniowych. W okresach suszy w wodzie zmienia się kilka parametrów. Do najważniejszych należy zaliczyć wzrost temperatury, mętności, zmiany parametrów będących konsekwencją zakwitów wody itp. Te zmiany wpływają na utrudnienia w procesie uzdatniania. Ponieważ głównym procesem uzdatniania wód powierzchniowych jest koagulacja to w przypadku takich wód konieczna jest korekta dawek koagulantów, flokulantów, związków korygujących pH itp. Zmieniają się także warunki działania filtrów pospiesznych oraz warunki prowadzenia procesów dezynfekcji. Istotnym, łatwo zauważalnym parametrem jest zmiana cech organoleptycznych, jak smak i zapach wody. Wynika to z reguły ze zmiany temperatury oraz silnego zagęszczenia związków organicznych zarówno w postaci rozpuszczalnej, jak i zawiesin i koloidów, a przede wszystkim wynika to z rozwoju sinic, glonów itp. Dodatkowo do zmiany parametrów organoleptycznych wody uzdatnionej przyczynia się, bezwzględnie konieczny proces dezynfekcji. Aby zapobiec tym niekorzystnym zmianom w odniesieniu do smaku i zapachu wody w procesach uzdatniania stosuje się utlenianie związków organicznych, jak np. stosowanie ozonu, ale przede wszystkim sorpcję na filtrach z węgla aktywnego. W okresie suszy przy niekorzystnych zmianach jakości wody filtry, zarówno piaskowe jak i węglowe wymagają szczególnego zainteresowania ze strony obsługi zarówno w zakresie kontroli cyklu filtracyjnego, jak i w zakresie realizacji ich płukania.

Reasumując wpływ okresu suszy na urządzenia uzdatnia wód podziemnych i infiltracyjnych jest znikomy, natomiast przy uzdatnianiu wód powierzchniowych wymagany jest szczególny nadzór i korekta parametrów sterujących podczas prowadzenia procesów koagulacji, filtracji i dezynfekcji.

3.3. Urządzenia magazynowania i pompowania wody

Do sprawnego dostarczania wody odbiorcom, mimo zmiennych rozbiorów stosowane są zbiorniki magazynujące zwane zbiornikami retencyjnymi. Z tych zbiorników zestawy pomp tłoczą wodę do sieci. W zasadzie okresy suszy nie mają wpływu na pracę tych urządzeń, jednak należałoby zauważyć, że często wraz z okresami suszy występuje zwiększone ryzyko powstawania pożarów i wówczas wielkość samych zbiorników i stopień ich wypełnienia wodą ma istotne znaczenie dla ich skutecznego gaszenia. Z tego względu do ważnych działań obsługi będzie należał nadzór i kontrola prawidłowości działań sond sterujących, które zarządzają włączaniem i wyłączaniem pomp w ujęciach wody oraz zabezpieczają przed szczypaniem wody z zapasu przeciwpożarowego. Taka kontrola powinna zapewniać bez względu na porę dnia i dzień tygodnia wysoki stopień wypełnienia zbiorników wodą. Ułatwieniem dla eksploatatorów jest instalowanie w zbiornikach łączników pływakowych wyłączających (blokady) pompy sieciowe po szczypaniu całej objętości wody użytkowej, gdy poziom wody jest tak nisko, że mógłby umożliwiać pobór wody z zapasu przeciwpożarowego. Blokada takiego łącznika jest zawsze tzw. samoznosząca, to znaczy jeżeli poziom wody w zbiorniku z powrotem podniesie się powyżej tej granicy pompy sieciowe uruchomią się samoczynnie. Jest to sposób sterowania kłopotliwy zarówno dla obsługi stacji jak i mieszkańców, gdyż mogą występować okresowe (zazwyczaj krótkotrwałe) braki wody w sieci. Jednak jest to zabezpieczenie dające gwarancję, że na wypadek pożaru nie zabraknie przynajmniej tej minimalnej ilości wody. Oczywiście w instrukcjach obsługi musi być zapis, który obsługa powinna bezwzględnie przestrzegać, że w chwili wystąpienia pożaru pracownik obsługi powinien odłączyć działanie wyłącznika blokady, aby strażacy mieli do dyspozycji pełny zasób zbiornika oraz bieżącą produkcję wody z ujęcia. Niestety, jak można zauważyć są stacje, w których zaniedbano zastosowanie takich urządzeń blokujących i wówczas w okresach suszy (dużych poborów wody) może zaistnieć sytuacja okresowego zmniejszenia zapasu przeciwpożarowego. Jest to niewłaściwe, ale jeśli występuje, instrukcja obsługi powinna zawierać zasady postępowania pracowników obsługi w takich przypadkach.

3.4. System dystrybucji – zaopatrzenie mieszkańców w wodę

Okresy suszy w zasadzie nie mają wpływu na pracę systemów dystrybucji, czyli na sieć wodociągową.

4. Wpływ okresów powodzi i suszy na systemy odprowadzania ścieków

4.1. Wpływ deszczów nawalnych na działanie sanitarnej sieci kanalizacyjnej

Sieć kanalizacyjna to system rurociągów wraz z uzbrojeniem służących do odbierania ścieków z poszczególnych jednostek osadniczych i transportowania ich do oczyszczalni ścieków. Bez względu na rodzaj sieci kanalizacyjnej, czy to grawitacyjna układana ze spadkiem, czy ciśnieniowa, lub podciśnieniowa, każda z nich odczuje negatywne skutki deszczów nawalnych. Jak wiadomo deszcze nawalne charakteryzują się olbrzymią intensywnością i stosunkowo krótkim czasem trwania. Te cechy powodują, że do sieci kanalizacyjnej spływają duże ilości wody. Mimo, że sieć sanitarna nie służy do odprowadzania wód opadowych, lecz ścieków sanitarnych istnieją pewne słabe miejsca, gdzie wody opadowe mogą łatwo spływać do wnętrza. Tymi słabymi punktami są studzienki kanalizacyjne w sieci grawitacyjnej, pompownie przydomowe w sieciach ciśnieniowych i węzły opróżniające w sieciach podciśnieniowych. Słabość tych miejsc wynika z błędów wykonawczych i następnie małej dbałości eksploatacyjnej. Chodzi tu o niewłaściwe usytuowanie tych obiektów względem powierzchni otaczającego terenu. Obiekty te powinny być wyniesione kilka centymetrów powyżej powierzchni terenu. Wówczas początkowe i niewielkie ilości wody nie będą spływać do kanalizacji i nie będą zwiększać ilości ścieków. Takie niewłaściwe usytuowanie studzienek zostało pokazane na rysunku 9, a poprawnie podniesione pokryw oraz ich obudowa zostały pokazane na rysunku 10.



Rys. 9. Nisko zamontowane pokrywy studzienek (fotografia własna)

Niskie, równo z powierzchnią terenu, a czasem nawet poniżej powierzchni otaczającego terenu usytuowanie pokryw studzienek powoduje, że nawet niewielkie opady deszczu skutkują spływami wody opadowej do kanalizacji szczelinami w pokrywie wnosząc nie tylko wodę, ale także wiele zanieczyszczeń jak piasek, ropopochodne i wiele innych (Kaczor, 2009). Czasem uważa się, że niewielka ilość wody spływająca do kanalizacji może być zjawiskiem pozytywnym, gdyż przyczyni się do przepłukania kanału z zalegających osadów. Taka sytuacja szczególnie na końcówkach sieci, gdzie natężenia przepływu są z reguły niewielkie rzeczywiście może poprawić stan kanału. Jednak jeśli woda opadowa będzie wносиła piasek, błoto itp. to ilości osadów na dnie kanału mogą się nawet zwiększać, a usunięcie ciężkiego piasku zalegającego na dnie kanału jest trudne i niezmiernie kłopotliwe.



Rys. 10. Podniesienie wjazdu o studzienki – zabezpieczenie przed niewielkim spływem

Oczywiście w przypadków deszczów nawalnych usytuowanie płyt górnych i wjazdów do studzienek niewiele powyżej powierzchni terenu nie rozwiąże problemu. Wówczas wody opadowe wpływając do studzienek i dalej do sieci mogą spowodować katastrofalne uszkodzenia (Kuliczowska, 2010) lub wypływy typu fontannowego ze studzienek zlokalizowanych w niższych częściach sieci jak pokazano na rysunku 11.



Rys. 11. Wypływ wody opadowej ze studzienek zlokalizowanych niżej
(<https://www.bing.com/images/search?view=deszcze+nawalne+fontanna+z+kanalizacji&form>)

Ochronienie sieci kanalizacyjnej przed skutkami działania deszczów nawalnych i powodzi jest praktycznie niemożliwe, a szczególnie w odniesieniu do kanalizacji ogólnospławnej, gdzie w sposób naturalny spływają wody opadowe. Przepełnianie się wówczas kanałów może spowodować jego uszkodzenia.

4.2. Wpływ deszczów nawalnych na działanie oczyszczalni ścieków

Oczyszczalnia ścieków jest obiektem wrażliwym na wahania przepływu ścieków. Oczywiście projektanci zdają sobie sprawę z konieczności amortyzowania naturalnych wahań między dniami w różnych porach roku, różnych miesiącach i dniach tygodnia i spłaszczenie wahań. Uzyskują to budując różnego rodzaju zbiorniki retencyjne, jednak wahania wynikające z dopływu wody opadowej o olbrzymiej intensywności doprowadzają do bardzo trudnej sytuacji wręcz załamania się procesu technologicznego oczyszczania ścieków. Urządzenia oczyszczania wstępnego wykorzystują zjawiska mechaniki jak przepływy między perforowanymi przegrodami (kraty lub sita) lub sedymentacji, jak w piaskownikach i osadnikach wstępnych. W tych obiektach silny napływ ścieków może skutkować przepychaniem zanieczyszczeń przez przegrody, a w piaskownikach obniżeniem efektów sedymentacji. Konsekwencjami takiej sytuacji jest pogorszenie warunków pracy osadników

wstępnych przez zwiększenie ilości zanieczyszczeń pływających i trudnej pracy zgarniacza oraz, co zdecydowanie gorsze przenoszeniem dużej części zanieczyszczeń mineralnych z piaskownika, co może doprowadzić do utrudnienia odbioru zagęszczonych osadów z dna osadnika.

Poważniejsze problemy, intensywne opady generują w części biologiczne oczyszczalni. Procesy biologicznego oczyszczania mają określone istotne warunki pracy, to jest czas jaki musi upłynąć, aby mogły zajść procesy jednostkowe, takie jak: tlenowy rozkład związków organicznych, beztlenowe procesy rozkładu związków fosforu organicznego, tlenowy proces nitrifikacji, niedotleniony proces denitrifikacji, tlenowy proces defosfatacji itp. Każdy z nich ma wymagany czas reakcji i przy konkretnych, określonych kubaturach obiektów zwiększenie natężenia przepływu skutkuje skróceniem czasu zatrzymania i pogorszeniem efektywności oczyszczania ścieków.

Powyższe uwagi dotyczyły wpływu hydrauliki przepływu na skrócenie procesu i pogorszenie efektywności oczyszczania, ale ten wpływ nie kończy się na tym. Należy dodatkowo podkreślić, że efektywność procesu zależy również od stężenia zanieczyszczeń. Dopływ do ścieków wód opadowych rozcieńcza ścieki bytowe, przez co zmniejsza obciążenie osadu czynnego ładunkiem zanieczyszczeń organicznych, a w konsekwencji pogarsza efektywność pracy.

Reasumując oczyszczalnie ścieków są bardzo wrażliwe na zwiększone dopływy wody z fali powodziowej. Niestety obsługa oczyszczalni ma znikome możliwości ograniczenia destrukcyjnego działania tak dużej ilości mieszaniny wody i ścieków sanitarnych. W takich krytycznych warunkach jedyną możliwość daje stosowanie kanałów obejściowych, szczególnie biologicznej części oczyszczalni. Oczywiście kanały obejściowe mogłyby być wykorzystane jedynie w absolutnie krytycznych sytuacjach, aby uchronić komory przed wyniesieniem osadu czynnego. Po przejściu fali powodziowej przez oczyszczalnię powtórne wpracowywanie trwa długo. W okresach letnich 3–4 tygodni, natomiast zimowych znacznie dłużej.

4.3. Wpływ okresów suszy na system odprowadzania ścieków

Okresy suszy mają marginalny wpływ na działanie systemu kanalizacyjnego. Jedynie w przypadkach ograniczeń zużycia wody mogą się objawiać zmniejszonymi ilościami ścieków. Taka sytuacja może skutkować wolniejszym przepływem ścieków, większą tendencją do sedymentacji osadów i ich późniejszego zagniwania, co w konsekwencji będzie objawiać się emisją nieprzyjemnych zapachów. Również dla oczyszczalni ścieków okres suszy nie ma praktycznego wpływu na jej działanie.

5. Podsumowanie

Powyższa analiza wpływu okresów suszy i deszczów nawalnych, a w konsekwencji powodzi wykazuje, że wpływ tych zjawisk ekstremalnych odciska swoje piętno również na obiektach inżynierskich jakimi są systemy zaopatrzenia w wodę i odprowadzenia ścieków. Okresy suszy zdecydowanie mniej negatywnie wpływają na działanie tych systemów jednak należy podkreślić, że istnieje zależność między suszami a działaniem systemów zaopatrzenia w wodę.

Zdecydowanie istotniejsze i bardziej destrukcyjne jest oddziaływanie deszczów nawalnych i w konsekwencji fali powodziowej. Wpływ ten można zaobserwować na niektóre składniki systemu wodociągowego, a szczególnie systemu kanalizacyjnego.

Literatura

Heidrich Z. 1992. Wodociągi i kanalizacja. Cz. 1. Wodociągi. Wyd. Szkol. i Pedag. Warszawa

<https://www.bing.com/images/search?q=hydranty+przeciwpoc5%bcarowe&qvt=hydranty+przeciwpoc5%bcarowe&form>],

źródło uliczny zewnętrzny [<https://www.bing.com/images/search?view=-oferta-hydranty-zdroj-uliczny-pn10>], tabliczka informacyjna

https://www.bing.com/images/search?view=-large_default%252ftabliczka-wodociagowa-hydrant-pcv]

<http://hydro.geo.uni.lodz.pl/index.php?page=zasoby-wodne>

<https://www.bing.com/images/search?view=deszcze+nawalne+fontanna+z+kanalizacji&form>]

Kaczor G. 2009. Otwory we włazach kanalizacyjnych jako jedna z przyczyn przedostawania się wód przypadkowych do kanalizacji sanitarnej. *Infrastruktura i Ekologia Terenów Wiejskich*, PAN Oddział w Krakowie, Kraków, 9, 155–163.

Licznar P. 2013. Wymiarowanie zbiorników retencyjnych ścieków deszczowych na podstawie syntetycznych szeregów czasowych opadów deszczu. *Ochrona Środowiska*, 35(2), 27–32

Kaczor G. Bugajski P. 2012. Wpływ wód przypadkowych na jakość ścieków oczyszczonych odprowadzanych do odbiornika podczas pogody mokrej. *Gaz, Woda i Technika Sanitarna* 8, 334–337.

Kuliczowska E. 2010. Deszcze nawalne przyczyną katastrof kanalizacyjnych. *Wodociągi Kanalizacja*, 4(74), 38–39

Mikrozanieczyszczenia w środowisku wodnym wywołane czynnikami antropogenicznymi

Maria Włodarczyk-Makula

Katedra Sieci i Instalacji Sanitarnych, Wydział Infrastruktury i Środowiska,
Politechnika Częstochowska, Częstochowa,
email:maria.wlodarczyk-makula@pcz.pl

1. Wstęp

W ostatnim czasie coraz więcej badań w zakresie gospodarki wodno-ściekowej dotyczy zagadnień związanych z wzrastającym zanieczyszczeniem środowiska wodnego mikrozanieczyszczeniami zaliczanymi do grup związków endokrynnie aktywnych/czynnych EDA/EDC oraz określanych jako „*emerging contaminants ECs*”. Grupy te nie są rozłączne i wśród nich można wymienić takie związki chemiczne, które ze względu na właściwości zaliczane są do obu grup. W 2018 roku na liście TEDX liczba związków zaliczonych do EDC sięgnęła 1482 (<https://endocrinedisruption.org/>). Do endokrynnie aktywnych związków i substancji zaburzających działanie układu endokrynologicznego człowieka i zwierząt zalicza się biocydy, hormony pochodzenia naturalnego czy hormony syntetyczne będące składnikami produktów farmaceutycznych oraz chlorowcopochodne organiczne takie jak polichlorowane związki organiczne (dibenzodioksyny PCDD, polichlorowane dibenzofurany PCDF, polichlorowane bifenyle PCB, polichlorowane trifenyle PCT, składniki biologicznie aktywne pestycydów (np. aldryna, dieldryna, chlordan heptachlor, mireks, dichlorodifenylochloroetan DDT), herbicydy (np. atrazyna, kwas 2-metylo-4-chlorofenoksyoctowy MCPA, 2,4-dichlorofenoksyoctowy 2,4-D) estry kwasu ftalowego (Di-2-etyloheksyloftalany DEHP) i nonylofenole NPEO i ich etoksylaty czy alkilofenole (Bolong i in 2009; Bodzek i in. 2010). Wśród substancji chemicznych określanych jako „*emerging contaminants*” wymienia się aktywne składniki farmaceutyków (*Pharmaceutics Phs*), środków kosmetycznych stosowanych do higieny i pielęgnacji (*Personal care products PCP*) oraz surfaktantów (np. liniowe alkilowe benzosulfoniany LAS), konserwanty oraz związki bromo- i chloro-organiczne zmniejszające lub ograniczające palność sztucznych materiałów (*Flame retardants FRs*) oraz dezynfekanty zawierające środki bakteriobójcze (np. Triclosan) (Barcelo i in., 2009; Bhandari i in., 2009). Należy podkreślić, że do każdej z wyżej wymienionych

rodzajów zanieczyszczeń należy kolejnych kilkanaście lub kilkadziesiąt związków aktywnych.

Ocena jakości wód powierzchniowych czy podziemnych pod względem występowania mikrozanieczyszczeń nie jest prowadzona regularnie i kompleksowo. W obecnie obowiązujących polskich przepisach prawnych dotyczących jakości tych wód określono dopuszczalne stężenia jedynie wybranych związków. W rozporządzeniu dotyczącym klasyfikacji wód określono te wartości (biota, woda) dla: wybranych pestycydów, WWA, ftalany DEHP, nonylofenoli (Dz. U., 2019 poz. 2149). W Rozporządzeniu dotyczącym monitoringu wpisano wybrane pestycydy, WWA, dioksyny i dioksynopodobne, nonylofenole, oktylofenole, ftalany DEHP, trichlorometan, tetrachlorometan, trichloroeten (Dz. U., 2019 poz. 2147). Jednocześnie nie podaje się dopuszczalnych stężeń ani wyżej wymienionych ani innych mikrozanieczyszczeń dla ścieków oczyszczonych (Dz. U., 2019 poz. 1311). W rozporządzeniu dotyczącym substancji priorytetowych w dziedzinie polityki wodnej wymienia się 45 związków uznanych za priorytetowe, w tym 21-uznanych za priorytetowe niebezpieczne. Są to między innymi WWA, bromowane difenyletery, ftalany, nonylofenole, dioksyny i dioksynopodobne, związki tributyllocyny, inne fluorowcopochodne organiczne (Dz. U., 2019 poz. 528). Aktualna nowelizacja Decyzji Wykonawczej Komisji UE 2020/1161 z 2020r. zawiera skorygowaną listę obserwacyjną substancji do celów monitorowania obejmującego całą Unię w zakresie polityki wodnej na podstawie dyrektywy Parlamentu Europejskiego i Rady 2008/105/WE. Na liście znajdują się, oprócz siedmiu pestycydów, dwóch herbicydów, dwóch insektycydów i trzech fungicydów, farmaceutyki takie jak: antybiotyki (Amoxycyklina, Cyprofloksacyna, Sulfametaxazol, Trimetoprim), jeden lek antydepresyjny (Wenlafaksyna) oraz 3 azolowe substancje farmaceutyczne (Klotrimazol, Flukonazol, Mikonazol) (Kowal i in., 2021, Dz. U.UE, 2020).

Źródłem mikrozanieczyszczeń w środowisku wodnym jest działalność człowieka czyli czynniki antropogeniczne takie jak: uprawy rolnicze, zanieczyszczone powietrze oraz odprowadzane ścieki komunalne, przemysłowe (w tym odcieki składowiskowe) (Miksch i in., 2016; Włodarczyk-Makuła, 2013; Włodarczyk-Makuła, 2015). Zanieczyszczenie wód powierzchniowych jest wynikiem spływów z pól uprawnych, gdzie stosowane są środki ochrony roślin. Stanowią one liniowe źródło zanieczyszczeń, co sprawia, że tylko działanie polegające na zminimalizowaniu ilości stosowanych środków może ograniczyć ilość spływającą do wód. Ograniczenie depozycji z powietrza jest możliwe w przypadku zmniejszenia emisji zanieczyszczeń do powietrza. Punktowymi źródłami zanieczyszczenia wód są niedostatecznie oczyszczone ścieki i odcieki składowiskowe, które wnoszą znaczny ładunek tych zanieczyszczeń. Wynika to

z tego, że konwencjonalne procesy oczyszczania ścieków lub odcieków nie są wystarczająco skuteczne w usuwaniu większości wyżej wymienionych związków i substancji (Bolong i in., 2009; Noma i in., 2001; Włodarczyk-Makuła i in., 2020). Wprawdzie podczas jednostkowych procesów oczyszczania ścieków następuje separacja tych związków na wskutek sorpcji na cząstkach zawieszin i usuwanie ich wraz z osadami, ale sorpcji ulegają jedynie te związki, które są trudno rozpuszczalne i wykazują silne powinowactwo do cząstek stałych. Należy tu podkreślić, że w ściekach występują inne związki chemiczne (np. substancje powierzchniowo czynne), które powodują wzrost rozpuszczalności niektórych mikrozanieczyszczeń. W środowisku wodnym mikrozanieczyszczenia są kumulowane częściowo w osadach dennych, roślinności i wchłaniane przez organizmy wodne (Olsińska i in., 2007). Obecność mikrozanieczyszczeń w wodach podziemnych jest skutkiem zanieczyszczenia wód powierzchniowych oraz gleb (Petrie i in., 2015). Ponieważ nie monitoruje się tych związków w ściekach wprowadzanych do środowiska, problem ograniczenia ładunku tych mikrozanieczyszczeń w ściekach oczyszczonych i wprowadzenia obowiązkowych analiz jest aktualny (Sosnowska i in., 2009; Tadeo i in., 2012; Petrie i in., 2015). Celem pracy było nakreślenie problemu obecności wybranych mikrozanieczyszczeń w środowisku wodnym pod kątem wykorzystania zasobów do zaopatrzenia gospodarki komunalnej i tym samym wskazanie konieczności ograniczenia emisji tych związków ze źródeł antropogennych jakimi są oczyszczalnie ścieków.

2. Źródła i charakterystyka wybranych mikrozanieczyszczeń

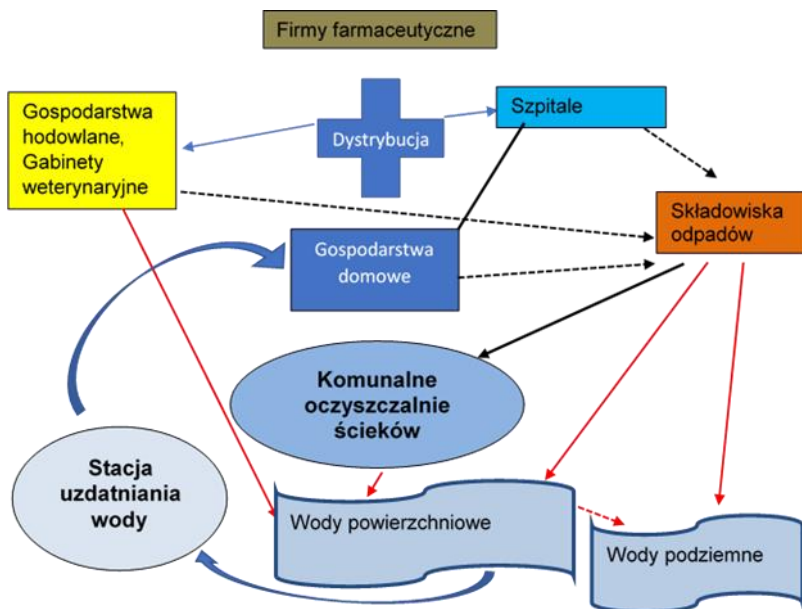
2.1. Farmaceutyki - pozostałości i metabolity

W skład preparatów farmaceutycznych wchodzi bioaktywne związki chemiczne mające właściwości modyfikacji procesów fizjologicznych w organizmach oraz substancje pomocnicze. Farmacutyki są stosowane w medycynie, weterynarii i gospodarstwach hodowlanych. Dane statystyczne wskazują, że ilość produktów handlowych sięga 10 000, a w nich znajduje się ponad 4000 składników aktywnych biologicznie. Wśród farmaceutyków wyróżnia się preparaty steroidowe oraz niesteroidowe. Do steroidowych zalicza się preparaty hormonalne zawierające estrogeny, progestogeny, androgeny oraz fitoestrogeny. Niesteroidowe preparaty terapeutyczne obejmują: antybiotyki, środki przeciwbólowe, przeciwzapalne, β -blokery, regulatory tłuszczu, środki antyepileptyczne, antydepresyjne. W każdej grupie medykamentów jest kilkadziesiąt/kilkaset związków aktywnych. Literatura dotycząca badań obejmujących oznaczanie farmaceutyków w środowisku jest szeroka. Jednak

oznacza się jedynie wybrane i tak spośród środków β -blokerów – propranolol, metoprolol, leków psychotropowych-karbamazepinę, antybiotyków-erytromycynę, amoxicilinę, metronidazol oraz sulfamethozole. Spośród niesteroidowych farmaceutyków przeciwzapalnych oznaczane są kwas salicylowy, ketoprofen, diclofenac ibuprofen, natomiast regulatory cholesterolu – to bezafibrat. Badania preparatów hormonalnych skupiają się na oznaczaniu progesteronu, testosteronu, estradiolu, estronu, 17β -estradiolu oraz 17α -etynyloestradiolu (Tran i in., 2017; Dudziak, 2013).

Składniki farmaceutyków ulegają częściowo przemianom metabolicznym w organizmach tworząc kolejne związki (produkty przemian), które są trudne do zidentyfikowania. Z organizmów wydalone są więc pozostałości bioaktywnych składników oraz produkty przemian metabolicznych (Tadeo i in., 2012). Produkty te, ze względu na większą niż związki podstawowe, rozpuszczalność w wodzie, mają możliwość przemieszczania się w wodach na duże odległości. Dobra rozpuszczalność w wodzie utrudnia wydzielenie ich ze ścieków i sorpcję na zawiesinach. Dlatego ścieki są wymieniane jako źródło zanieczyszczenia wód farmaceutykami i ich metabolitami. Dotyczy to ścieków komunalnych, a właściwie – bytowych, oraz niektórych ścieków przemysłowych i odcieków. Duży udział w ładunku tych związków odprowadzanych siecią kanalizacyjną do oczyszczalni są szpitale i hodowle zwierząt. Rola farmaceutyków w tym obszarze polega na zastosowaniu ich w gospodarstwach hodowlanych (stymulatory wzrostu, środki przeciw pasożytnicze, inhibitory rozwoju niekorzystnej mikroflory np. pierwotniaków) oraz w gabinetach weterynaryjnych. Te składniki mogą migrować do odpływów i przenikać do wód powierzchniowych i podziemnych. Ponadto zużyte lub przeterminowane medykamenty mogą być wprowadzane do ścieków bezpośrednio lub składowane na składowiskach skąd, wraz z wodami opadowymi, migrować do wód. Oprócz tego niektóre farmaceutyki (np. antybiotyki) są wprowadzane bezpośrednio do wód w miejscach hodowli ryb (Sosnowska i in., 2009). Na rysunku 1 przedstawiono źródła i migracje farmaceutyków w środowisku wodnym. Działanie farmaceutyków na organizmy testowe i człowieka jest specyficzne. Oddziaływanie terapeutyczne dla człowieka czy zwierząt nie wyklucza niekorzystnego wpływu pozostałości tych związków oraz ich metabolitów na testowe organizmy wodne. Biorąc pod uwagę toksyczność dla środowiska wodnego EC_{50} lub LC_{50} według U.S. Fish and Wildlife Service Research Information Bulletin (U.S. Fish and Wildlife Service Research Information Bulletin, No. 84–78, U.S. Dept. of the Interior, Washington 1984) w zależności od stężenia farmaceutyki można klasyfikować jako: super toksyczne $<0,01$ mg/L; skrajnie toksyczne $0,01$ – $0,1$ mg/L; wysoce toksyczne $0,1$ – 1 mg/L; umiarkowanie toksyczne 1 – 10 mg/L; nieznacznie

toksyczne 10–100 mg/L; praktycznie nietoksyczne 100–1000 mg/L oraz względnie nieszkodliwe > 1000 mg/L. Uwzględniając ten sposób klasyfikacji przykładowo bardzo toksyczne są sulfametoksazol i ofloksacyna (Nowak R.i in., 2018; Włodarczyk-Makuła i in., 2018).



Rys. 1. Źródła i migracje farmaceutyków w środowisku wodnym

2.2. Środki ochrony osobistej (Personal care products PCP)

Wśród środków ochrony osobistej PCP wymienia się płyny do kąpieli, kosmetyki, kremy posiadające właściwości filtrów promieniowania UV, związki bakteriobójcze, konserwanty, mleczka do ciała, maski oraz substancje zapachowe. Roczne zużycie tych substancji w krajach UE ocenia się na 10000 t. Preparaty te są wieloskładnikowe i ich mieszanina odprowadzana jest ze ściekami bytowymi do oczyszczalni. Wśród stosowanych związków o zdolności absorbowania promieniowania UV można wymienić benzofenon ($C_{13}H_{10}O$), kwas aminobenzoesowy, salicylany, kamfora, benzotriazole i ich pochodne. Benzofenon jest stosowany w produktach takich jak perfumy i mydła, a także jako dodatek do opakowań z tworzyw sztucznych jako UV bloker. Konserwanty stanowią grupę estrów alkilowych kwasu hydroksybenzoesowego. Mają właściwości antybakteryjne, których skuteczność wzrasta wraz z długością

łańcucha alkilowego. Często oznaczane w ściekach kosmetycznych i odciekach składowiskowych są takie związki jak: methylparaben (MP), ethylparaben (EP), propylparaben (PP), buthylparaben (BP), benzophenone (BPh), 3-(4-methylbenzylidene) camphor (4-MBC), N, N-diethyltoluamide (DEET) (Kapelewska i in., 2016). Środki dezynfekcyjne można podzielić na alkoholowe (zawierające alkohol etylowy, benzylovowy, metylowy, propylowy, butylowy, izopropylowy i izobutylowy) i bezalkoholowe czy na: chlorowe i bezchlorowe. Wśród bezalkoholowych wymienia się aldehydy, aminy (np. czwartorzędowe związki amoniowe), związki fenolowe, chlorowe, tlenowe, kwasy, zasady oraz związki metali ciężkich. W dezynfekcyjnych środkach medycznych stosowane są octenidyna i chlorheksydyna, W opatrunkach oraz odzieży stosowane są związki metali takich jak srebro, miedź czy rtęć. Często stosowanym środkiem do dezynfekcji jest chloramina, która spełnia rolę doraźnego środka do odkażania wody, sprzętów, akwariów. Wiele lat jako środek dezynfekcyjny w szpitalach i w kosmetykach stosowany był triklosan TCC (chlorowa pochodna fenolu) i triklokarban TCS. Triklosan był dodawany do mydeł, dezodorantów, kremów antybakteryjnych, past do zębów, płynów do płukania jamy ustnej i innych preparatów kosmetycznych (Tadeo i in., 2012; Petrie i in., 2015). W 2019 r. amerykańska Agencja Żywności i Leków FDA (Food and Drug Administration) wydała zakaz stosowania triklosanu w środkach odkażających do rąk. Jednak, triklosan można wciąż znaleźć w produktach takich jak odzież, naczynia kuchenne, meble i zabawki. Między innymi dlatego w wodach powierzchniowych oznaczane są toksyczne związki powstające z jego rozpadu (Kruszelnicka i in., 2020). Wykazano, że produkty przemian fotochemicznych triklosanu prowadzą do powstawania takich toksycznych produktów jak 2,8-dichlorodibenzo-p-dioksyna i 2,4-dichloro-fenol (Izydorczak i in., 2007; <https://pubchem.ncbi.nlm.nih.gov/compound>). Kolejną grupę zaliczaną do związków stosowanych w preparatach kosmetycznych są syntetyczne aromaty w dezodorantach, szamponach i innych środkach higienicznych. Są to związki nitrowe, policykliczne i makrocykliczne. Są nimi alifatyczne i aromatyczne alkohole, aromatyczno-alifatyczne aldehydy i ketony oraz estry kwasów aromatycznych i eterów. Przykładowo z grupy alkoholi stosowany jest alkohol 2-fenylpropionowy, geraniol, citronelol, mentol, z grupy aldehydów-aldehyd 2-fenylpropionowy, 3-etoksy-4-hydroksy-benzaldehyd, benzaldehyd, a z grupy ketonów-keton metylowo-fenylowy. Spośród estrów stosowane są: mrówczan etylu, octan geranylu, octan etylu czy benzoesan heksylu, a z grupy eterów-eugenol i eter difenylowy. Ze względu na to, że konwencjonalne procesy w oczyszczalniach nie są wystarczająco efektywne w ich usuwaniu, wraz ze ściekami oczyszczonymi są wprowadzane do wód powierzchniowych. Ze względu na wzrost zużycia w/w preparatów

proporcjonalnie wzrasta poziom skażenia wód składnikami tych substancji. Ponadto w ściekach znajdują się produkty przemian chemicznych i biochemicznych, co sprawia, że ścieki są głównym źródłem tych związków w środowisku wodnym. Kolejnym źródłem środków ochrony osobistej w wodach są odcieki ze składowisk, gdzie składowane są nieużyte i przeterminowane preparaty oraz opakowania. Pod wpływem opadów atmosferycznych w wyniku infiltracji składniki PCP mogą infiltrować do wód co znajduje potwierdzenie w literaturze (Kapelewska i in., 2016; Kruszelnicka i in., 2020; Fudala-Książek i in., 2017; Noma i in., 2007).

2.3. Mikrozanieczyszczenia EDC/EAC

Do grupy związków endokrynnie czynnych EDC/endokrynnie aktywnych EDA zalicza się zanieczyszczenia estrogeniczne, wykazujące efekt biologiczny na układ hormonalny człowieka. Jest to grupa związków o zróżnicowanej budowie chemicznej lecz obejmująca chlorowcopochodne organiczne, WWA i inne trwałe organiczne połączenia. Wśród zanieczyszczeń estrogenicznych są mykoestrogeny produkowane przez grzyby, fitoestrogeny produkowane przez rośliny oraz ksenoestrogeny (związki chemiczne syntetyczne). Do ksenoestrogenów zalicza się farmaceutyki stosowane w terapii hormonalnej i antykoncepcji oraz biologiczne aktywne składniki pestycydów, alkilofenole i inne. Z grupy zanieczyszczeń estrogenicznych najczęściej oznaczane są bisfenol A, 17 β -estradiol (naturalny hormon), 4-nonylofenol (alkilofenole syntetyczne-ksenestrogeny) oraz zearalenon (mykoestrogen) (Dudziak, 2013). W rozporządzeniu Unii Europejskiej REACH do substancji wysokiego ryzyka zaliczono estry kwasu ftalowego, co do których istnieje prawdopodobieństwo oddziaływania na układ hormonalny człowieka. Są to cztery związki takie jak: ftalan di(2-etyloheksylu) (DEHP), ftalan diizobutylu (DIBP), ftalan dibutylu (DBP) oraz ftalan benzylu-butylu (BBP) (<https://echa.europa.eu/pl/home>). Ftalany pełnią rolę plastyfikatorów w różnych produktach wykonanych z tworzyw sztucznych (np. wykładziny podłogowe, piłki, przewody, inne wykonane z PVC) (Gani i in., 2017; Fudala-Książek i in., 2017). Źródłem zanieczyszczenia wód powierzchniowych tymi związkami są także spływy z terenów rolniczych i opady atmosferyczne. Ponadto związki te mogą być również, w sposób naturalny i niekontrolowany, syntezowane biologicznie przez rośliny czy grzyby lecz ich związana jest z porą roku i nie jest znacząca w ogólnej ilości tych związków pochodzenia antropogenicznego identyfikowanej w wodach powierzchniowych. (Bodzek M., 2010; Dudziak M., 2013). Szczególną grupę związków, których obecność identyfikuje się w wodach stanowią inhibitory korozji, do których należą benzotriazol

i benzotiazol. Są stosowane w celu zabezpieczenia metalu przed korozją, jako dodatek do barwników, tworzyw sztucznych, środków odladzających, płynów zapobiegających zamarzaniu oraz cieczy chłodzących. Ponadto benzotriazol i benzotiazol są używane w gospodarstwach domowych jako składniki środków chemii gospodarczej. To sprawia, że migrują wraz ze ściekami bytowymi i przemysłowymi, które niedostatecznie oczyszczone wnoszą ładunek tych związków do wód powierzchniowych (Miksch K. i in., 2016). Jak już pisano do grupy EDC zaliczane są także chlorowco-pochodne organiczne. Ze względu na różne miejsca podstawienia atomów chloru ilość dioksyn i furanów wynosi odpowiednio 75 i 135. W przypadku całkowitego wysycenia wolnych pozycji chlorem powstaje oktachlorodibenzodioksyna (OCDD) i oktachlorodibenzofuran (OCDF) odpowiednio wśród dioksyn i furanów (Schechter i in., 2006, Grochowalski). Do dioksynopodobnych zalicza się także polichlorobifenyle (PCB) i polichlorowane trifenyle TCB. Chlor występując w różnych miejscach podstawienia i w różnej ilości atomów (od 1 do 10) tworzy 209 izomerów (Field i in. , 2008). Wśród zanieczyszczeń chloro-organicznych należy wymienić biologicznie aktywne składniki środków ochrony roślin, zwane pestycydami, takich jak zoocydy (insektycydy, akarycydy, nematocyty, aficydy, moluskocydy, rodentycydy, larwicydy, awicydy, bakteriocydy) fungicydy i fungostatyki, herbicydy, regulatory wzrostu (defolianty, desykanty, defloranty), atraktanty, repelenty czy synergetyki. Zawierają węglowodory chlorowane, związki fosforoorganiczne, pochodne kwasu karbaminowego czy pochodne pyretryny. Należy podkreślić, że niektóre związki nie są już używane od kilku dziesięcioleci, ale ich pozostałości i metabolity oznaczane są do chwili obecnej. Przykładem jest dichlorodifenylotrichloroetan DDT, którego użycie ponad 40 lat nie jest możliwe, lecz w środowisku wodnym wciąż oznaczane są pozostałości oraz pochodne takie jak: DDD czy DDE (Baczyński, 2016, Sadecka, 2013). Inne związki z tej grupy to aldryna, dieldryna, chlordan, heptachlor czy toksafen. Są stosowane nie tylko w rolnictwie i ogrodnictwie lecz także w leśnictwie, weterynarii, służbie zdrowia, w impregnatach takich materiałów jak papier, skóry, drewno, materiały tekstylne i tworzywa sztuczne. Wskaźnikiem ogólnym związków chloroorganicznych jest AOX (halogenki adsorbowane na węglu aktywnym), który określa równoważną ilość jonów chloru, bromu i jodu występującą w związkach organicznych. Wskaźnik AOX obejmuje szeroką gamę związków o zróżnicowanych właściwościach. Niektóre związki z tej grupy wykazują działanie rakotwórcze, mutagenne czy teratogenne, ulegają bioakumulacji i są trwałe w środowisku (Ali i in., 2000; Noma i in., 2001; Nowacka i in., 2013).

Mikrozanieczyszczenia EDC są ogólnie słabo rozpuszczalne w wodzie, mogą być sorbowane na cząstkach stałych. Źródłem skażenia wód powierzchniowych

są spływy z pól użytkowanych rolniczo, depozycja z zanieczyszczonego powietrza oraz ścieki niedostatecznie oczyszczone. Na rysunku 1 przedstawiono ścieżki migracji produkowanych i dystrybuowanych substancji stosowanych w różnych preparatach handlowych. W wodach powierzchniowych wraz z cząstkami zawieszin sedymentują i są gromadzone w osadach dennych. Mogą być również wchłaniane przez rośliny i organizmy wodne. W organizmach ulegają bioakumulacji głównie w tkance tłuszczowej (Piotrowski, 2006; Walker i in., 2002).

3. Mikrozanieczyszczenia w środowisku wodnym

Literatura na temat obecności mikrozanieczyszczeń w środowisku jest bogata i dotyczy wielu różnych związków, które zaliczane są do wyżej opisanych grup. Jednak informacje dotyczące zanieczyszczenia środowiska wodnego w Polsce - są fragmentaryczne. Większość z nich nie jest oznaczana w ramach monitoringu, a badania prowadzone są wyrywkowo w różnych lokalizacjach i w różnych terminach. Przykładowe badania w wodach powierzchniowych terenu Polski obejmujące farmaceutyki niesteroidowe przeciwzapalne, β -blokery i kortykosteroidy wykazały, że największe stężenia oznaczono w wodach rzeki Odry pobranych we Wrocławiu oraz w wodach rzeki Kłodnicy na wysokości Gliwic: w wodach Odry stężenie aspiryny sięgało 700ng/L, a metamizolu-900 ng/L, natomiast w Kłodnicy stężenie naproksenu przekraczało 800ng/L. W wodach rzeki Warty na wysokości Częstochowy zidentyfikowano diklofenak, naproksen i paracetamol, które są niesteroidowymi preparatami dostępnymi bez recepty (Kowalski, 2011). Inne badania wskazują, że stężenie diklofenaku, ibuprofenu i paracetamolu wynosiło odpowiednio 500, 100 i 58 ng/L. Stężenie sulfametaxozolu (antybiotyk) było w zakresie od 26 do 60 ng/L (Sosnowska i in., 2009). Znacznie wyższe stężenia wybranych chemioterapeutyków oznaczono w wodach Wisły w okolicach Warszawy: stężenie sulfametaxozolu przekraczało 680 μ g/L, a trimethoprimu – 12 μ g/L (Macherzyński i in., 2021). Badania oznaczania hormonów (estron, 17 β -estradiol, 17 α -etynyloestradiol) w wodach prowadził Dudziak i współpracownicy. W wodach pobranych z Odry i Kanału Gliwickiego wykryto stężenie estronu wynosiło odpowiednio 1,3 ng/L i 1,1 ng/L, natomiast w wodach Wisły stężenie estradiolu było na poziomie 1,3 ng/L (Dudziak i in., 2004; Dudziak i in., 2005). W tabeli 1 przedstawiono stężenia wybranych związków w wodach powierzchniowych z różnych lokalizacji (Bukhardt-Holm, 2011; Włodarczyk-Makula i in., 2018; Urbaniak, 2017; Iglesias, 2014; Kummerer, 2013; Valdes, 2015; Abd El-Gawas, 2014; Voulvoulis, 2004; Leonard, 2001; Nagy, 2013; Wang, 2017; Luo i in., 2014; Brausch i in. 2011; Gani i in., 2017).

Tab. 1. Stężenia wybranych mikrozanieczyszczeń w wodach powierzchniowych

	Stężenie (ng/L)			Stężenie (ng/L)	
Związek	Wody powierzchniowe	Wody podziemne	Związek	Wody powierzchniowe	Wody podziemne
Farmaceutyki					
Diclofenak	2.8 - 470	0-3050	Ibuprofen	10 - 40	0-395
Carbamazepina	ślad - 230	10-2325	Naproxen	ślad - 300	1,2-263
Trimetoprim	1-122	1,4	Mefenamic acid	0,3-169	
Ketoprofen	0,5-9808	2,8-2886	Caffeine		13-505
Sulfamethoxazol	0,3-284	2,0-170			
Kosmetyki					
Triclosan	3-2300	0-118	Keton	4,8- 390	
Triclocarban	19-1425		Ksylen	1,1 - 180	
4MBC – filtr UV	2,3-545		Paraben	15-400	
Hormony					
17β-Estradiol (E2)	369	0,4-147	17α-Ethynylestradiol (EE2)	43	1,2-230
Estron	3,6 - 69,0	0-79			
Środki ochrony roślin					
Dieldryna	2.5		DDT	0,12 - 218	
Diazinon	Do 216	5,3-38	Diuron	Do 408	8,8-178
Atrazyna	100 – 490 000	36-756	Aldryna	15,3	
2,4-D	do 1000		Endosulfan	<4000	
Dioksynopodobne					
PCB (7 kongenerów)	0,3 - 150		PCDF	0,599	
PCDD	0,728 ÷ 6,0				
Inne EDC					
WWA	4,0- 437		Nonylofenol	36,0-33231	
Surfaktanty LAS	70 000-2 450 000		Bisphenol A	6-881	
DEHP	0-5000	0-18 400			

Znacząco różne stężenia mikrozanieczyszczeń oznaczono się w wodach powierzchniowych w innych krajach. Przykładowo stężenia estronu sięgały 4,1 ng/L, stężenia estradiolu i etynyloestradiolu - odpowiednio 5,5 i 5,1 ng/L. Stężenia środków przeciwbólowych takich jak diklofenak, kwas salicylowy, ibuprofen, paracetamol dochodziły do 1000 ng/L. Farmaceutyki wykrywano także w wodach przeznaczonych do spożycia gdzie stężenie paracetamolu sięgało 210 ng/L, a leków psychotropowych – do 1070 ng/L. Amerykańskie badania wskazują, że w wodach przeznaczonych do spożycia oznaczono stężenie tych związków na poziomie 258 ng/L (Sosnowska i in., 2009). Badania zawartości dioksyn i furanów w wodach ograniczają się zwykle do określenia zawartości w osadach dennych, zawiesinie lub/i w organizmach wodnych. Jednostkowe badania w wodach powierzchniowych wskazują, że stężenia poszczególnych związków chlorowcopochodnych były na poziomie pikogramów: od 0,5 do 430 pg/L, natomiast sumaryczne stężenie 7 PCDD i 10 PCDF sięgało odpowiednio; 728 i 599 pg/L (Urbaniak i in., 2009). Dane literaturowe dotyczące zawartości PCDD w wodach rzek japońskich wskazują, że stężenia nie przekraczały 40 pg/L, a stężenia PCDF były 10-krotnie mniejsze (Kim i in., 2002). Więcej uwagi badacze poświęcają związkom chlorowcopochodnym, które są składnikami środków ochrony roślin. Z punktu widzenia zanieczyszczenia środowiska ważne jest to, że niektóre preparaty są zakazane od lat 70-tych ale także w obecnym czasie oznaczane są w środowisku wodnym pozostałości i produkty przemian tych związków, a stężenia poszczególnych związków sięgają 180 000 ng/L (Lewkiewicz-Małysa i in., 2008). Dane dotyczące jakości wód podziemnych pod względem mikrozanieczyszczeń organicznych są nieliczne (tabela 1). Jednak można znaleźć potwierdzenie na obecność nie tylko środków ochrony roślin lecz także farmaceutyków, hormonów, kosmetyków oraz innych związków endokrynnie aktywnych (Wiśniowska i in., 2020).

4. Efektywność usuwania mikrozanieczyszczeń w procesach oczyszczania ścieków

Jak już pisano punktowymi źródłami zanieczyszczenia wód są oczyszczalnie ścieków i odcieków składowiskowych. Dostępne dane literaturowe wskazują na znaczne zróżnicowanie stężenia mikrozanieczyszczeń w ściekach surowych. Efektywność usuwania tych związków ze ścieków zależy od rodzaju procesu oraz od właściwości aktywnego związku. Przykładowo środki przeciwbólowe kwasowe (np. ibuprofen, kwas acetylosalicylowy, diklofenak) w środowisku obojętnym prawie w ogóle nie ulegają sorpcji, natomiast farmaceutyki zasadowe takie jak antybiotyki są łatwiej sorbowalne na cząstkach zawieszin.

Zróznicowanie właściwości mikrozanieczyszczeń sprawia, że stopień usunięcia jest nierównomierny (od 0 do 100%) (Tadeo i in., 2012; Petrie i in., 2015). Przykładowe dane z oczyszczalni krakowskiej wskazują, że skuteczność usunięcia badanych farmaceutyków z grupy niesteroidowych była w granicach od 89 do 96%, a bakteriobójczego Triclosanu, – 45%. W ściekach oczyszczonych w oczyszczalni miejskiej w Zabrze, stężenia pozostałości farmaceutyków były stosunkowo wysokie i sięgały 8400 ng/L (Felis i in., 2005). Wyniki badań są często trudne do porównania z uwagi na zróżnicowaną charakterystykę ścieków i stosowanych metod i warunków procesowych. Mimo rozbieżności dane literaturowe jednoznacznie wskazują, że w procesach stosowanych w konwencjonalnych oczyszczalniach ścieków mikrozanieczyszczenia organiczne są usuwane w stopniu niewystarczającym dla właściwej ochrony środowiska wodnego. Dlatego konieczne jest rozważenie zastosowania dodatkowych procesów do doczyszczania ścieków. Wśród nich wymienia się sorpcję (np. na węglu aktywnym), koagulację, pogłębione utlenianie chemiczne lub fotochemiczne (procesy AOP), ciśnieniowe procesy membranowe lub procesy zintegrowane (Włodarczyk-Makula i in., 2020). Należy podkreślić, że oprócz doboru technologii do dominujących mikrozanieczyszczeń i ustalenia warunków procesowych w celu ochrony środowiska wodnego ważne są badania toksyczności ścieków oczyszczonych. Niedostatecznie oczyszczone ścieki i zanieczyszczenie wód ksenobiotykami jest istotnym problemem z uwagi na to, że wody powierzchniowe są często źródłem zaopatrzenia w wodę aglomeracji miejskich. Także i procesy stosowane w stacjach uzdatniania wody nie zapewniają wysoce efektywnego usunięcia tych mikrozanieczyszczeń (Olsńska i in., 2007; Nowacka i in., 2013). Dlatego niektóre związki występują w stężeniach oznaczalnych także w wodach przeznaczonych do spożycia. Przykładem jest paracetamol wykryty w wodach przeznaczonych do spożycia, którego stężenie wynosiło 210 ng/L, a leków psychotropowych - na poziomie 1070 ng/L (Sosnowska i in., 2009). W rozporządzeniu dotyczącym jakości wody do spożycia podawane są jedynie wartości dopuszczalne dla kilku wybranych pestycydów, WWA i trihalometanów THM. Inne mikrozanieczyszczenia nie są normowane i tym samym nie kontrolowane (Dz. U., 2017 poz. 2294; Włodarczyk-Makula i in., 2019). Natomiast mają szczególne znaczenie dla zdrowia człowieka ze względu na toksyczne czy endokrynnie aktywne oddziaływanie (IARC, 2013).

5. Podsumowanie

W ostatnim czasie obserwuje się wzrost zainteresowania badaczy ochroną środowiska wodnego w zakresie mikrozanieczyszczeń nazywanych „*emerging*

contaminants” oraz wykazujących działanie endokrynnie aktywne EDC. Sukcesywnie odnotowuje się wzrost stężeń związków chemicznych zaliczanych do tej grupy czyli farmaceutyków, środków ochrony osobistej i innych związków chlorowcopochodnych. Stężenia tych związków zależą głównie od sposobu użytkowania terenu i od jakości ścieków oczyszczonych wprowadzanych do środowiska wodnego. Jest to ważne z punktu widzenia zaopatrzenia w wodę gospodarki komunalnej. W obecnie obowiązujących przepisach prawnych dotyczących jakości wód powierzchniowych podaje się jedynie wartości dopuszczalne wybranych związków. Niektóre wymieniane są w przepisach dotyczących monitoringu, zaliczane są do priorytetowych dla środowiska wodnego, lecz brakuje ich w przepisach ograniczających ich występowanie w ściekach oczyszczonych. W procesach technologicznych stosowanych w oczyszczalniach skuteczność usuwania poszczególnych związków jest zróżnicowana, lecz często niewystarczająca. Również procesy uzdatniania wody nie zapewniają ich usunięcia, a mogą powodować powstawanie produktów ubocznych. Stanowi to niebezpieczeństwo występowania niektórych związków w wodzie przeznaczonej do spożycia. Problem zanieczyszczenia wód mikrozanieczyszczeniami jest o tyle istotny i aktualny, że niektóre z nich wykazują działanie rakotwórcze, mutagenne i teratogenne na organizmy, kumulują się w organizmach wodnych co stwarza zagrożenie wnikania do łańcucha pokarmowego człowieka, mogą inicjować zmiany genetyczne i nowotworowe w organizmach oraz tworzyć produkty przemian metabolicznych o większej toksyczności niż związki podstawowe. Dlatego w celu ochrony wód przed zanieczyszczeniem konieczne jest podjęcie działań zmierzających do poszerzenia listy mikrozanieczyszczeń w dokumentach prawnych, obowiązku stałego monitorowania stężeń tych związków w ściekach odprowadzanych do wód, opracowanie skutecznych metod usuwania/degradacji mikrozanieczyszczeń z wód i ścieków oraz wprowadzenie do praktyki dodatkowych procesów oczyszczania ścieków przed odprowadzeniem ich do odbiorników.

Pracę zrealizowano w ramach subwencji Politechniki Częstochowskiej, Wydział Infrastruktury i Środowiska BS-PB-400-301/21

Literatura

Abd El-Gawas H., 2015, Aquatic environmental monitoring and removal efficiency of detergents, *Water Science*, 28, 1, 51–64.

Ali M., Srekrishnan T.R., 2000, Anaerobic treatment of agricultural residua based pulp and paper Mill effluents for AOX and COD reduction, *Process Biochemistry*, 3625–29.

Baczyński T., 2016, Bioremediacja gruntów skażonych dichlorodifenylotrichloroetanem (DDT) i jego pochodnymi, Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej, Kraków.

Barcelo D., 2003, Emerging pollutants in water analysis - Editorial. *Trends in Analytical Chemistry*, 22 (10), 685–696.

Bhandari A., Surampalli R.Y., Adams C.D., Champagne P., Ong S.K., Tyagi R.D., Zhang T.C., 2009, Contaminants of Emerging Environmental Concern, American Society of Civil Engineering, Reston, Virginia.

Bodzek M., Konieczny K., 2010, Wykorzystanie technik membranowych w uzdatnianiu wody do picia, Cz. II. Usuwanie związków organicznych, *Technologia wody*, 2, 15–31.

Bolong N., Ismail A.F., Salim M.R., Matsuura T., 2009, A review of the effects of emerging contaminants in wastewater and options for their removal, *Desalination*, 239, 1–3, 229–246.

Brausch J. M., Rand G. M., 2011, A review of personal care products in the aquatic environment: Environmental concentrations and toxicity, *Chemosphere*, 82, 1518–1532.

Bukhardt-Holm P., 2011, Linking Water Quality to Human Health and Environment: The Fate of Micropollutants, National University Singapore, Working Paper Series.

Dudziak M., 2013, The Study on the Effectiveness of the Mycoestrogens Removal from Water via Integrated Sorption-Photocatalysis-Nanofiltration System, *Annual set the Environment Protection*, 15(2), 1929–1936.

Dudziak M., Bodzek M., 2005, Alternatywne uzdatnianie wody z wykorzystaniem ciśnieniowych procesów membranowych w usuwaniu estrogenów, *Inżynieria i Ochrona Środowiska*, 1, 87–98.

Dudziak M., Luks-Betlej K., 2004, Ocena obecności estrogenów - steroidowych hormonów płciowych w wybranych wodach rzecznych w Polsce, *Ochrona Środowiska*, 1, 21–24.

Dz. U 2017, poz. 2294, Rozporządzenie Ministra Zdrowia w sprawie jakości wody przeznaczonej do spożycia przez ludzi.

Dz. U 2019 poz. 1311, Rozporządzenie Ministra Gospodarki Morskiej i Żeglugi Śródlądowej w sprawie substancji szczególnie szkodliwych dla środowiska wodnego oraz warunków, jakie należy spełnić przy wprowadzaniu do wód lub do ziemi ścieków, a także przy odprowadzaniu wód opadowych lub roztopowych do wód lub do urządzeń wodnych.

Dz. U 2019 poz. 2147, Rozporządzenie Ministra Gospodarki Morskiej i Żeglugi Śródlądowej w sprawie form i sposobu prowadzenia monitoringu jednolitych części wód powierzchniowych i jednolitych części wód podziemnych.

Dz.U. 2019 poz. 2149, Rozporządzenie Ministra Gospodarki Morskiej i Żeglugi Śródlądowej) w sprawie klasyfikacji stanu ekologicznego, potencjału ekologicznego i stanu chemicznego oraz sposobu klasyfikacji stanu jednolitych części wód powierzchniowych, a także środowiskowych norm jakości dla substancji priorytetowych.

Dz.U. 2019 poz. 528, Rozporządzenie Ministra Gospodarki Morskiej i Żeglugi Śródlądowej w sprawie wykazu substancji priorytetowych.

Dz.U. UE L, 2020, Decyzja wykonawcza komisji (UE) 2020/1161 ustanawiająca listę obserwowalną substancji do celów monitorowania obejmującego całą Unię w zakresie polityki wodnej.

Felis E., Miksch K., Surmacz-Górska J., Ternes T., 2005, Presence of pharmaceuticals in wastewater from WWTP Zabrze Śródmieście in Poland, 31, 3, 39–45.

Field J.A., Sierra-Alvarez R., 2008, Microbial transformation and degradation of polychlorinated biphenyls, *Environmental Pollution*, 155, 1–12

Fudala-Książek, S., Łuczkiewicz, A., Pierpaoli, M., 2017, Fate and significance of phthalates and bisphenol A in liquid by-products generated during municipal solid waste mechanical-biological pre-treatment and disposal. *Waste Management*, 64, 28–38.

Gani K., Muzamil, T., Vinay K., Kazmi A. A., 2017, Occurrence of phthalates in aquatic environment and their removal during wastewater treatment processes: a review, *Environmental Science and Pollution Research* 24, 17267–17284.

Grochowalski A., Dioksyny, www.dioksyny.pl/files/Informacje_o_dioksynach.pdf

<https://echa.europa.eu/pl/home>

<https://endocrinedisruption.org/>

<https://pubchem.ncbi.nlm.nih.gov/compound>

IARC, 2015, Polychlorinated and polybrominated biphenyls, Monographs on the evaluation of carcinogenic risk to humans, WHO, Geneva, 17.

Iglesias A., Nebot C., Vazquez B., Coronel-Olivares C., Abuin C., Cepeda A., 2014, Monitoring the Presence of 13 Active Compounds in Surface Water Collected from rural areas in North-western Spain, in: *International Journal of Environmental Research and Public Health*, vol. 11 no 5, p. 5251–5272.

Izydorczak M., Stefańska J., 2007, Środek przeciwbakteriobójczy triclosan-działanie, zastosowanie, zagrożenia, Biuletyn Wydziału Farmaceutycznego Akademii Medycznej w Warszawie, 2, 13–17.

Kapelewska J., Kotowska U., Wiśniewska K., 2016, Determination of personal care products and hormones in leachate and groundwater from Polish MSW landfills by ultrasound-assisted emulsification microextraction and GC-MS, *Environ Sci Pollut Res Int.* 23,2, 1642–52.

Kim H.K., Masaki H., Matsumura T., Kamei T., Magara Y., 2002, Removal efficiency and homologue patterns of dioxins in drinking water treatment, *Water Research*, 36, 4861–4869.

Kowal P., Grubba D., Makinia J., 2021, Aktualne trendy i rekomendacje w zakresie usuwania mikrozanieczyszczeń należących do farmaceutyków i pestycydów ze ścieków komunalnych, *Forum eksploatatora*, 1, 32–37.

Kowalski B., Oznaczanie wybranych leków z różnych grup terapeutycznych w wodach powierzchniowych z zastosowaniem technik chromatograficznych, Politechnika Śląska, Gliwice, Wydział Chemiczny, Praca doktorska, 2011.

Kruszelnicka I., Ginter-Kramarczyk D., Michałkiewicz M., 2020, Triklosan – budowa, właściwości oraz działania niepożądane, *Technologia wody*, 3–4.

Kummerer K., 2013, *Pharmaceuticals in the environment: Sources, Fate, Effects and Risks*, Springer.

Leonard A.W., Hyne R.V., Lim R.P., Leigh K.A., Le J., Beckett R., 2001, Fate and toxicity of endosulfan in Namoi River water and bottom sediment, in: *Journal of Environmental Quality*, 30, 3, 750–759.

Lewkiewicz-Małysa A., Konopka E., 2008, Ocena jakości wód podziemnych w rejonie składowania przemysłowych odpadów organicznych, *Wiertnictwo Nafta Gaz*, 25, 2, 441–446.

Luo, Y., Guo, W., Ngo, H. Hao., Nghiem, L. Duc., Hai, F. Ibney., Zhang, J., Liang, S., 2014, A review on the occurrence of micropollutants in the aquatic environment and their fate and removal during wastewater treatment. *Science of the Total Environment*, 473–474, 619–641.

Macherzyński B., Wszelaka-Rylik M., Włodarczyk-Makuła M., Górecka-Andrzejewska D., 2021, Removal of chemotherapeutic agents in an integrated process of coagulation and sorption, *Desalination and Water Treatment*, w druku.

Miksch K., Felis E., Kalka J., Sochacki A., Drzymała J., 2016, Mikrozanieczyszczenia w środowisku - występowanie, interakcje, usuwanie, Środkowo-Pomorskie Towarzystwo Naukowe Ochrony Środowiska, Monografie, Koszalin.

Nagy A.S., Szabo J., Vass I., 2013, Occurrence and distribution of polycyclic aromatic hydrocarbons in surface water of the Raba River, Hungary, in: *Journal of Environmental Science and Health A Toxic Hazard Substance Environmental Engineering*, 48, 10, 1190–1200.

Noma Y., Yamane S., Kida A., 2001, Adsorbable organic halides (AOX), AOX formation potential, and PCDDs/DFs in landfill leachate and their removal in water treatment processes, *J Mater Cycles Waste Manag*, 3, 126–134.

Nowacka A., Włodarczyk-Makuła M., Dąbek L., Ozimina E., 2013, Związki chlorowcoorganiczne oznaczane jako AOX w uzdatnianej wodzie, *Inżynieria i Ochrona Środowiska*, 16, 1, 69–79.

Nowak R., Wiśniowska E., Włodarczyk-Makuła M., Effectiveness of degradation and removal of pharmaceuticals which are the most frequently identified in surface water, *Desalination and Water Treatment*, 134, 2018, 211–224.

Olsińska U., Figna E., 2007, Monitoring adsorbowalnych chlorowcopochodnych związków organicznych (AOX) w wodach powierzchniowych i podziemnych ujmowanych dla celów wodociągowych, cz. I, *Ochrona Środowiska*, 29, 1, 16–20.

Petrie B., Barden R., Kacprzyk-Hordern, 2015, A review on emerging contaminants in wastewaters and the environment: Current knowledge, understudied areas and recommendations for future monitoring, *Water Research*, 72, 3–27.

Piotrowski J. red., 2006, Podstawy toksykologii, Wydawnictwa Naukowo-Techniczne WNT, Warszawa.

Sadecka Z., 2013, Toksyczność w procesie beztlenowej stabilizacji komunalnych osadów ściekowych, Komitetu Inżynierii Środowiska PAN, Monografie 10.5

Schechter A., Birnbaum L., Ryan J.J., Constable J.D., 2006, Dioxins: An overview, *Environmental Research*, 101, 419–428.

Sosnowska K., Styszko-Grochowiak K., Gołaś J., 2009, Leki w środowisku źródła, przemiany, zagrożenia, Akademia Górniczo-Hutnicza, Kraków 395–404, www.profuturo.agh.pl.

Tadeo J.L., Sanchez-Brunete C., Albero B., Garcia-Valcarcel A.I., Perez R.A., 2012, Analysis of emerging organic contaminants in environmental solid samples, *Central European Journal of Chemistry*, 10, 3, 480–520.

Tran N.H., Chen H., Reinhard M., Mao F., Gin K.Y.-H., 2016, Occurrence and removal of multiple classes of antibiotics and antimicrobial agents in biological wastewater treatment processes, *Water Research*, 104, 461–472.

Urbaniak M., Kiedrzyńska E., Grocho-Walski A., 2017, The variability of PCDD/F concentrations in the effluent of wastewater treatment plants with regard to their hydrological environment, in: *Environmental Monitoring Assessment*, 189, 2, 90.

Urbaniak M., Zieliński M., Wesołowski W., Zalewski M., 2009, Polychlorinated dibenzo-p-dioxins (PCDDs) and polychlorinated dibenzofurans (PCDF) compounds in sediments of two shallow reservoirs in central Poland, *Archiwum Ochrony Środowiska*, 35, 2, 125–132.

Valdes M., Marino D., Wunderlin D., Somoza G., Ronoco A., Carriquiri Borde P., 2015, Screening concentration of E1, E2 and EE2 in sewage effluents and surface waters of the ‘Pampas’ region and the ‘Rio de la Plata’ estuary (Argentina), in: *Bulletin of Environmental Contamination Toxicology*, 94, 1, 29–33.

Voulvoulis N., Scrimshaw M.D., Lester J.N., 2014, Removal of organotins during sewage treatment: a case study, *Environmental Technology*, 25, 6, 733–740.

Walker C.H., Hopkin S.P., Silby R.M., Peakall D.B., 2002, Podstawy ekotoksykologii, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa.

Wang C., Zhou S., Wu J., Song J., Shi Y., Li B., Chen H., 2017, Surface water polycyclic aromatic hydrocarbons in urban areas of Nanjing, China, *Water Science and Technology*, DOI:10.2166/wsr.2017.387.

Wiśniowska E., Włodarczyk-Makuła M., Rak J., Tchórzewska-Cieślak B., Estimation of potential health and environmental risk associated with the presence of micropollutants in water intakes located in rural areas, *Desalination and Water Treatment*, 2020, 199, 339–351.

Włodarczyk-Makuła M., 2013, Wybrane mikrozanieczyszczenia organiczne w wodach i glebach, Komitet Inżynierii Środowiska PAN, Monografie 104.

Włodarczyk-Makuła M., 2015, Physical and chemical fates of organic micropollutants, Scholar-Press, Saarbrücken.

Włodarczyk-Makuła M., Nowacka-Klusek A., 2019, Decrease in the chloride disinfection by-products (DBPs) formation potential in water as a result of coagulation process, *Desalination and Water Treatment*, 167, 96–104.

Włodarczyk-Makuła M., Popenda A., Wiśniowska E., 2018, Monitoring of organic micropollutants in effluents as crucial tool of sustainable development, *Problemy Ekorozwoju*, 2, 191–198.

Włodarczyk-Makuła M., Wiśniowska E., 2020, Mikrozanieczyszczenia organiczne (MPs) w ściekach – źródła, toksyczność, metody usuwania, Monografia pod red. J. Bień, M. Gromiec, L. Pawłowski, Ocena gospodarki ściekowo-osadowej w Polsce, Komitet Inżynierii Środowiska PAN, Monografie 166.

Metody oceny ryzyka w procesie zarządzania eksploatacją systemów zaopatrzenia w wodę w obliczu zmian klimatu

Izabela Zimoch

*Katedra Inżynierii Wody i Ścieków, Wydział Inżynierii Środowiska i Energetyki,
Politechnika Śląska*

1. Wprowadzenie

Dynamiczny rozwój cywilizacji przekłada się na usprawnienia procesu dostaw wody do jej konsumentów, co nierozdzielnie związane jest konsekwentną rozbudową i doskonaleniem funkcjonowania systemów zaopatrzenia w wodę (SZW). Systemy te charakteryzują się złożoną strukturą budujących je obiektów technicznych, których bezawaryjne współdziałanie zapewnia ciągłość dostaw wody do odbiorców usług wodociągowych. Rozwój tych systemów, jak i wysokie oczekiwania konsumentów wody do jakości świadczonych usług, są niewątpliwie siłą motoryczną rozwoju zarówno metod oceny ryzyka, jak i narzędzi analitycznych stanowiących element systemu DSS (*Decision Support System*) w procesie podejmowania decyzji operacyjnych. Ciągły rozwój dyscyplin naukowych zajmujących się ryzykiem, automatyką i sterowaniem, optymalizacją, czy modelowaniem matematycznym, zmierza między innymi do opracowanie procedur analitycznych i eksploatacyjnych, których istotą jest zwiększenie skuteczności i bezpieczeństwa działania urządzeń i układów technicznych. Interpretacja bezpieczeństwa SZW odnosi się do stanu bezawaryjnej i niezawodnej eksploatacji jego podsystemów od ujęcia do kranu konsumenta, obejmujących procesy ujmowania, uzdatniania, magazynowania, dystrybucji zarówno sieciami wodociagowymi jak również instalacjami doprowadzającymi wodę do zaworu czerpalnego u odbiorcy. W takim ujęciu bezpieczeństwo funkcjonowania SZW, szczególnie w dobie nasilających się zmian klimatu, związane jest z grupą zdarzeń eksploatacyjnych odpornych na negatywne oddziaływanie czynników środowiska zewnętrznego i niszczące działanie czynników środowiska wewnętrznego. Odziaływania te są skutkiem błędnych decyzji operatora systemu, czy też efektem nieprzewidzianych zjawisk losowych, takich jak coraz częściej występujące długotrwałe susze przekładające się na drastyczne zmniejszenie ilości zasobów dyspozycyjnych, nawalne deszcze skutkujące dynamiką zmian jakościowych ujmowanych wód, czy też nieprzewidziane zmiany w ekosystemach wodnych wywołane presją rozwoju gospodarczego. Zatem aplikacja metod identyfikacji zdarzeń niebezpiecznych

i zagrożeń oraz oceny ryzyka zmierza do opracowania skutecznych środków bezpieczeństwa jak i racjonalnych barier ochronnych minimalizujących ryzyko eksploatacji SZW, a tym samym gwarantujących bezpieczeństwo zdrowotne konsumenta wody.

Zalecane od ponad 20 lat przez Światową Organizację Zdrowia (*World Health Organization*; WHO) podejście do bezpieczeństwa wody, oparte na zarządzaniu ryzykiem w całym łańcuchu dostaw wody od ujęcia do kranu konsumenta skutkowało najpierw rewizją Dyrektywy 98/83/WE (DWD, 1998) przeprowadzoną w 2015 r. (DWD, 2015), a następnie zatwierdzeniem w grudniu 2020 r. przez Parlament Europejski i Radę Europy nowej dyrektywy dotyczącej jakości wody przeznaczonej do spożycia przez ludzi (DWD, 2020). W Polsce przełożyło się to na zmiany wprowadzone ustawą z dnia 20 lipca 2017 r. Prawo Wodne (Prawo Wodne, 2017), zobowiązujące przedsiębiorstwa wodociągowe na podstawie artykułu 133 do przeprowadzania analizy ryzyka na potrzeby ustanowienia strefy ochronnej ujęcia wody. Konsekwentnie, w ślad za rewizją Drinking Water Directive (DWD), Rozporządzenie Ministra Zdrowia w sprawie jakości wody przeznaczonej do spożycia z grudnia 2017 r. (Rozporządzenie, 2017), zaleca, na zasadach fakultatywności, nowe podejście do zarządzania bezpieczeństwem wody, oparte na ocenie ryzyka przeprowadzonej zgodnie z normą PN-EN 15975 (PN-EN, 2017). Obecnie w Polsce przedsiębiorstwa wodociągowe, które wprowadzają ten system mogą ubiegać się o zatwierdzenie przez organ kontrolujący Państwową Stację Sanitarno-Epidemiologiczną (PSSE) harmonogramu monitoringu parametrów jakości wody opartego na indywidualnym doborze zakresu i częstotliwość badań parametrów wody, wynikających z oceny ryzyka. W ślad za wypracowywanym od szeregu lat stanowiskiem bezkompromisowego zarządzania ryzykiem w procesie dostaw wody do konsumenta od dnia 12 stycznia 2021 r. obowiązuje w państwach Unii Europejskiej (UE) Dyrektywa Parlamentu Europejskiego i Rady 2020/2184 z dnia 16 grudnia 2020 r. w sprawie jakości wody przeznaczonej do spożycia przez ludzi (DWD, 2020). Zgodnie z procedurą legislacji UE, państwa członkowskie mają 2 lata na implementowanie DWD do prawa krajowego i 5–6 lat na wdrożenie poszczególnych artykułów. Zatem to, o czym w Polsce dyskutowano od szeregu lat w branży wodociągowej stało się nieodwracalną rzeczywistością, w której podmioty uczestniczące w procesie dostaw wody pitnej, a nie tylko przedsiębiorstwa wodociągowe, będą musiały wdrożyć zarządzanie ryzykiem w codzienne praktyki eksploatacyjne systemów zaopatrzenia w wodę. Wprowadzenie oceny ryzyka w zaopatrzeniu w wodę, jako obowiązkowej procedury zarządzania SZW minimalizującej skutki zdrowotne konsumenta wody jest stymulantem doskonalenia i rozwoju metod oceny niezawodności i ryzyka. Zatem, obecnie stoimy przed wyzwaniem,

opracowania przede wszystkim metod analizy ryzyka o dużym potencjale aplikacyjnym, zapewniającym, iż idea i koncepcja zarządzania ryzykiem pozwoli licznym uczestnikom procesu dostaw wody do konsumenta na skuteczne jego wdrożenie w codzienne praktyki eksploatacyjne poszczególnych komponentów SZW.

2. Wpływ zmian klimatu na bezpieczeństwo funkcjonowania SZW

Skutki zmian klimatu przekładają się na dynamikę przemian zachodzących w ekosystemach wodno-lądowych, w tym zasobach wód powierzchniowych jak i podziemnych, z których część stanowi źródła zaopatrzenia wodę przeznaczoną do spożycia przez ludzi. Niestety, w Polsce od szeregu lat obserwuje się znaczną ekspansję rejonów, szczególnie małych jednostek osadniczych o rozproszonych SZW, w których negatywne skutki zmienności ilościowej i jakościowej wody w źródle zasilania coraz częściej przekładają się na okresowe przerwy w dostawie wody, lub ograniczenia w powszechnym jej dostępie. Zdarzenia te powodują obniżenie społecznej akceptowalności poziomu realizacji zadań powierzonych przedsiębiorstwom wodociągowym, a tym samym niską ocenę społeczną poczucia bezpieczeństwa dostaw wody. Wysoka jakość dostarczanej odbiorcy wody oraz wysoki poziom świadczonych usług stawia przed przedsiębiorstwami konieczność wprowadzania różnego rodzaju zabezpieczeń, zgodnie z procedurami zarządzania ryzykiem. Są to systemy ostrzegania przed niepożądanymi zdarzeniami, przekładającymi się na zmiany jakości wody w ujęciu, jak i w newralgicznych punktach eksploatacji podsystemu produkcji wody (PsPW), czy też podsystemu dystrybucji wody (PsDyW), które zapewniają pełną kontrolę potencjalnych zagrożeń. Niekorzystne zmiany jakości wody są szczególnie istotne w przypadku systemów dostarczających wodę ujmowaną z zasobów powierzchniowych, które w porównaniu do zasobów wód podziemnych charakteryzują się dużą sezonową zmiennością ilościową i jakościową. Charakter tych zmian oddziałuje bezpośrednio na warunki i sprawność działania przede wszystkim obiektów ujmujących i uzdatniających wodę, ale również na sieć wodociągową, w której zachodzą złożone procesy zmiany jakości wody (Zimoch, 2019; Zimoch, 2011; Rak, 2015; Tchórzewska-Cieślak i in., 2017; Tchórzewska-Cieślak i in., 2010; Zimoch, 2006; Zimoch, 2009; Zimoch i in., 2015; Zimoch i in., 2016).

Trendy światowej gospodarki w dobie zmian klimatu przekładają się na politykę zasobooszczędnej Europy, która kreuje kolejny czynnik determinujący realia funkcjonowania SZW jakim jest obserwowany w ciągu ostatnich lat spadek zużycia wody. Ograniczenie zużycia wody skutkuje znacznie mniejszą

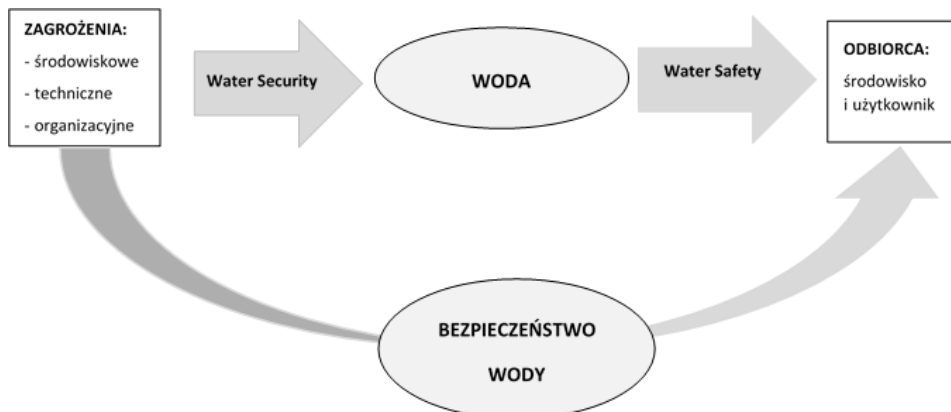
jej produkcją, a co za tym idzie koniecznością eksploatacji nadmiernie rozbudowanych systemów wodociągowych. Zatem nadwyżka zdolności produkcyjnych SZW oraz stan nadmiernej przepustowości eksploatacyjnej podsystemu dystrybucji, w stosunku do rzeczywistego zapotrzebowania i rozbioru wody w jednostkach osadniczych, jest faktem determinującym realia bezpiecznej eksploatacji systemów wodociągowych. Konsekwencjami tego są istotne problemy nie tylko w prawidłowym funkcjonowaniu SZW, ale również w eksploatacji systemów kanalizacyjnych. Zatem zmiany klimatu oraz postęp techniczny dają nowe spojrzenie na funkcjonowanie i rozwój jednostek osadniczych, w którym gospodarka wodno-ściekowa postrzegana powinna być zgodnie z duchem gospodarki o obiegu zamkniętym. Podejście takie podkreśla konieczność wdrażania systemu multibarier, którego istotą jest wzmacnianie ochrony funkcjonowania SZW przed czynnikami destrukcyjnymi. Zadaniem systemu multibarier jest eliminacja powstałego zagrożenia lub ograniczenie jego niepożądanych skutków, w efekcie nagłych zmian czynników środowiska naturalnego jak i konsekwencji błędnych decyzji operacyjnych. Dla każdego potencjalnego zdarzenia niebezpiecznego (np. zanieczyszczenie incydentalne, powodzie, susze), opracowuje się alternatywne rozwiązania, stanowiące bariery ochronne pozwalające na minimalizację wygenerowanych szkód (CCME, 2002; Zimoch, 2019).

Kluczowy wpływ zmian klimatu na funkcjonowanie SZW, podkreśla konieczność współpracy między wszystkimi użytkownikami ekosystemów wodnych, bowiem cel dążeń zrównoważonego rozwoju społeczno-gospodarczego nie zostanie osiągnięty bez świata bezpiecznego dla wody i dbającego o jej ochronę (ang. *water security*) oraz bez wody bezpiecznej dla świata, a zwłaszcza jej konsumentów (ang. *water safety*). United Nations Water (UN-Water), koordynująca działania ponad 30 jednostek Organizacji Narodów Zjednoczonych (ONZ) zajmujących się gospodarką wodno-ściekową, definiuje bezpieczeństwo wody jako (UN-Water, 2013):

...zdolność zapewnienia ludności stałego dostępu do zasobów naturalnych wody o odpowiedniej ilości i jakości, niezbędnych do podtrzymania życia, dobrobytu człowieka i rozwoju społeczno-gospodarczego, a także zapewnienia ochrony zarówno przed zanieczyszczeniami wywołującymi choroby przenoszone wodą jak i kłóskami żywiołowymi związanymi z wodą, oraz zdolność do zachowania ekosystemów wodnych w klimacie pokoju i stabilności politycznej...

Bezpieczeństwo wody to ochrona środowiska, dbałość o dobre praktyki i standardy. Wszystkie te działania, w celu osiągnięcia długoterminowych celów zapewnienia dostępu do wody wszystkim mieszkańcom na świecie, to przede wszystkim działania mające na celu ograniczenia skutków wpływu zmian klimatu na zasoby dyspozycyjne wód. Zatem, bezpieczny świat oznacza

globalną odpowiedzialność za wodę i zintegrowane zarządzania jej zasobami we wszystkich sektorach począwszy do finansów, poprzez rolnictwo, energetykę, gospodarkę komunalną, turystykę, przemysł, zdrowie, na edukacji kończąc (Zimoch, 2019).



Rys. 1. Współzależność water security i water safety (Zimoch, 2019)

Współcześnie, działalność człowieka coraz częściej odnosi się do water security (Rysunek 1.), interpretowanego jako ochrona oraz zabezpieczenie wody w środowisku naturalnym i w SZW przed potencjalnymi zdarzeniami niebezpiecznymi. Natomiast water safety, definiowane jest jako bezpieczeństwo wody w kontekście jej wpływu na środowisko, a zwłaszcza na zdrowie człowieka. Te współlistniejące pojęcia tworzą spójną politykę działań na rzecz bezpieczeństwa dostaw wody do konsumenta, które są zgodne z europejskiej inicjatywą obywatelską Right2Water dotyczącą prawa do wody oraz znalazły odzwierciedlenie w zapisach nowej dyrektywy w sprawie jakości wody przeznaczonej do spożycia przez ludzi (DWD, 2020), wprowadzającej obligatoryjność zarządzania ryzykiem w SZW. Ponadto podkreślić należy, iż w ramach inicjatywy Right2Water jako odrębny problem zidentyfikowano fakt, że część populacji, w szczególności grupy zmarginalizowane, nie ma dostępu do wody przeznaczonej do spożycia przez ludzi, podczas gdy zapewnienie takiego dostępu stanowi zobowiązanie w ramach celu nr 6 Agendy Narodów Zjednoczonych na Rzecz Zrównoważonego Rozwoju 2030. Skonsolidowane działania na rzecz ograniczenia wpływu skutków zmian klimatu na zasobny naturalne wód gwarantują skuteczne zwiększenie ochrony wody przed jej zanieczyszczeniem. Wdrożenie w codzienne procedury eksploatacji SZW systemu zarządzania ryzykiem zgodnie z DWD 2020/2184, opartego na integracji działań w ramach Planu Ochrony Wody (POW, ang. *Water Security Plan*)

i Planu Bezpieczeństwa Wody z (PBW, ang. *Water Safety Plan*) stanowi najskuteczniejsze narzędzie zabezpieczeń SZW przed współczesnymi, zewnętrznymi czynnikami niebezpiecznymi takimi jak: terroryzm, cyberataki, zmiany klimatu w tym globalne ocieplenie, wzrost zanieczyszczenia środowiska naturalnego mikroplastikami, antybiotykami, substancjami endokrynnie czynnymi (EDCs), wykazującymi zdolności do bioakumulacji. PBW są sprawdzonymi procedurami zarządzania ryzykiem, które wdrożono w wielu krajach m. in. w Anglii, Portugalii, Finlandii, Norwegii, Czechach na Węgrzech, Szwajcarii, Szwecji, Słowenii, Macedonii jak i w Stanach Zjednoczonych, czy w Kanadzie (Lindhe i in., 2010; Navalporto i in., 2013; Wrrner i in., 2012). Systemy wdrożone w tych krajach obejmują wszystkie etapy dostarczania wody od ujęcia do kranu konsumenta, podkreślają znaczenie stref ochronnych ujęć wody i monitorowania jakości wody jako jednych z kluczowych elementów kontroli zagrożeń w złożonym systemie bezpieczeństwa dostaw wody przeznaczonej do picia.

3. Metody matrycowe oceny ryzyka w interpretacji bezpieczeństwa dostaw wody na obszarach wiejskich

SZW usytuowane na obszarach wiejskich są narażone na występowanie zdarzeń niepożądanych związanych z charakterem użytkowania tych terenów (uprawy roślin, sadownictwo, użytki zielone, hodowla zwierząt). Działalność rolnicza przyczynia się do powstawania licznych źródeł zanieczyszczeń chemicznych i biologicznych, które stanowią bezpośrednie zagrożenia dla jakości zasobów wodnych, będących źródłami ujęć wody. Z uwagi na obszarowy charakter zanieczyszczeń rolniczych i ścisłe powiązanie tempa ich migracji do zasobów naturalnych (woda, gleba, powietrze) z czynnikami atmosferycznymi (susze, powódzie) uzasadnia budowę systemu multibarier w PBW w wiejskich systemach wodociągowych, jako narzędzia skutecznej ochrony jakości wody w całym łańcuchu jej dostaw do konsumenta.

Najczęściej występującymi zanieczyszczeniami dla SZW na terenach rolniczych, gdzie w strukturze użytków rolnych występują zarówno grunty orne jak i użytki zielone (łąki i pastwiska) oraz prowadzona jest intensywna hodowla zwierząt, są zanieczyszczenia pochodzenia zwierzęcego takie jak obornik, gnojowica wykorzystywane do wzbogacania pól uprawnych w substancje odżywcze (azot, fosfor, potas, węgiel), osady komunalne oraz zanieczyszczenia chemiczne (np. pestycydy) pochodzące z nawożenia pól uprawnych. Jednocześnie wpływ na jakość wód przeznaczonych do spożycia, ma również położenie obiektów hodowli zwierząt i pól uprawnych w stosunku do lokalizacji ujęć wody (Zimoch i in., 2017; Moss, 2008). Problem mogą stanowić tu również

zagrożenia bezpośrednio związane z rodzajem prowadzonych upraw rolniczych (Zhu i in., 2007; Buiatti i in., 2013), szczególnie w rejonach gdzie nie obowiązuje zakaz uprawy roślin genetycznie modyfikowanych (GMO). Charakterystyczną cechą SZW usytuowanych na terenach użytkowanych rolniczo jest ich niewielka dobowo wydajność, duże zróżnicowanie techniczne, znaczne rozproszenie ujęć oraz poszczególnych elementów infrastruktury wodociągowej. Są to jedne z najważniejszych elementów istotnie wpływających na warunki hydrauliczne eksploatacji sieci wodociągowej oraz na jakość wody dostarczanej konsumentom. Długofalowym celem dla systemów wodociągowych na obszarach wiejski jest więc konieczność ich konsolidacji umożliwiająca poprawę warunków technicznych ich eksploatacji, przekładającą się na wzrost bezpieczeństwa dostaw wody (Zimoch, 2016). Uwarunkowania eksploatacji SZW usytuowanych na terenach rolniczych wskazują, iż metoda analizy bezpieczeństwa ich funkcjonowania oparta na macierzy ryzyka, może stanowić skuteczne narzędzie w codziennych procedurach zarządzania tymi systemami, które są oparte na PBW.

Szacowanie ryzyka eksploatacji SZW wymaga uwzględnienia wielu czynników determinujących potencjalne wystąpienie zagrożenia i jego konsekwencji. Fakt ten warunkuje konieczność aplikacji wieloczynnikowych macierzy ryzyka w procedurach analitycznych, które uwzględniają oprócz prawdopodobieństwa wystąpienia zdarzenia niepożądanego i jego skutków (społecznych, ekonomicznych i ekologicznych), również inne czynniki wpływające na zasięg i skalę potencjalnych strat wywołanych zagrożeniem w SZW. Na podstawie 6-letnich badań przeprowadzonych w małych systemach zaopatrzenia w wodę usytuowanych na terenach rolniczych województw opolskiego i kujawsko-pomorskiego, składających się z kilku układów zasilania w wodę (UZW), opracowano metodę szacowania ryzyka utraty bezpieczeństwa dostaw wody o wymaganej jakości (Zimoch, 2016; Zimoch i in., 2017). Metoda ta obejmuje dwa etapy analizy. Pierwszy etap stanowi ocenę ryzyka r_{UZWi} dla każdego i -tego wydzielonego UZW na podstawie zmodyfikowanej 5-parametrycznej macierzy ryzyka, uwzględniającej wagi punktowe zmiennych: prawdopodobieństwo wystąpienia zagrożenia (P) definiowane jako przekroczenie wartości parametrycznych dla *Escherichia coli*, dla bakterii grupy *coli*, ogólnej liczby kolonii w temp. 22°C oraz dopuszczalnych stężeń azotanów, ekspozycję na zagrożenie generowane działalnością rolniczą (E), liczbę narażonych konsumentów (L_k), skutki finansowe związane z wystąpieniem złej jakości wody (S_f) oraz stopień ochrony systemu wodociągowego na potencjalne zagrożenie (O_s), która obejmuje monitoring, ujęcia awaryjne, zbiorniki wody czystej. Wartość ryzyka dla każdego i -tego UZW wyznacza się dla przyjętych powyżej zmiennych z formuły (Rak i in., 2006; Zimoch, 2016):

$$r_{UZWi} = \frac{P \cdot E \cdot L_k \cdot S_f}{O_s} \quad (1)$$

Wartości zmiennych w formule (1) szacuje się na podstawie indywidualnie opracowanych procedur, a następnie przypisuje im wagi udziału w ryzyku i -tego UZW, jako wagi: niska ($L=1$), średnia ($M=2$) i wysoka ($H=3$). W ten sposób oszacowane ryzyko zgodnie z formułą 1 przyjmuje wartości od 0,33 do 81. Każdemu i -temu UZW w oparciu o wyznaczoną wartość ryzyka r_{UZWi} przyporządkowywany jest jego rodzaj wg trzystopniowej kategoryzacji wraz z odpowiadającą mu skalą punktową R_{UZWi} :

- ryzyko tolerowane: $0,33 \leq r_{UZWi} \leq 6$; skala punktowa ryzyka $R_{UZWi}=1$;
- ryzyko kontrolowane: $6 < r_{UZWi} \leq 18$; skala punktowa ryzyka $R_{UZWi}=2$;
- ryzyko nieakceptowalne: $18 < r_{UZWi} \leq 81$; skala punktowa ryzyka $R_{UZWi}=3$.

W opracowanej metodyce analitycznej wagi punktowe prawdopodobieństwa wystąpienia zdarzenia niepożądanego (P), poziomu ekspozycji na zagrożenie (E) i stopnia ochrony systemu wodociągowego (O_s) wyznacza się za pomocą arkusza identyfikacji zmiennej ryzyka (tabele 1–3), który dla poszczególnych czynników z_i pozwala zgodnie z równaniem 2 wyznaczyć wartość zmiennej, a następnie określić jej wagę udziału (L, M, H) w szacowanym ryzyku r_{UZWi} (Zimoch, 2016):

$$Z = \sum_{i=1}^I z_i \quad (2)$$

gdzie: Z – zmienna ryzyka; odpowiednio: P , E oraz O_s ; i – i -ty element zmiennej określony w arkuszu identyfikacyjnym (tabele 1–3), $i=1 \dots I$; z_i – miara i -tego elementu (p_i, e_i, o_{si}) wyrażona skalą punktową.

Tab. 1. Arkusz identyfikacji prawdopodobieństwa wystąpienia zdarzenia niepożądanego P
Źródło: (Zimoch, 2016)

i	Element p_i w prawdopodobieństwo wystąpienia zdarzenia niepożądanego	Miara [pkt]
1	Obecność bakterii grupy <i>Coli</i> w ujmowanej wodzie:	
	Nie występuję	1
	Występuje raz na 2 lata	3
	Występuje częściej niż raz na 2 lata	5
2	Obecność bakterii <i>Escherichia coli</i> w ujmowanej wodzie:	
	Nie występuję	1
	Występuje raz na 5 lata	5
	Występuje częściej niż raz na 5 lata	10

3	Przekroczenie w ujmowanej wodzie najwyższej dopuszczalnej wartości ogólnej liczby mikroorganizmów w 22°C:	
	Nie występuje	1
	Występuje raz na rok	3
	Występuje częściej niż raz na rok	5
4	Przekroczenie w ujmowanej wodzie NDS dla azotanów (50 mg/dm ³):	
	Nie występuje	1
	Występuje raz na 5 lat	3
	Występuje częściej niż raz na 5 lat	5
Kryteria klasyfikacji prawdopodobieństwa wystąpienia zdarzenia niepożądanego		
$P \in (4,8)$ – zdarzenie mało prawdopodobne		L=1
$P \in (9,13)$ – zdarzenie dość prawdopodobne		M=2
$P \in (14,25)$ – zdarzenie prawdopodobne		H=3

Tab. 2. Arkusz identyfikacji poziomu ekspozycji na zagrożenia pochodzenia rolniczego E
Źródło: (Zimoch, 2016)

i	Element e_i w poziomie ekspozycji ujęcia na zanieczyszczenie pochodzenia rolniczego	Miara [pkt]
1	Głębokość studni:	
	Do 10 m	6
	Od 10 m do 30 m	3
	Powyżej 30 m	1
2	Odległość studni od pól uprawnych:	
	Mniejsza niż 0,5 km	6
	W zakresie od 0,5 km do 3 km	3
	Powyżej 3 km	1
3	Odległość studni od obiektów hodowli zwierząt:	
	Mniejsza niż 0,5 km	6
	W zakresie od 0,5 km do 3 km	3
	Powyżej 3 km	1
4	Stosowanie ściekowych osadów komunalnych w celu zwiększające żyzność gleby uprawowej na terenach przyległych do ujęcia:	
	Tak	3
	Nie	1
5	Okresowe nawożenie gruntów ornych przyległych do ujęcia gnojowicą lub stosowanie obornika:	
	Tak	3
	Nie	1
6	Odprowadzanie ścieków (np. z produkcji zwierzęcej) do cieków wodnych w obszarze zasilania warstwy wodonośnej ujęcia:	
	Tak	3

	Nie	1
7	Występowanie terenów leśnych w sąsiedztwie ujęcia:	
	W odległości mniejszej niż 3 km	5
	W odległości od 3 km do 10 km	2
	W odległości powyżej 10 km	1
Kryteria klasyfikacji poziomu ekspozycji na zanieczyszczenia pochodzenia rolniczego:		
E ∈ ⟨7,13⟩ – niski poziom ekspozycji na zagrożenie		L=1
E ∈ ⟨14, 19⟩ – średni poziom ekspozycji na zagrożenie		M=2
E ∈ ⟨20, 32⟩ – wysoki poziom ekspozycji na zagrożenie		H=3

Tab. 3. Arkusz identyfikacji stopnia ochrony SZW przed zdarzeniami niepożądanymi O_s
Źródło: (Zimoch, 2016)

i	Element o _{si} stopnia ochrony systemu wodociągowego	Miara [pkt]
1	Monitoring jakości wody surowej:	
	Kontrola jakości codzienna	10
	Kontrola jakości okresowa (nie rzadziej niż raz na kwartał)	5
	Kontrola jakości wyrywkowa w przypadku stwierdzenia awarii	1
2	Monitoring jakości wody uzdatnionej :	
	Kontrola jakości codzienna	10
	Kontrola jakości okresowa (nie rzadziej niż raz na kwartał)	5
	Kontrola jakości wyrywkowa w przypadku stwierdzenia awarii	1
3	Występowanie studni awaryjnych lub alternatywnego sposobu dostaw wody:	
	Tak	3
	Nie	1
4	Strefa ochronna ujęć wody:	
	Obejmująca cały UZW	6
	Obejmująca 50% ujęć w UZW	3
	Brak stref	1
5	Monitoring działalności gospodarczej stanowiącej ryzyko skażenia zasobów wodnych:	
	Tak	3
	Nie	1
6	Monitoring oddziaływania na jakość zasobów wodnych nienaturalnych odpadów rolniczych:	
	Tak	3
	Nie	1
Kryteria klasyfikacji stopnia ochrony układu:		

$S \in \langle 6,9 \rangle$ – niski stopień ochrony	L=1
$S \in \langle 10,22 \rangle$ – średni stopień ochrony	M=2
$S \in \langle 23,35 \rangle$ – wysoki stopień ochrony	H=3

Liczbę populacji narażoną na zagrożenia z powodu dostarczania złej jakości wody wyznaczono na podstawie danych Głównego Inspektoratu Sanitarny (GIS, 2020), oraz przyjętej klasyfikacji małych wodociągów o dobowej wydajności nie większej niż 1000 m³, dla których określono poniższą kategorie wraz przypisanymi wagami (L_k):

- liczba populacji do 500 mieszkańców; waga punktowa mała L=1
- liczba populacji od 501 do 1500 mieszkańców; waga punktowa średnia M=2
- liczba populacji powyżej 1500 mieszkańców; waga punktowa wysoka H=3.

Badania małych SZW usytuowanych na terenach rolniczych województw opolskiego i kujawsko-pomorskiego (Zimoch, 2016; Parafińska i in., 2016; Parafińska i in., 2015) pozwoliły na utworzenie bazy danych zawierającej koszty postępowania administracyjnego oraz koszty poniesione przez administratorów systemów wodociągowych na działania podjęte w sytuacji wystąpienia zdarzenia niepożądanego. Dokonano podziału wielkości strat finansowych (S_f) na trzy kategorie (niskie L, średnie M, wysokie H) wraz zdefiniowanymi wagami:

- dostrzegalne zmiany organoleptyczne wody, pojedyncze skargi konsumentów, straty finansowe do 2.5 tys. PLN (koszty dezynfekcji, koszty procedur organów nadzoru); waga strat niska L=1;
- znaczne, widoczne zmiany organoleptyczne (odczuwalny zapach, podwyższona barwa i mętność), niedyspozycje zdrowotne konsumentów, liczne skargi, komunikaty w regionalnych mediach publicznych, strata finansowa od 2.5 tys. do 5 tys. PLN związana z koniecznością zapewnienia dostaw wody w czasie incydentu (koszty wyłączenia sieci, lub określonego obszaru zasilania w wodę, koszty dezynfekcji, koszty procedur organów nadzoru); waga strat średnia M=2;
- wymagane wsparcie i porady medyczne osób po spożyciu wody o złych parametrach jakości, zaangażowanie służb ratowniczych, poważne efekty toksyczne wśród organizmów wskaźnikowych, informacje w mediach ogólnokrajowych, strata finansowa powyżej 5 tys. PLN związana z potrzebą zapewnienia dostaw w czasie wystąpienia zagrożenia (koszty wyłączenia sieci, lub określonego obszaru zasilania w wodę, koszty dezynfekcji, koszty procedur organów nadzoru, koszty odszkodowań); waga strat wysoka H=3.

W drugim etapie analizy dla całego SZW wyznaczane jest ryzyko całkowite r_{SZW} wraz z jego kategoryzacją (tolerowane, kontrolowane, nieakceptowalne). Metoda została opracowana dla systemów wodociągowych składających się z co

najmniej 3 niezależnych układów zasilania. Na podstawie określonej dla każdego i -tego UZW skali punktowej ryzyka R_{UZW_i} wylicza się wartość ryzyka całkowitego r_{SZW} z poniższej formuły:

$$r_{SZW} = \sum_{i=1}^n R_{UZW_i} \quad (3)$$

gdzie: n – liczba wszystkich układów zasilania w wodę budujących SZW ($n \geq 3$).

Ostatecznie w opracowanej metodyce badawczej klasyfikację ryzyka całkowitego SZW zbudowanego z 3 UZW określa się na podstawie tabeli 4, natomiast dla SZW zbudowanych z więcej niż trzech UZW wg poniższych reguł (Zimoch, 2016):

– ryzyko tolerowane: wartość skali punktowej

$$\langle (L_{d,T}(3) + j); ((L_{d,K}(3) + (2j - 2))) \rangle \quad (4)$$

– ryzyko kontrolowane: wartość skali punktowej

$$\langle (L_{d,K}(3) + (2j - 1)); ((L_{d,NA}(3) + (3j - 2))) \rangle \quad (5)$$

– ryzyko nieakceptowalne: wartość skali punktowej

$$\langle (L_{d,NA}(3) + (3j - 1)); ((L_{g,NA}(3) + 3j)) \rangle \quad (6)$$

gdzie: $j=n-3$, n –liczba UZW budujących SZW, wartości granic poszczególnych ryzyk dla sytemu o 3 UZW przyjmowana jest z tabeli 4.

Tab. 4. Kategorie ryzyka całkowitego SZW zbudowanego z 3 układów zasilania w wodę Źródło: (Zimoch, 2016)

Kategoria ryzyka całkowitego r_{SZW}	Skala punktowa			
	Symbol granicy dolnej	Dolna granica	Symbol granicy górnej	Górna granica
Tolerowane (T)	$L_{d,T}(3)$	3	$L_{g,T}(3)$	4
Kontrolowane (K)	$L_{d,K}(3)$	5	$L_{g,K}(3)$	6
Nieakceptowalne (NA)	$L_{d,NA}(3)$	7	$L_{g,NA}(3)$	9

4. GIS w interpretacji przestrzennej ryzyka

Geograficzne systemy informacji (GIS, ang. *geographic information system*) to systemy przeznaczone do wprowadzania, gromadzenia, przetwarzania oraz wizualizacji danych przestrzennych. Jedną z funkcji GIS jest wspomaganie procesu decyzyjnego, zatem stanowią one element systemu wspierającego podejmowanie decyzji (DSS, ang. *Decision Support System*). Od szeregu lat

przedsiębiorstwa wodociągowe wdrażają GIS w procedury operacyjne, który często stanowi podstawę do budowy zintegrowanych narzędzi zarządzania infrastrukturą wodociągową i kanalizacyjną (Doyle i in., 2003; Kwietniewski, 2008; Zimoch i in., 2017; Zimoch i in., 2016; Zimoch i in., 2014). Szerokie możliwości aplikacyjne systemów typu GIS w eksploatacji SZW wykorzystywane są nie tylko do wizualizacji danych, ale przede wszystkim w analizach ryzyka do przestrzennej interpretacji zidentyfikowanych zagrożeń i ich skutków, pozwalającej na wyznaczanie obszarów krytycznych. GIS znalazł ponadto zastosowanie jako narzędzie do opracowania metodologii wyznaczenia miejsc kontroli jakości wody dostarczanej konsumentom, uwzględniającej identyfikację zagrożeń w podsystemie dystrybucji wody (Zimoch i in., 2015). Zatem GIS, poprzez przestrzenną wizualizację zdarzeń niebezpiecznych, w dowolnym obszarze SZW, pozwala jednocześnie na ocenę zasięgu zdarzeń niebezpiecznych oraz szacowanie skutków interakcji tych zdarzeń, determinujących bezpieczeństwo dostaw wody. Techniki GIS są odpowiednimi instrumentami ochrony prewencyjnej w zarządzaniu ryzykiem SZW, stosowanymi w przestrzennej metodologii oceny ryzyka dla wyznaczonych atrybutów, zgodnie z predefiniowanymi formułami np. wskaźnik podatności źródła wody na zanieczyszczenia, wskaźnik oddziaływania suszy na zasoby dyspozycyjne, ważony wskaźnik awaryjności, wskaźnik utraty ciągłości dostaw wody na skutek awarii, wskaźnik strat wody, wskaźnik stężenia chloru wolnego w wodzie w sieci wodociągowej, współczynnik gęstości zaludnienia, wskaźnik klasyfikacji grup odbiorców itp. (Zimoch, 2019). Wykorzystanie wnioskowania geostatystycznego (np. metody krigingu) pozwala między innymi na określenie zakresu i stopnia zagrożenia (np. skażenie mikrobiologiczne wody w sieci wodociągowej, zasięg oddziaływania suszy, obszary narażone na podtopienia wywołane powodziami).

Ocena ryzyka eksploatacji SZW oraz przestrzenna wizualizacja zagrożeń wykorzystująca GIS jest oparta na mapach podatności na zagrożenia. W analizie tej dokonuje się podziału badanego terenu celem wyznaczenia stref wrażliwych. Podziału tego można dokonać metodą Fischnet z wykorzystaniem komórek siatki podziału o zdefiniowanych wymiarach. Metoda ta daje możliwość doboru dowolnego stopnia szczegółowości podziału, co ma przełożenie na precyzję analizy ryzyka. Inną metodą podziału jest wygenerowanie stycznych poligonów w oparciu o lokalizację wyznaczonych punktów analizy (np. punkty kontroli jakości wody). Proces ten realizowany jest algorytmem poligonów Thiessena (Mapy Voronoi) zgodnie z formułą (Zimoch, 2019):

$$V(p) = \{x \in E \mid \forall q \in S, d \in (x, p) \leq d(x, q)\} \quad (7)$$

gdzie: p, x, q – wyznaczone punkty analizy przestrzennej np. lokalizacja miejsc kontroli jakości wody, $V(p)$ – obszar analizy stanowiący obszar Voronoi lub poligon Thiessena, E – przestrzeń Euklidesowa, S – skończony zbiór N punktów należących do przestrzeni Euklidesowej E , obejmujący wyznaczone punkty analizy w SZW, d – odległość Euklidesowa między wybranymi punktami analiz.

Dla tak przeprowadzonego podziału przestrzennego dokonuje się oceny ryzyka wraz z przyjętą jego kategoryzacją: tolerowane, kontrolowane i nieakceptowalne. Standardowe oceny ryzyka z wykorzystaniem procedur GIS obejmują pięć etapów analizy:

- Wyznaczenie punktów analizy jako węzłów w przestrzeni;
- Wyznaczenie obszarów wrażliwych dla przyjętych zmiennych analizy metodą Fischnet lub algorytmem poligonów Thiessena;
- Na podstawie danych (eksploatacyjnych, środowiskowych, ekonomicznych), dla poszczególnych obszarów wrażliwych wyznacza się prawdopodobieństwo wystąpienia zdarzenia niebezpiecznego lub indeks bezpieczeństwa zmiennej identyfikującej wrażliwość obszaru analizy, wraz z przypisaniem zdefiniowanych wag;
- Oszacowanie skutków zdarzenia niebezpiecznego dla wyznaczonych punktów analizy wraz z przypisaniem zdefiniowanych wag;
- Dla opracowanej matrycy ryzyka z wykorzystaniem procedur przecięcia warstw prawdopodobieństwa i skutków następuje wyznaczenie przestrzennej wizualizacji ryzyka z jego kategoryzacją tolerowane, kontrolowane, nieakceptowalne.

Aplikację narzędzi GIS przedstawiono na przykładzie wyznaczenia przestrzennej interpretacji ryzyka w analizie wpływu awaryjność sieci wodociągowej na ograniczenia dostaw wody do określonej liczby konsumentów. Zidentyfikowane zdarzenie niebezpieczne stanowią awarie sieci wodociągowej opisane dwoma parametrami tj.: wskaźnikiem funkcjonalności F_s i czasem odnowy T_o . Wskaźnik funkcjonalności zdefiniowano w oparciu o przyjęte trzy kategorie sieci wodociągowej (Rak, 2013; Zimoch, 2019), którym przyporządkowano poniższe wartości wag WF_s :

- sieć magistralna, waga $WF_s=3$;
- sieć rozdzielcza, waga $WF_s=2$;
- przyłącza wodociągowe, waga $WF_s=1$.

Na podstawie archiwalnych danych zebranych z okresu 10 lat prowadzonych badań dotyczących awaryjności określono graniczne progi czasu odnowy T_o , którym przyporządkowano odpowiednie wagi WT_o (Zimoch, 2019):

- czas odnowy $T_o < 5h$; waga $WT_o=1$;

- czas odnowy $5 \leq T_o < 8$, waga $WT_o=2$;
- czas odnowy $8 \leq T_o < 12$, waga $WT_o=3$;
- czas odnowy $12 \leq T_o < 24$, waga $WT_o=4$;
- czas odnowy $T_o \geq 24$, waga $WT_o=5$.

Dla tak predefiniowanych wag WF_s i WT_o zdefiniowano parametr utraty bezpieczeństwa dostaw wody UB_i dla i -tej awarii (formuła 8) oraz utworzono macierz utraty bezpieczeństwa (tabela 5) dostaw wody:

$$UB_i = WF_{si} \cdot WT_{oi} \quad (8)$$

gdzie: WF_{si} oraz WT_{oi} wagi wskaźników funkcjonalności F_s oraz czasu odnowy T_o dla i -tej awarii.

Tab. 5. Dwuparametryczna macierz oceny utraty bezpieczeństwa dostaw wody Źródło: (Zimoch, 2019)

$WF_s \backslash WT_o$	1	2	3
1	1	2	3
2	2	4	6
3	3	6	9
4	4	8	12
5	5	10	15

Zgodnie z opracowaną metodyką przyjęto trójstopniowej skalę punktową utraty bezpieczeństwa dostaw wody dla poszczególnych wartości wskaźnika UB_i wyznaczonego formułą 8:

- poziom 1: $1 \leq UB_i \leq 3$; waga parametru w ocenie ryzyka $WUB_i=1$;
- poziom 2: $3 < UB_i \leq 8$; waga parametru w ocenie ryzyka $WUB_i=2$;
- poziom 3: $8 < UB_i \leq 15$; waga parametru w ocenie ryzyka $WUB_i=3$.

W kolejnym etapie analizy przeprowadza się przestrzenne przyporządkowanie w obszarach wrażliwych wartości wagi WUB_i dla każdej i -tej awarii wraz z interpolacją skategoryzowanego parametru UB_i do ciągłego pokrycia obszaru SZW. Operacja kwantyfikacji N punktów analizy ryzyka umożliwiła wyznaczenie dla obszarów wrażliwych wartości indeksu ryzyka IR , uwzględniającego kumulację awarii opisanych parametrami F_s i T_o , zgodnie z formułą:

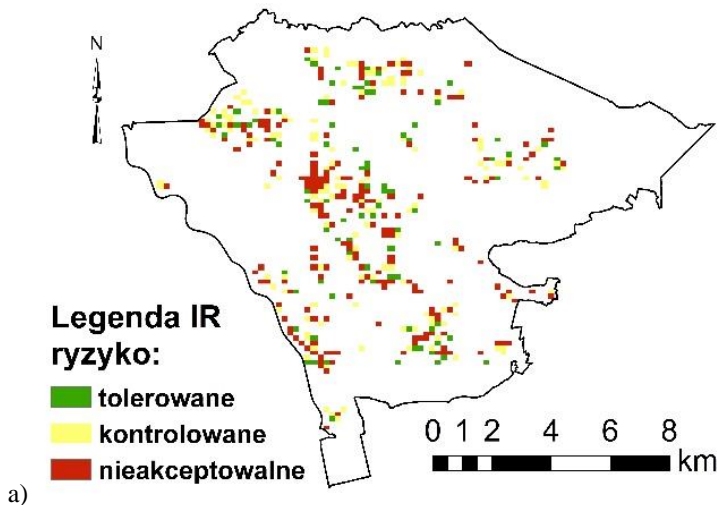
$$IR_n = \sum_{i=1}^{I=I} WUB_i \quad (9)$$

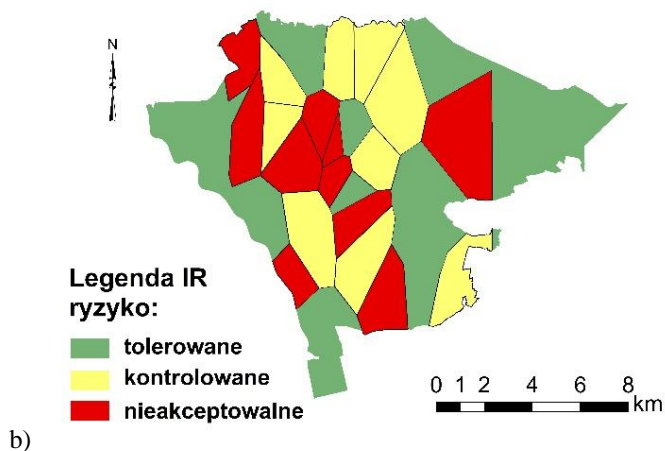
gdzie: WUB_i - waga parametru utraty bezpieczeństwa dostaw wody dla i -tej awarii; i -numer awarii; I -liczba wszystkich awarii w n -tym obszarze wrażliwym.

Analizy statystyczne zgodności rozkładów zmiennej losowej IR z rozkładem normalnym, stanowią metodę wyznaczenie wartości granicznych indeksu ryzyka w odniesieniu do całego obszaru SZW. Zgodnie z założeniami proponowanej metodyki analitycznej w przypadku przyjęcia hipotez H_0 (poziom istotności $\alpha=0,01$ dla testu zgodności K-S oraz $\alpha=0,05$ dla χ^2) o zgodności z rozkładem normalnym wartości graniczne indeksu ryzyka IR w trójstopniowej jego kategoryzacji definiowane są średnią μ i odchyleniem standardowym δ . Natomiast w przypadku odrzucenia hipotezy H_0 wartości graniczne trzech klas ryzyka definiowane są za pomocą mediany Me oraz kwartyła trzeciego rzędu Q_3 (tabela 6). W ostatnim kroku analizy ryzyka dla zdefiniowanych jego kategorii opracowuje się mapy ryzyka (Rysunek 2) stanowiące przestrzenną jego interpretację.

Tab. 6. Kategoryzacja indeksu IR wraz z klasyfikacją ryzyka Źródło: (Zimoch, 2019)

Indeks IR		Waga indeksu IR	Kategoria ryzyka
$IR_i \leq \mu^*$	$UB_i \leq M_e^{**}$	1	tolerowane
$\mu < UB_i \leq \mu + \delta^*$	$M_e < UB_i \leq Q_3^{**}$	2	kontrolowane
$UB_i > \mu + \delta^*$	$UB_i > Q_3^{**}$	3	nieakceptowalne
* - progi graniczne zmiennej losowej dla poszczególnych wag dla przyjętej hipotezy H_0			
** - progi graniczne zmiennej losowej dla poszczególnych wag dla odrzuconej hipotezy H_0			





b)

Rys. 2. Mapy ryzyka, wyznaczenie obszarów wrażliwych a) metoda Fischnet, b) poligony Thiessena (Zimoch, 2019)

5. Wnioski

Bezpieczeństwo wody przeznaczonej do spożycia przez ludzi, zgodnie z założeniami przedstawionymi w Wytycznych WHO jest złożonym stanem. Zależy ono od wielu okoliczności wewnętrznych, jak i zewnętrznych, wpływających na jakość wody na każdym etapie zaopatrzenia, w których istotną kwestią są zmiany klimatu, przekładające się na zasoby wód naturalnych i stan środowiska, determinujących funkcjonowanie SZW.

Proces minimalizowania potencjalnego ryzyka przenoszenia poprzez wodę skutków zagrożeń środowiskowych wywołanych ociepleniem klimatu, jak i zagrożeń technicznych i organizacyjnych na zdrowie człowieka przekłada się na bezpieczeństwo wody, które zgodnie ze stanowiskiem WHO obejmuje:

*...bezpieczeństwo ciągłości dostaw wody pod odpowiednim ciśnieniem,
o odpowiedniej jakości i przystępnej cenowo*

Incydentalne zdarzenia niebezpieczne, generujące zagrożenia dla eksploatacji SZW oraz zdrowia konsumenta wody są bardzo różnorodne w wymiarze powstałych skutków. Bez wątpienia powodują one zagrożenia szeroko rozumianego bezpieczeństwa funkcjonowania SZW. Zatem sukces zahamowania niebezpieczeństwa eksploatacji SZW zależy w dużej mierze od ilości posiadanych informacji, niezbędnych nie tylko do prawidłowej oceny zdarzeń potencjalnie niebezpiecznych, ale również koniecznych od podjęcia skutecznych działań naprawczych w procesie zarządzania ryzykiem. Z dniem

przyjęcia 16 grudnia 2020 r., w efekcie przyjęcia przez Parlament Europejski i Radę Europy nowej dyrektywy 2020/2184, zarządzanie ryzykiem eksploatacji SZW w państwach UE stało się faktem wynikającym wprost z istoty bezpieczeństwa dostaw wody, gwarantującego zachowanie zdrowia publicznego. Nałożony na kraje członkowskie obowiązek implementacji zapisów dyrektywy do wewnętrznego prawodawstwa, związany jest nie tylko z koniecznością analizy ryzyka, ale również obowiązkiem wdrożenia do 13 stycznia 2029 r. systemów zarządzania ryzykiem opartych na PBW, we wszystkich ogniwach łańcuch dostaw wody od obszarów zlewniowych do kranu konsumenta. Zatem zapewnienie bezpiecznych dostaw wody powinno być głównym celem nie tylko podmiotów na poziomie lokalnym, bezpośrednio odpowiedzialnych za zaopatrzenie mieszkańców w wodę, ale także władz regionalnych i krajowych. Powinny one tworzyć i aktualizować stosowne polityki i strategie, mające na celu nie tylko bieżące zapewnienie wody w odpowiedniej ilości i jakości, ale także zadbać o zapewnienie dyspozycyjnych zasobów wodnych w perspektywie średnio i długoterminowej, z myślą o przyszłych pokoleniach, co jest szczególnie istotne w obliczu intensywnych zmian klimatu. Konieczny jest więc rozwój istniejących metod oceny ryzyka cechujących się możliwością praktycznego ich wdrożenia.

Przedstawione powyżej metody analizy ilościowo-jakościowe wykorzystujące metody matrycowe i analizy przestrzenne GIS mają uniwersalny charakter, pozwalający na jej aplikację do identyfikacji szerokiej gamy zagrożeń. Wykorzystuje ona zdefiniowane wartości wag punktowych poszczególnych parametrów szacowania ryzyka. Uniwersalność przedstawionej metody badawczej wynika również z faktu, iż zaproponowane wartości wag punktowych zmiennych ryzyka mogą być dowolnie modyfikowane w zależności od indywidualnych cech analizowanych systemów wodociągowych.

Przedstawione metody pozwalają na ocenę i porównanie poziomu bezpieczeństwa dla dowolnych SZW oraz wskazanie istotnych czynników stanowiących największe zagrożenie dla jakości wody dostarczanej konsumentom, co jest istotne w podejmowaniu przez podmioty decyzji o wdrożeniu skutecznych barier ochronnych, jak i odpowiednich środków kontroli ryzyka. W tym kontekście wyłania się konieczność kontynuacji prac badawczych w celu opracowania i adaptacji istniejących metod analizy ryzyka do różnych uwarunkowań eksploatacji SZW w Polsce, dedykowanych zarówno małym jak i dużym jednostkom osadniczym.

Literatura

Buiatti, M., Christou, P. & Pastore, G. 2013. The application of GMOs in agriculture and in food production for a better nutrition: two different scientific points of view. *Genes & Nutrition*, 8(3), 255–27.

CCME 2002. From Source to Tap. The Multi-barrier approach to safe drinking water. Federal-Provincial-Territorial Committee on Drinking Water of the Federal-Provincial-Territorial Committee on Environmental and Occupational Health and the Water Quality Task Group of the Canadian Council of Ministers of the Environment.

Doyle, G. & Grabinsky, M. 2003. Applying GIS to a water main corrosion study. *Journal AWWA*, 95(5), 90–104.

Drinking Water Directive 1998. Council Directive 98/83/EC of 3 November 1998 on the quality of water intended for human consumption. *Official Journal L 330*, 05.12.1998, 0032–0054.

Drinking Water Directive 2015. Commission Directive (EU) 2015/1787 of 6 October 2015 amending Annexes II and III to Council Directive 98/83/EC on the quality of water intended for human consumption. *Official Journal L 260*, 07.10.2015, 6–17.

Drinking Water Directive 2021. Directive (EU) 2020/2184 of the European Parliament and of the Council of 16 December 2020 on the quality of water intended for human consumption. *Official Journal L 435*, 23.12.2020, 1–62.

Główny Inspektorat Sanitarny 2020. Stan sanitarny kraju w roku 2019. Warszawa: GIS.

Kwietniewski, M. 2008. GIS w wodociągach. Warszawa: Wydawnictwo Naukowe PWN.

Lindhe, A., Sturm, S., Rostum, J. et al. 2010. Risk assessment case studies: Summary report (Contract No. 018320). TECHNEAU July 2010.

Moss, B. 2008. Water pollution by agriculture. *Philosophical Transactions of the Royal Society B: Biological Sciences*, 363(1491), 659–666.

Navalporto, J.A.S., Perez, M.S., & Quiroga, F.G. 2013. Water Supply and Water Footprint in the Urban Region of Madrid (Spain). *International Journal of Business and Social Science*, 4(11), 23–28.

Parafińska, K., Zimoch, I. & Mulik, B. 2016. Identification of groundwater sources hazards and the need of establishing water source protection zones. In Izabela Zimoch (ed.), Current issues in water treatment and water distribution, 5, 197–211. Gliwice: Silesian University of Technology. Institute of Water and Wastewater Engineering.

Parafińska, K., Marcinkowski, J. & Zimoch, I. 2015. Identyfikacja zdarzeń niebezpiecznych i zagrożeń w systemach zaopatrzenia w wodę. Problemy Higieny i Epidemiologii, 96(2), 349–356.

PN-EN 2017. PN-EN 15975-2 Bezpieczeństwo zaopatrzenia w wodę do spożycia - Wytyczne zarządzania kryzysowego i zarządzania ryzykiem - Część 2: Zarządzanie ryzykiem. Warszawa: PKN.

Prawo wodne 2017. Ustawa z dnia 20 lipca 2017 r. Dz.U. 2017 poz. 1566.

Rozporządzenie 2017. Rozporządzenie Ministra Zdrowia z dnia 7 grudnia 2017 r. w sprawie jakości wody przeznaczonej do spożycia przez ludzi. Dz.U. 2017 poz. 2294.

Rak, J. 2013. Metody oceny niezawodności i bezpieczeństwa dostawy wody do odbiorców. Praca zbiorowa. Rzeszów: Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej.

Rak, J. 2011. Wybrane aspekty bezpieczeństwa systemów wodociągowych. Rzeszów: Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej.

Rak, J. & Tchórzewska-Cieślak, B. 2006. Five-parametric matrix to estimate the risk connected with water supply system operation. *Environment Protection Engineering*, 32(2), 36–47.

Tchórzewska-Cieślak, B., Pappia, D. & Pietrucha-Urbaniak, K. 2017. Szacowanie ryzyka zmian jakości wody w sieciach wodociągowych. Rzeszów: Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej.

Tchórzewska-Cieślak, B. & Rak, J. 2010. Method of identification of operational states of water supply system. In Pawlowski, L.; Dudzinska, M.R.; Pawlowski, A. (eds), Conference Proc. of 3rd Congress of Environmental Engineering, Lublin 2009, 521–526. Boca Raton: CRC Press-Taylor & Francis Group, LLC.

UN-Water 2013. Water Security & the Global Water Agenda – a UN-Water Analytical Brief. Ontario: United Nations University Institute for Water, Environment & Health.

Werner, B. & O’Doherty, J.J. 2012. European waters - current status and future challenges. Synthesis. EEA Report No 9. EEA: Copenhagen.

Zhu, C., Naqvi, S., Gomez-Galera, S., Pelacho, A.M., Capell, T. & Christou, P., 2007. Transgenic strategies for the nutritional enhancement of the nutritional enhancement of plants. *Trends in Plant Science*, 12, 548–555.

Zimoch, I. 2019. Plany Bezpieczeństwa Wody, ich wdrażanie i weryfikacja. *Studia z zakresu inżynierii*, nr 103. Warszawa: Polska Akademia Nauk, KILiW.

Zimoch, I. 2011. Zintegrowana metoda analizy niezawodności funkcjonowania i bezpieczeństwa systemów zaopatrzenia w wodę. Monografia nr 323. Gliwice: Wydawnictwo Politechniki Śląskiej.

Zimoch, I., Łobos, E. & Żaba, T. 2015. Drinking water quality aspect in ensuring the safety of water supply systems. In Nowakowski, T. Mlynczak, M. Jodejko Pietruczuk, A. & WerbinskaWojciechowska, S. (eds.), *Safety and Reliability: Methodology and Applications*. 717–726. Boca Raton: CRC Press-Taylor & Francis Group, LLC.

Zimoch, I. 2006. Analiza niezawodności jako narzędzie optymalizacji warunków techniczno-technologicznego funkcjonowania stacji uzdatniania wody. *Gaz, Woda i Technika Sanitarna*, 11, 78–81.

Zimoch, I. & Paciej, J. 2017. Analiza przestrzenna utraty bezpieczeństwa dostaw wody jako element procedur zarządzania ryzykiem. *Gaz, Woda i Technika Sanitarna*, 91(4), 159–16.

Zimoch, I. & Paciej, J. 2016. Spatial risk assessment of drinking water contamination by nitrates from agricultural areas in the Silesia province. *Desalination and Water Treatment*, 57(3), 1084–1097.

Zimoch, I. & Paciej, J. 2015. Zastosowanie interpolacji przestrzennych jako jednej z metod geograficznych systemów informacyjnych wyznaczania lokalizacji punktów kontroli jakości wody w systemach wodociągowych. *Gaz, Woda i Technika Sanitarna*, 89(6), 245–250.

Zimoch, I. & Paciej, J. 2014. Analiza przestrzenna ryzyka zagrożenia zdrowotnego wywołanego obecnością bakterii z rodzaju *Legionella* w instalacjach ciepłej wody w województwie śląskim. *Ochrona środowiska*, 36(4), 23–28.

Zimoch, I. & Szymik-Gralewska, J. 2016. Assessment of the reliability-cost efficiency of the pumping subsystems at water treatment plant. *Ecological Chemistry and Engineering S*, 23(3), 435–445.

Zimoch, I. 2009. Bezpieczeństwo działania systemów zaopatrzenia w wodę w warunkach zmian jakości wody w sieci wodociągowej. *Ochrona Środowiska*, 31(3), 51–55.

Zimoch, I. 2016. Metoda analizy i oceny ryzyka eksploatacji systemów wodociągowych na terenach użytkowanych rolniczo. *Ochrona Środowiska*, 38(4), 33–38.

Zimoch, I. & Kuśnierski, A. 2017. Exploitation safety of water supply systems in areas used for agriculture. *WIT Transactions on Ecology and the Environment*, 220, 253–262.

Możliwości wykorzystania ryzyka pogodowego w gospodarce wodnej

Janusz Rak ¹, Katarzyna Wartalska ², Bartosz Kaźmierczak ², Jakub Żywiec ¹

¹ *Katedra Zaopatrzenia w Wodę i Odprowadzania Ścieków, Wydział Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury, Politechnika Rzeszowska, Rzeszów*

² *Katedra Wodociągów i Klimatyzacji, Wydział Inżynierii Środowiska, Politechnika Wrocławska, Wrocław*

1. Wstęp

Badania związane z ryzykiem pogodowym nabierają na znaczeniu szczególnie w obliczu postępujących zmian klimatu (Wieczorek-Kosmala, 2020). Wzrost średnich temperatur prowadzi do zwiększenia częstości występowania anomalii i ekstremalnych zjawisk pogodowych, które wymuszają podjęcie działań adaptacyjnych do zachodzących zmian (Ray et. al, 2017; Guthrie, 2019).

W literaturze temat ten jest szeroko analizowany, także w odniesieniu do społeczno-gospodarczych skutków globalnego ocieplenia (Schneider & Lane, 2006). W Polsce okresy letnie coraz bardziej zbliżają się do klimatu śródziemnomorskiego. Skutkami upalnej pogody jest zmniejszona produkcja w elektrowniach wodnych (w wyniku suszy) czy wiatrowych (w wyniku bezwietrznej pogody). Coraz częściej występujące ekstremalne burze zagrażają infrastrukturze przesyłowej energii elektrycznej. Niskie stany w rzekach i zbiornikach wodnych oraz wysoka temperatura wody utrudniają procesy chłodzenia klasycznych elektrowni. W efekcie rośnie ryzyko występowania letniego blackoutu w Polsce (niekontrolowanej przerwy w dostawie prądu). Zjawisko to na dużą skalę miało miejsce w kwietniu 2008 roku w Szczecinie (Wieczorek-Kosmala, 2020). W sierpniu 2015 roku Polska była blisko blackoutu, czyli niekontrolowanej przerwy w dostawie energii elektrycznej dla znacznego obszaru. Kryzysową sytuację udało się opanować poprzez import energii elektrycznej. Szacuje się, że 8-godzinny blackout spowodowałby straty rzędu 2,6 mld złotych. Nie można również lekceważyć strat związanych z powodziami – dla przykładu powódź z 2010 roku przyniosła straty rzędu 12 mld złotych. Negatywne skutki pogody zauważają również rolnicy – zgodnie

z danymi z 2018 roku, w Polsce zrealizowanych zostało ok. 130 000 umów ubezpieczeń upraw rolnych od strat spowodowanych gradem.

Znajomość zmienności warunków atmosferycznych na analizowanym obszarze jest niezbędna do oceny ryzyka ich występowania. Przebieg zjawisk atmosferycznych we wstępnych analizach można opisywać za pomocą rozkładu normalnego gęstości prawdopodobieństwa. Należy zwrócić przy tym szczególną uwagę na tzw. długie ogony, które odgrywają dużą rolę w statystyce. W wielu przypadkach bowiem zdarzenia rzadko występujące zajmują większe pole powierzchni pod krzywą (długi ogon), a więc dominują sumarycznie w populacji (Clemmons, 2002; Canales et al, 2020).

Przeciwdziałanie czynnikom pogodowym jest bardzo trudne, a ich uniknięcie – niemożliwe. Komplikuje to próby przeciwdziałania ryzyku pogodowemu (Blachowski, 2011). Kluczowe stało się wskazanie odpowiednich instrumentów, które umożliwią ograniczenie tego rodzaju ryzyka. Huragan Katrina, który nawiedził USA, był dla towarzystw ubezpieczeniowych przełomowym momentem w podejściu do ryzyka pogodowego. Pojawiło się ryzyko nieubezpieczalności niektórych strat w regionach szczególnie narażonych na występowanie ekstremalnych zjawisk pogodowych (Wieczorek-Kosmala, 2020).

Instrumentami umożliwiającymi skuteczne zarządzanie ryzykiem pogodowym stały się pochodne instrumenty pogodowe, zwane również derywatami pogodowymi, które umożliwiają przeniesienie ryzyka poza przedsiębiorstwo. Są to dwustronne kontrakty terminowe, rozliczane na podstawie warunków atmosferycznych, takich jak indeksy temperatury, opady czy prędkość wiatru. Umowa taka określa warunki płatności pomiędzy stronami zawierającymi transakcję, w zależności od zajścia określonych zdarzeń pogodowych w okresie trwania kontraktu (Michalak, 2011). Jako stosunkowo młody, rynek derywatów nie jest jeszcze wystarczająco elastyczny. Wiele branż czy przedsiębiorstw nie oszacowało jeszcze swojej ekspozycji na ryzyko pogodowe, nie mówiąc już o opracowaniu polityki zabezpieczającej przed tym rodzajem ryzyka.

Głównym celem pracy jest podsumowanie wiedzy o analizie i ocenie ryzyka pogodowego, aby przedsiębiorstwa gospodarki komunalnej mogły skutecznie przystąpić do zarządzania ryzykiem pogodowym. Ważność omawianego tematu wynika z koncepcji zrównoważonego rozwoju w aspekcie zmian klimatu. W pracy przedstawiono metody zarządzania ryzykiem pogodowym i zaproponowano nowe indeksy pogodowe dla systemów wodociągowych i kanalizacyjnych, jako podmiotów równie mocno wrażliwych na warunki atmosferyczne.

2. Ryzyko pogodowe

Aby lepiej zrozumieć problemy związane z zarządzaniem ryzykiem pogodowym, należy rozróżnić – ze względu na wpływ na otoczenie – dwa rodzaje ryzyka pogodowego: o charakterze katastroficznym i niekatastroficznym. Ryzyko o charakterze katastroficznym jest niebezpieczeństwem związanym z występowaniem ekstremalnych zjawisk pogodowych (m.in. powodzi, huraganów, deszczy nawałnych), które mają niewielkie prawdopodobieństwo wystąpienia. Wywołują one jednak ogromne straty finansowe. Ryzyko pogodowe o charakterze niekatastroficznym wiąże się natomiast z odchyleniami od „normalnych” warunków pogodowych. Zjawiska takie mają wpływ na działalność przedsiębiorstwa, jednak nie zagrażają życiu ani mieniu (Smith, 2016; Szopa, 2012).

Z ryzykiem katastroficznym związane są pojęcia klęski żywiołowej oraz katastrofy naturalnej, które w polskim ustawodawstwie są odrębnie definiowane. Podstawowym aktem prawnym definiującym podstawowe pojęcia związane z ryzykiem katastroficznym jest Ustawa z 2002 roku o stanie klęski żywiołowej (Dz.U. z 2007 r. nr 89, poz. 590). Temat ryzyka katastroficznego jest poruszany również w Ustawie o zarządzaniu kryzysowym z 2007 roku (Dz.U. z 2007 r. nr 89, poz. 590), która definiuje dodatkowe pojęcia, jak sytuacja kryzysowa czy mapy zagrożeń i ryzyka. Poza wspomnianymi dwiema ustawami oraz Konstytucją RP (Dz. U. z 1997 r. Nr 78, poz. 483), do najważniejszych aktów prawnych dotyczących katastrof i ryzyka katastroficznego należą: Ustawa o stanie wyjątkowym (Dz.U. z 2002 r. nr 113, poz. 985 ze zm.), Ustawa o wyrównaniu strat majątkowych wynikających z ograniczenia w czasie stanu nadzwyczajnego wolności praw człowieka i obywatela (Dz. U. z 2002 r. nr 233, poz. 1955), Ustawa o bezpieczeństwie imprez masowych (Dz. U. z 2005 r. nr 108, poz. 909 ze zm.), Prawo wodne (Dz. U. z 2005 r. nr 239, poz. 2019 ze zm.), Dekret o świadczeniach w celu zwalczania klęsk żywiołowych (Dz. U. z 1953 r. nr 23, poz. 93 ze zm.), Ustawa o ochronie przeciwpożarowej (Dz. U. z 1991 r. nr 81, poz. 351 ze zm.), Ustawa o Państwowym Ratownictwie Medycznym (Dz. U. z 2006 r. nr 191, poz. 1410 ze zm.) i Prawo ochrony środowiska (Dz. U. z 2001 r. nr 62, poz. 627). Do wcześniej wymienionych ustaw istnieje dodatkowo wiele aktów wykonawczych, takich jak Rozporządzenie Rady Ministrów w sprawie szczegółowych zasad udziału pododdziałów i oddziałów Sił Zbrojnych Rzeczypospolitej Polskiej w zapobieganiu skutkom klęski żywiołowej lub ich usuwaniu (Dz. U. z 2003 r. nr 41, poz. 347).

Ryzyko pogodowe o charakterze niekatastroficznym opisuje narażenie na finansowy zysk lub stratę w wyniku zmienności warunków pogodowych,

nieprowadzącej jednak do katastrof naturalnych (Michalak, 2013). Skala występujących odchyleń warunków pogodowych od ich średniego, normalnego stanu nie jest tak znacząca, jak w przypadku zjawisk katastroficznych. Zwykle w literaturze pojęcie ryzyka pogodowego jest utożsamiane właśnie z ryzykiem pogodowym o charakterze niekatastroficznym.

Ze względu na kategorię występujących zdarzeń pogodowych można wyróżnić ryzyko geofizyczne (trzęsienia ziemi, aktywność wulkaniczna, tsunami), meteorologiczne (burze), hydrologiczne (powodzie, osunięcia ziemi) i klimatologiczne (ekstremalne temperatury, susze, pożary lasów). Należy pamiętać, że różne podmioty gospodarcze są wrażliwe na różne czynniki pogodowe. Dla przykładu, sektor energetyczny jest wrażliwy na zmiany temperatury, natomiast na działalność elektrowni wodnych wpływa wielkość opadów. Stąd też, podstawowe kategorie ryzyka pogodowego uzależnione są od charakteru zjawiska atmosferycznego. Wyróżnić można ryzyko: temperatury powietrza, opadów deszczu, opadów śniegu, prędkości wiatru i wilgotności (Liu et al, 2019).

W przeszłości wiele przedsiębiorstw nie brało pod uwagę zarządzania ryzykiem pogodowym, a jedynie starały się jak najlepiej radzić sobie z negatywnymi konsekwencjami niekorzystnej pogody. Systemowe zarządzanie ryzykiem pogodowym staje się jednak koniecznością, wynikającą z trendu zmieniającego się klimatu. Pojawiające się z coraz większą częstotliwością katastrofy naturalne wymuszają zwiększenie efektywności zarządzania ryzykiem. Efektywność działań w tym zakresie determinuje rzetelna wiedza o ryzyku, a nie intuicyjne informacje lub wyobrażenia na jego temat (Waite et al, 2017; Boateng et al, 2012; Chapman, 2015).

W odpowiedzi na rosnące zagrożenia ze strony katastrof naturalnych, państwa członkowskie ONZ zawarły w 2015 roku międzynarodowe porozumienie Sendai Framework. Głównym celem porozumienia jest zwiększenie bezpieczeństwa związanego z zagrożeniem zjawiskami pogodowymi w ciągu najbliższych 15 lat (porozumienie obejmuje lata 2015–2030).

Największą ekspozycję w przypadku wystąpienia katastrofy naturalnej mają trzy aglomeracje miejskie: Warszawa, Kraków i Trójmiasto. Mówiąc o zarządzaniu ryzykiem w Polsce, warto również wspomnieć o Alercie Rządowego Centrum Bezpieczeństwa (RCB) – systemie powiadomienia ludności kraju o zagrożeniach. Informacje o potencjalnych zagrożeniach RCB otrzymuje z ministerstw, służb, urzędów i instytucji centralnych (Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej) oraz urzędów wojewódzkich. Alert jest wysyłany poprzez wiadomość SMS wszystkich operatorów sieci komórkowych.

Dostępne strategie zarządzania ryzykiem można podzielić na cztery grupy działań, niezależnie od rodzaju ryzyka pogodowego. Są to: unikanie i redukcja (metody fizyczne), oraz retencja i transfer ryzyka (metody finansowe) (Wieczorek-Kosmala, 2020).

Instrumentami mającymi na celu ochronę branż gospodarki przed ryzykiem pogodowym można podzielić na dwie główne grupy, wykorzystywane w zależności od rodzaju ryzyka, i są to ubezpieczenia i instrumenty pochodne. Ubezpieczenia są rozwiązaniem adekwatnym w przypadku ekstremalnych zjawisk pogodowych (Michalak, 2020). Oferują przedsiębiorstwom długoterminową ochronę. 129 firm ubezpieczeniowych z 29 krajów współpracuje ze sobą, współfinansując badania nad ryzykiem pogodowym czy włączaniem ryzyka pogodowego do procesu decyzyjnego inwestorów (Binkowski, 2008).

Zdarzenia o stosunkowo wysokim prawdopodobieństwie wystąpienia, generujących przy tym wysokie straty, można ubezpieczać na drodze partnerstwa publiczno-prywatnego. Współpraca może polegać na prewencji, czyli zmniejszaniu prawdopodobieństwa wystąpienia ekstremalnego zdarzenia, oraz mitygacji, ograniczającej skutki zdarzenia po jego wystąpieniu.

Długoterminowe rozwiązania proponowane przez ubezpieczycieli często nie są wystarczające dla przedsiębiorstw w wielu branżach, które narażone są nawet na krótkotrwałe wahania warunków pogodowych – każde odchylenie od średniej może mieć wpływ na ograniczenie zysków. Rozwiązaniami finansowymi najlepiej zabezpieczającymi przed ryzykiem pogodowym o charakterze niekatastroficznym stały się pochodne instrumenty (derywaty) pogodowe (UN, 2015; Solaun, 2017).

Powstanie derywatów wiązane jest w demonopolizacją sektora energetycznego w USA, a towarzysząca temu konkurencja wygenerowała procesy zarządzania ryzykiem pogodowym. W 1996 r. zawarto pierwszą umowę między przedsiębiorstwami ENRON i KOCH ENERGY. Umowa pogodowa dotyczyła ochrony przed niską temperaturą (Binkowski, 2008; Geman & Leonardi, 2005). Pierwsze umowy zawierano w drodze indywidualnych ustaleń między podmiotami, na rynku pozagiełdowym (OTC – Over The Counter). W 1999 r. wprowadzono jednak standaryzowane derywaty pogodowe do obrotu giełdowego przez Chicago Mercantile Exchange (CME). Obecnie rynek OTC, jak i CME rozwijają się bardzo dynamicznie (Prewysz-Kwinto, 2010). Na CME kontrakty pogodowe wystawia 11 miast europejskich: Amsterdam, Barcelona, Berlin, Essen, Londyn, Madryt, Oslo, Paryż, Praga, Rzym i Sztokholm (Cui et al, 2019).

Derywaty różnią się od ubezpieczeń w wielu aspektach. Ubezpieczenia mają za zadanie chronić przed zjawiskami o małym prawdopodobieństwie

wystąpienia, a jednocześnie powodującymi bardzo duże straty, a więc przed bardzo dużym ryzykiem. Ubezpieczenia pogodowe wymagają udokumentowania poniesionej straty i umożliwiają wypłatę jednorazowej kwoty odszkodowania, często bez proporcji do odniesionych strat. Derywaty z kolei chronią przed stosunkowo małym ryzykiem, a więc przed zdarzeniami o wysokim prawdopodobieństwie wystąpienia i jednocześnie małymi stratami. W przeciwieństwie do ubezpieczeń, wypłata realizowana jest w wartości proporcjonalnej do wielkości zdarzenia niepożądanego, za każdym razem, gdy wartość indeksu pogodowego przekracza założoną wartość bazową (Michalak, 2013).

Wartość derywatów pogodowych jest ściśle zależna od wartości zdefiniowanych czynników pogodowych (Binkowski, 2008). Zależnie od czynnika atmosferycznego mającego wpływ na przychody przedsiębiorstwa, obecnie na rynku można wyróżnić następujące rodzaje terminowych kontraktów pogodowych: kontrakty zależne od temperatury, kontrakty deszczowe, na opad śniegu, mrozowe oraz huraganowe. Najliczniejszą grupę, bo ponad 85% derywatów pogodowych, stanowią te oparte na indeksach temperaturowych. Wyróżnia się trzy podstawowe rodzaje indeksów tego typu (Binkowski, 2008):

- indeks temperatury HDD (*heating degree days*) - indeks sezonu grzewczego, oraz CDD (*cooling degree days*) - indeks sezonu letniego (jedne z pierwszych indeksów temperaturowych, wciąż najpopularniejsze, przede wszystkim w USA),
- minimalny, maksymalny lub średni poziom temperatury w danym okresie (dominujące na rynku europejskim),
- liczba dni krytycznych, w których dany poziom temperatury został przekroczony.

Grupy derywatów oparte na indeksach nietemperaturowych również mają istotne znaczenie w ograniczaniu ryzyka pogodowego. Najbardziej liczną grupą indeksów nietemperaturowych są indeksy opadów deszczu lub śniegu. Istniejące instrumenty oparte na indeksie deszczu należą przy tym do najmłodszych na rynku finansowym, w związku z tym w literaturze można znaleźć stosunkowo niewiele informacji na temat tych instrumentów pochodnych. Indeksy te są obecnie konstruowane jako średnia miesięczna ilość opadu dla 10 miast amerykańskich. Zgodnie z kontraktami, które były realizowane w przeszłości, każdy cal deszczu (1 punkt indeksowy) jest wart zwykle 500 dolarów. Kontrakty deszczowe są dostępne w dwóch wariantach. Pierwszy z nich, oparty na indeksie miesięcznym, polega na wyborze jednego miesiąca, spośród okresu od marca do października. Drugi wariant, oparty na indeksie sezonowym, pozwala na wybór dwóch do ośmiu kolejnych miesięcy z tego samego okresu (maj–październik). Największe zainteresowanie kontraktami deszczowymi wykazują

przedsiębiorstwa użyteczności publicznej, organizatorzy imprez sportowych i koncertów polowych oraz parków tematycznych (Islip et al, 2020; Hess, Richter & Stopa, 2002).

Podstawą kontraktów mrozowych jest liczba dni mroźnych występujących w okresie od pierwszego poniedziałku w listopadzie do ostatniego piątku w marcu. Kontrakt ten został skonstruowany na potrzeby holenderskiego rynku budowlanego, natomiast jest notowany na giełdzie CME. Za dzień mroźny uznaje się ten, w którym został spełniony co najmniej 1 z 3 warunków: temperatura o godzinie 7.00 była niższa bądź równa $-3,5^{\circ}\text{C}$; temperatura o godzinie 10.00 była niższa bądź równa $-1,5^{\circ}\text{C}$; pomiary temperatury dla godziny 7.00 oraz 10.00 były niższe niż $-0,5^{\circ}\text{C}$.

Przykładem wykorzystania kontraktu huraganowego może posłużyć opcja notowana na CME. Ma ona stwarzać możliwość zabezpieczenia się podmiotom, które wykorzystały już instrumenty zabezpieczające przed ryzykiem katastroficznym (np. ubezpieczenie), a dany region powtórnie został nawiedzony przez huragan. Ten typ kontraktu różni się od pozostałych, ponieważ związany jest ze zjawiskiem o charakterze katastroficznym.

Obecnie dostępne są różne typy pogodowych instrumentów pochodnych (Mentel, 2017):

- kontrakty futures,
- kontrakty forward,
- opcje pogodowe (często typu cap, floor lub collar (Binkowski, 2008)),
- swapy.

Kontrakty futures są standaryzowanymi umowami (o określonych warunkach), kreującymi zobowiązanie do wymiany określonej ilości instrumentu bazowego po wcześniej ustalonej cenie i w danym terminie. Ich rozliczenie następuje w formie pieniężnej.

Kontrakty typu forward są umowami niestandaryzowanymi, zawieranymi na rynkach nieregulowanych, co wiąże się z ryzykiem niewywiązania się z umowy przez jedną ze stron (Mentel, 2017). Umowy tego typu powodują powstanie u jednej ze stron zobowiązania do dostarczenia, a u drugiej do odbioru ustalonej ilości instrumentu bazowego, po określonej cenie, w danym terminie.

Opcje pogodowe to instrumenty występujące zarówno na rynkach giełdowych, jak i pozagiełdowych (Binkowski, 2008). Umowy tego typu dają nabywcy prawo, a nie obowiązek, kupna (opcja call) bądź też sprzedaży (opcja put) oznaczonej ilości instrumentu bazowego po ustalonej cenie w danym terminie. Często wykorzystywane są odmiany opcji typu cap – z górnym poziomem ograniczającym (wykorzystuje się ją, gdy indeks przekroczy ustaloną wartość) oraz floor – z dolnym poziomem ograniczającym (wykorzystywana w przypadku, gdy indeks będzie poniżej danej wartości). Jeśli zaś stosuje się

obydwie strategie jednocześnie, kombinacja taka nazywana jest strategią collar. Opcję taką cechuje brak płatności, gdy wartości indeksu mieszczą się w określonym przedziale; jedna ze stron odnosi korzyści jeżeli indeks wzrasta powyżej górnej wartości przedziału, a druga – gdy indeks spada poniżej dolnej wartości przedziału.

Ostatnią grupę stanowią kontrakty typu swap. Polegają na wymianie pomiędzy stronami na ustalonych warunkach przyszłych płatności – dwie strony dzielą się ryzykiem. Jedna ze stron zarabia w momencie przekroczenia przez indeks pogodowy ustalonej wartości, natomiast druga zarabia, gdy indeks spadnie poniżej tego poziomu. Finanse stron stabilizują się w zmiennych warunkach pogodowych.

Każda terminowa transakcja pogodowa powinna być opracowana z uwzględnieniem następujących parametrów (Preś, 2014):

- rodzaj kontraktu,
- okres kontraktu (czyli datę początku i końca jego obowiązywania),
- bazowy indeks (konstrukcję indeksu, reprezentującą jedną lub więcej zmiennych pogodowych – podstawa rozliczenia finansowego kontraktu),
- podstawowa i zapasowa stacja meteorologiczna (źródło danych niezbędnych do obliczaniażądanego indeksu pogody),
- funkcja wypłaty (rodzaj instrumentu i wartość w jednostkach pieniężnych punktu indeksu).

Prognozowanie pogody ma kluczowe znaczenie zarówno dla popytu, jak i podaży na rynku instrumentów pochodnych. Brokerzy wykorzystują prognozy w celu dokonania ewentualnych poprawek ceny instrumentu. Z kolei klienci (podmioty gospodarcze) korzystają z prognoz w celu podjęcia decyzji. Wśród prognoz meteorologicznych można wyróżnić 7 kategorii, zależnych od horyzontu czasowego, na jaki są formułowane (Mentel, 2017). Są to prognozy (Banks, 2002): bieżące (o horyzoncie $\leq 2h$), jednodniowe (12–24 h), krótkoterminowe (24–72 h), średnioterminowe (3–14 d), sezonowe (1–3 m-ce), długoterminowe (6 m-cy–2 lata), i wieloletnie (powyżej 2 lat).

Zdefiniowany indeks pogodowy umożliwia wycenę wartości zabezpieczenia. Wszelka analiza ryzyka pogodowego w przedsiębiorstwie wymaga więc bogatej bazy danych meteorologicznych. Problem jakości, dostępności i kosztu danych pogodowych różni się w poszczególnych krajach, co jest istotne z punktu widzenia ryzyka bazowego (zwykle niższego w pogodowych instrumentach pochodnych OTC w porównaniu do notowań giełdowych). W tym kontekście dostępność wiarygodnych historycznych danych meteorologicznych dla danego regionu pozostaje jedną z najważniejszych barier szerszego wykorzystania pochodnych pogody (Wieczorek-Kosmala, 2020). W przypadku warunków

polskich pozyskiwanie danych meteorologicznych bywa kłopotliwe ze względu na wysokie koszty nabycia takich danych (Mentel, 2017). Rozwój rynku pogodowych instrumentów pochodnych warunkuje rozwój technologii i informacji stosowanych w stacjach pogodowych, co pozwoli na ciągłą transmisję danych meteorologicznych (Michalak, 2011).

Pochodne instrumenty pogodowe mogą stanowić dobre narzędzie zabezpieczenia dochodów podmiotów gospodarczych, jakimi są firmy wodociągowo-kanalizacyjne. Aby zilustrować działanie mechanizmu pogodowego instrumentu pochodnego, najlepiej odnieść się do indeksu temperaturowego. W momencie, gdy gminna firma wodociągowa nie jest w stanie dostarczać wody w ilości wynikającej z popytu w upalne dni (studnie nie gwarantują wymaganej wydajności), ograniczenia w dostawach wody generują straty finansowe. Firma wodociągowa może zawrzeć kontrakt na określony czas (np. od czerwca do września), na każdy dzień, w którym temperatura przekroczy daną wysokość (np. 25°C). W efekcie firma uzyska odszkodowanie w ustalonej wysokości i dzięki temu osiągnie przychody mimo zbyt wysokiej temperatury w danym okresie. Kontrakt można rozszerzyć o ewentualne odszkodowania dla rolników za ograniczenia lub brak dostawy wody. Aby przedsiębiorstwa wodociągowo-kanalizacyjne mogły skutecznie zabezpieczać się przed ryzykiem pogodowym, sprawą pierwszorzędą staje się tworzenie modeli wyceny instrumentów pogodowych, a także wskazania indeksów pogodowych adekwatnych dla tej branży.

3. Materiały i metody

Branża wodociągowo-kanalizacyjna wrażliwa jest przede wszystkim na obfite opady deszczu oraz okresy wysokich i niskich temperatur. W czasie dni z wysokimi sumami opadów deszczowych występuje zjawisko przeciążenia hydraulicznego kanalizacji deszczowej, co zwiększa ryzyko wystąpienia wylewów z kanałów i w efekcie zalewania ulic, piwnic, podtopień terenów czy zrzutów burzowych w przypadku kanalizacji ogólnospławnej (Wartalska, Kaźmierczak, Nowakowska & Kotowski, 2020). Z kolei w dni mroźne rośnie ryzyko awarii przewodów wodociągowych, a w dni upalne znacznie zwiększa się popyt wody (ponad wydajność ujęć wody) (Kutyłowska, 2019; Dawidowicz, Czapczuk, Piekarski, 2018). W związku z powyższym oraz biorąc pod uwagę uwarunkowania meteorologiczne większości obszaru Polski proponuje się następujące indeksy pogodowe dla branży wodno-kanalizacyjnej (nie obejmujące obszarów górskich):

- indeks opadów dobowych (dla kanalizacji deszczowej i ogólnospławnej)- jeżeli opad dobowy przekracza 50 mm,

- indeks dób mroźnych (dla podłączeń wodociągowych) - jeżeli średnia temperatura jest niższa niż -15°C przez kolejne 5 dni,
- indeks dób bardzo ciepłych (dla zużycia wody wodociągowej) - jeżeli średnia temperatura jest wyższa niż 25°C przez kolejne 5 dni.

Zaproponowane indeksy należy zweryfikować pod kątem częstości ich osiągania na obszarze Polski. Do tego celu wykorzystano dane meteorologiczne z 19 stacji Instytutu Meteorologii i Gospodarki Wodnej - Państwowego Instytutu Badawczego (IMGW-PIB) z lat 1970–2019 (50 lat obserwacji). Dane pochodzą ze stacji meteorologicznych zlokalizowanych w Białymstoku, Gdańsku, Gorzowie Wielkopolskim, Katowicach, Kielcach, Koszalinie, Krakowie, Lublinie, Łodzi, Olsztynie, Opolu, Poznaniu, Rzeszowie, Suwałkach, Szczecinie, Toruniu, Warszawie, Wrocławiu i Zielonej Górze.

Dodatkowo, biorąc pod uwagę obserwowane zmiany klimatu, należy określić kierunek zmian częstości występowania zaproponowanych indeksów pogodowych.

3.1. Indeks opadów dobowych

Intensywne opady deszczowe występują w Polsce przede wszystkim w miesiącach letnich – od czerwca do sierpnia. Pomimo dużej zmienności czaso-przestrzennej opadów można wyróżnić rok 1989, w którym średnia z maksymalnych dobowych wysokości opadów jest najmniejsza i wynosi 28.6 mm, a indeks opadów dobowych (50 mm) został osiągnięty jedynie w jednym z 19 analizowanych miast – w Krakowie (50.9 mm). W latach 1971, 1973 i 1986 indeks opadów dobowych nie został osiągnięty w żadnej z analizowanych lokalizacji. Największa średnia z maksymalnych dobowych wysokości opadów odnotowana została w 2010 roku i wynosiła aż 47.3 mm, a indeks opadów dobowych został osiągnięty w 8 lokalizacjach (w Białymstoku, Gdańsku, Katowicach, Krakowie, Opolu, Rzeszowie, Suwałkach i Wrocławiu). W 1970 roku indeks opadów dobowych został osiągnięty w 9 lokalizacjach – przy średniej z wszystkich 19 miast wynoszącej 45.3 mm.

Absolutnie maksymalny opad dobowy wynoszący aż 155.2 mm zarejestrowano w Kielcach w 2001 roku, natomiast minimalny (z maksymalnych) wynoszący zaledwie 12.3 mm zarejestrowano w Poznaniu w 1992 roku. W przypadku każdej z analizowanych miejscowości występowały lata, w których opady przekraczały proponowany indeks opadów dobowych. Opady takie najczęściej występowały w Katowicach, Koszalinie i Krakowie – po 16 razy (na 50 lat obserwacji), najrzadziej natomiast w Szczecinie (5 razy) i Gorzowie Wlkp., Poznaniu i Warszawie (po 6 razy). W przypadku żadnej z analizowanych miejscowości nie odnotowano istotnego statystycznie trendu

zmian w maksymalnych w roku wysokościach opadów dobowych (na poziomie istotności statystycznej 95%). Wyniki obliczeń zestawiono w tabeli 1.

Tab. 1. Analiza opadów dobowych w latach 1970–2019. Źródło: opracowanie własne

City	Wysokość opadów maksymalnych			Trend		Liczba dni z opadem powyżej 50 mm
	min, mm	mean, mm	max, mm	tak/nie	stopnie, mm/decade	
Białystok	16.6	37.7	90.6	nie	-	12
Gdańsk	17.4	36.9	118.0	nie	-	8
Gorzów	17.6	35.8	77.4	nie	-	6
Katowice	19.2	42.0	81.6	nie	-	16
Kielce	17.0	38.8	155.2	nie	-	9
Koszalin	21.1	45.2	101.3	nie	-	16
Kraków	17.8	40.8	87.4	nie	-	16
Lublin	16.4	37.7	90.0	nie	-	7
Łódź	14.2	36.2	99.8	nie	-	8
Olsztyn	18.4	37.9	98.9	nie	-	8
Opole	20.0	39.9	99.0	nie	-	10
Poznań	12.3	34.4	85.7	nie	-	6
Rzeszów	14.0	37.8	65.2	nie	-	12
Suwałki	15.1	35.6	66.8	nie	-	8
Szczecin	14.4	33.0	74.3	nie	-	5
Toruń	17.0	36.8	101.6	nie	-	8
Warszawa	17.0	35.3	75.8	nie	-	6
Wrocław	17.2	39.5	74.4	nie	-	11
Zielona Góra	14.7	37.2	89.0	nie	-	8

Spośród analizowanych miejscowości najmniejszą średnią z maksymalnych dobowych wysokości opadów charakteryzuje się Szczecin (33.0 mm), a największą Koszalin (45.2 mm).

3.2. Indeks dób mroźnych

Doby mroźne występują w Polsce przede wszystkim w miesiącach zimowych – od grudnia do lutego, przy czym polskim biegunem zimna (nie licząc terenów górzystych) jest Suwalszczyzna.

W przeciwieństwie do maksymalnych opadów dobowych, w przypadku *5-days temperature* minimalnych widać podobieństwo między stacjami w poszczególnych latach. Wyróżnić można rok 1987, w którym średnia z minimalnych *5-days* temperatur jest najniższa i wynosi -19.9°C , a indeks dób mroźnych (-15°C) został osiągnięty w każdej z analizowanych miejscowości. Największe średnie *5-days* minimalne temperatury odnotowano w 2015 roku (-4.6°C), a indeks dób mroźnych nie został osiągnięty w żadnej z analizowanych lokalizacji (co miało również miejsce w latach 1973–1975, 1977, 1980–1984, 1988–1990, 1992–1994, 1998–2002, 2004–2005, 2007–2008, 2013, 2015 i 2018–2019).

Minimalną pięciodniową temperaturę (średnią z pięciu dni) wynoszącą jedynie -23.2°C zarejestrowano w Suwałkach w 1987 roku, natomiast maksymalną (z minimalnych) wynoszącą aż -1.4°C zarejestrowano w Gdańsku w 1989 roku. W przypadku każdej z analizowanych miejscowości występowały lata, w których pięciodniowa temperatura spadała poniżej proponowanego indeksu dób mroźnych. Temperatury takie najczęściej występowały w Suwałkach (28 razy) i Białymstoku (19 razy), najrzadziej natomiast w Koszalinie, Szczecinie i Zielonej Górze (po 2 razy). W przypadku żadnej z analizowanych miejscowości nie odnotowano istotnego statystycznie trendu zmian w minimalnych *5-days temperature* (na poziomie istotności statystycznej 95%). Wyniki obliczeń zestawiono w tabeli 2.

Tab. 2. Analiza *5-days* temperatur minimalnych w latach 1970–2019. Źródło: opracowanie własne

City	Wysokość opadów maksymalnych			Trend		Liczba dni z opadem powyżej 50 mm
	min, mm	mean, mm	max, mm	tak/nie	stopnie, $^{\circ}\text{C}/\text{decade}$	
Białystok	-22.7	-13.3	-5.6	nie	-	19
Gdańsk	-16.9	-8.8	-1.4	nie	-	4
Gorzów Wlkp.	-17.8	-8.7	-2.1	nie	-	3
Katowice	-18.6	-10.3	-4.4	nie	-	8
Kielce	-20.8	-11.5	-5.9	nie	-	10
Koszalin	-15.2	-7.7	-1.9	nie	-	2
Kraków	-20.3	-11.1	-5.2	nie	-	10
Lublin	-21.0	-12.0	-5.8	nie	-	14
Łódź	-20.7	-10.6	-4.8	nie	-	11
Olsztyn	-22.3	-12.0	-3.9	nie	-	16

Opole	-19.0	-9.4	-1.5	nie	-	7
Poznań	-20.1	-9.3	-3.2	nie	-	6
Rzeszów	-19.1	-11.5	-5.4	nie	-	11
Suwałki	-23.2	-14.2	-6.2	nie	-	28
Szczecin	-17.1	-7.8	-1.9	nie	-	2
Toruń	-22.3	-10.5	-3.5	nie	-	12
Warszawa	-21.3	-11.1	-4.4	nie	-	13
Wrocław	-20.4	-9.2	-1.4	nie	-	6
Zielona Góra	-19.2	-9.0	-2.3	nie	-	2

Śród analizowanych miejscowości największą średnią z minimalnych 5-days temperatur charakteryzuje się Koszalin (-7.7°C), a najmniejszą Suwałki (-14.2°C).

3.3. Indeks dób bardzo ciepłych

Doby bardzo ciepłe, podobnie jak maksymalne opady, występują w Polsce przede wszystkim w miesiącach letnich – od czerwca do sierpnia.

Podobnie jak w przypadku 5-days temperatur minimalnych, w przypadku 5-days temperatur maksymalnych widać podobieństwo między stacjami w poszczególnych latach. Wyróżnić można rok 1994, w którym średnia z maksymalnych 5-days temperatur jest najwyższa i wynosi aż 26.7°C , a indeks dób bardzo ciepłych (25°C) został osiągnięty w każdej z analizowanych miejscowości z wyjątkiem Rzeszowa. Najmniejsza średnia 5-days maksymalnych temperatur odnotowano w 1980 roku (20.3°C), a indeks dób bardzo ciepłych nie został osiągnięty w żadnej z analizowanych lokalizacji (co miało również miejsce w latach 1970, 1973–1981, 1983–1991, 1993, 1995–2001, 2003–2004, 2008–2009, 2011 i 2016).

Maksymalną pięciodniową temperaturę (średnią z pięciu dni) wynoszącą aż 29.5°C zarejestrowano w Zielonej Górze w 1994 roku, natomiast minimalną (z maksymalnych) 17.9°C zarejestrowano w Suwałkach w 1987 roku. W przypadku każdej z analizowanych miejscowości występowały lata, w których pięciodniowa temperatura przekraczała proponowany indeksu dób bardzo ciepłych. Temperatury takie najczęściej występowały w Opolu, Warszawie i Zielonej Górze (po 13 razy), najrzadziej natomiast w Białymstoku, Gdańsku i Suwałkach (po 1 razie). Należy jednak zauważyć, że w przypadku aż 17 z 19 analizowanych miejscowości odnotowano istotny statystycznie (na poziomie istotności statystycznej 95%) trend rosnący 5-days temperature maksymalnych. Wyniki obliczeń zestawiono w tabeli 3.

Tab. 3. Analiza 5-days temperatur maksymalnych w latach 1970–2019. Źródło: opracowanie własne

Miasto	Wysokość opadów maksymalnych			Trend		Liczba dni z opadem powyżej 50 mm
	min, mm	mean, mm	max, mm	tak/nie	stopnie, °C /decade	
Białystok	18.5	22.0	25.2	tak	0.50	1
Gdańsk	18.5	21.4	25.1	tak	0.39	1
Gorzów	20.2	23.6	28.6	tak	0.41	10
Katowice	20.6	23.0	26.5	tak	0.61	7
Kielce	19.3	22.6	25.7	tak	0.58	3
Koszalin	19.4	21.9	26.3	tak	0.33	2
Kraków	19.9	22.9	26.5	tak	0.78	7
Lublin	19.7	22.6	26.1	tak	0.67	4
Łódź	19.7	23.4	28.3	tak	0.48	7
Olsztyn	19.1	22.4	26.1	tak	0.42	3
Opole	21.3	23.7	27.7	tak	0.48	13
Poznań	20.2	23.7	26.9	tak	0.45	11
Rzeszów	20.4	22.9	26.3	tak	0.78	7
Suwałki	17.9	21.8	26.0	tak	0.57	1
Szczecin	19.9	22.8	27.7	nie	-	3
Toruń	20.3	23.5	27.8	tak	0.41	9
Warszawa	20.2	23.5	27.6	tak	0.63	13
Wrocław	21.0	23.3	27.7	tak	0.63	8
Zielona Góra	20.6	24.0	29.5	nie	-	13

Spośród analizowanych miejscowości najmniejszą średnią z maksymalnych 5-days temperatur charakteryzuje się Gdańsk (21.4°C), a największą Zielona Góra (24.0°C). W Krakowie i Rzeszowie odnotowano natomiast największy wzrost 5-days maksymalnych temperature – na poziomie wzrostu aż o 0.78°C na dekadę.

4. Podsumowanie

W przypadku indeksu opadów dobowych (opady dobowe przekraczające 50 mm) odnotowano jego przekroczenie w latach 1970–2019 w każdym z 19 analizowanych miast – średnio 9.5 razy na 50 lat, przy czym najrzadziej

w Szczecinie (5 razy), Gorzowie Wlkp., Poznaniu i Warszawie (po 6 razy), a najczęściej w Katowicach, Koszalinie i Krakowie (po 16 razy). W przypadku indeksu dób mroźnych (*5-days* temperatura poniżej -15°C) odnotowano jego przekroczenie również w każdym z 19 analizowanych miast – średnio 9.7 razy na 50 lat, przy czym najrzadziej w Koszalinie, Szczecinie i Zielonej Górze (po 2 razy), a najczęściej w Suwałkach (28 razy) i Białymstoku (19 razy). W przypadku indeksu dób bardzo ciepłych (*5-days* temperatura powyżej 25°C) odnotowano jego przekroczenie również w każdym z 19 analizowanych miast – średnio 6.5 razy na 50 lat, przy czym najrzadziej w Białymstoku, Gdańsku i Suwałkach (po 1 razie), a najczęściej w Opolu, Warszawie i Zielonej Górze (po 13 razy).

Zaproponowane indeksy pogodowe dla branży wodociągowo-kanalizacyjnej przekraczane były w przeszłości średnio raz na 6 lat. Oczywiście, ze względu na lokalne uwarunkowania, w niektórych miejscowościach (Suwałki czy Białystok) indeks dób mroźnych osiągany był dużo częściej, a indeks dób bardzo ciepłych rzadziej. Szczególną uwagę należy zwrócić na indeks dób bardzo ciepłych. Z jednej strony występują one stosunkowo najrzadziej, lecz z drugiej strony odnotowano w nich wyraźny trend rosnący w aż 17 z 19 analizowanych miejscowości. Biorąc pod uwagę globalne ocieplenie należy spodziewać się, że *5-day* temperaturę powyżej 25°C będzie osiągać coraz częściej. Indeks dób bardzo ciepłych osiągany był w pierwszych dwóch dekadach XXI wieku znacznie częściej, niż w ostatnich trzech dekadach XX wieku (co ciekawe, ocieplenie klimatu nie wpływa póki co na częstość osiągania indeksu dób mroźnych). Zapewnienie dostaw wody w gorące dni (charakteryzujące się zazwyczaj zwiększonym zapotrzebowaniem na wodę), będzie stanowić jedno z największych wyzwań branży wodociągowo-kanalizacyjnej w Polsce.

Rozwój rynku instrumentów pogodowych, z uwagi na przynależności do Unii Europejskiej, będzie prawdopodobnie dynamicznie rozwijał się również w Polsce. Ryzyko pogodowe staje się bardzo ważną kategorią dla wielu przedsiębiorstw; jakkolwiek pogoda oddziałuje na funkcjonowanie przedsiębiorstw od zawsze. Branża wodociągowo-kanalizacyjna w Polsce wrażliwa jest przede wszystkim na obfite opady deszczu oraz okresy wysokich i niskich temperatur. W czasie dni z wysokimi sumami opadów deszczowych występuje zjawisko przeciążenia hydraulicznego kanalizacji deszczowej. Z kolei w dni mroźne rośnie ryzyko awarii przewodów wodociągowych, a w dni upalne znacznie zwiększa się popyt wody. Zaproponowano w pracy trzy indeksy pogodowe pomogą chronić interesy branży wodociągowo-kanalizacyjnej w Polsce.

Przedstawione wartości progowe indeksów pogodowych mają charakter wstępny i autorzy są otwarci na merytoryczną dyskusję w tym temacie.

Literatura

- Banks, E. 2002. Weather Fundamentals, [w:] E. Banks (red.), *Weather Risk Management*. Palgrav.
- Binkowski, P. 2008. Derywaty pogodowe–geneza, rodzaje oraz zastosowanie. *Współczesna Ekonomia*, 2(1), 47–68.
- Blachowski, D. 2011. Ryzyko pogodowe i pogodowe instrumenty pochodne w przedsiębiorstwach energetycznych. *Zeszyty Naukowe Uniwersytetu Szczecińskiego. Finanse, Rynki Finansowe, Ubezpieczenia*, (38), 639–648.
- Boateng, P., Chen, Z., & Ogunlana, S. 2012. A conceptual system dynamic model to describe the impacts of critical weather conditions in megaproject construction. *Journal of Construction Project Management and Innovation*, 2(1), 208–224.
- Canales, F., Jadwiszczak, P., Jurasz, J., Wdowikowski, M., Ciapała, B., Kaźmierczak, B. 2020. The impact of long-term changes in air temperature on renewable energy in Poland. *Science of The Total Environment*. 729, 138965.
- Chapman, L. 2015. Weather and climate risks to road transport. *Infrastructure Asset Management*, 2(2), 58–68.
- Clemmons, L. 2002. Introduction to Weather Risk Management, [w:] *Weather Risk Management. Markets, products and applications*, red. E. Banks, Palgrave. Nowy Jork, s. 3
- Cui, H., Zhou, Y., Dzandu, M. D., Tang, Y., & Lu, X. 2019. Is temperature-index derivative suitable for China? *Physica A: Statistical Mechanics and its Applications*, 536, 120959.
- Dawidowicz, J., Czapczuk, A., Piekarski, J. 2018. The application of artificial neural networks in the assessment of pressure losses in water pipes in the design of water distribution systems. *Rocznik Ochrona Środowiska*, 20, 292–308.
- Dekret z dnia 23 kwietnia 1953 roku o świadczeniach w celu zwalczania klęsk żywiołowych (Dz. U. z 1953 r. nr 23, poz. 93 ze zm.).
- Geman, H., Leonardi, M. P. 2005. Alternative Approaches to Weather Derivatives Pricing. *Managerial Finance*, 31(6).

Guthrie, G. 2019. Real options analysis of climate-change adaptation: investment flexibility and extreme weather events. *Climatic Change* 156, 231–253.

Hess, U., Richter, K., & Stoppa, A. 2002. Weather risk management for agriculture and agri-business in developing countries. *Climate Risk and the Weather Market, Financial Risk Management with Weather Hedges*. London: Risk Books.

Islip, D., Wei, J. Z., & Kwon, R. H. 2020. Managing construction risk with weather derivatives. *The Engineering Economist*, 1–35.

Konstytucja Rzeczypospolitej Polskiej z dnia 2 kwietnia 1997 roku (Dz. U. z 1997 r. Nr 78, poz. 483).

Kutyłowska, M. 2019. Forecasting failure rate of water pipes. *Water Science and Technology: Water Supply*, 19 (1), 264–273.

Liu, L., Wen, Y., Liang, Y., Zhang, F., Yang, T. 2019. Extreme Weather Impacts on Inland Waterways Transport of Yangtze River. *Atmosphere*, 10, 133.

Mentel, G. 2017. *Wartość zagrożona jako instrument zarządzania ryzykiem pogodowym*. Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej.

Michalak, D. 2011. Derywaty pogodowe jako instrument efektywnego zarządzania ryzykiem pogodowym. *Acta Innovations*, (1), 41–47.

Michalak, D. 2013. Charakterystyka derywatów pogodowych wraz z opisem wykorzystania instrumentu w Polsce i na świecie. *Ekonomia*, (22), 73–85.

Preś, J. 2014. Zarządzanie ryzykiem pogodowym. *CeDeWu*. Warszawa 2007, s. 17.

Prewysz-Kwinto, P. 2010. Pogodowe instrumenty pochodne. Innowacje na rynkach finansowych, *CeDeWu*, Warszawa, 22.

Ray, A., Hughes, L., Konisky, D.M., Kaylor, Ch. 2017. Extreme weather exposure and support for climate change adaptation. *Global Environmental Change*, 46, 104–113.

Rozporządzenie Rady Ministrów z dnia 20 lutego 2003 roku w sprawie szczegółowych zasad udziału pododdziałów i oddziałów Sił Zbrojnych Rzeczypospolitej Polskiej w zapobieganiu skutkom klęski żywiołowej lub ich usuwaniu (Dz. U. z 2003 r. nr 41, poz. 347).

Schneider, S.H.; Lane, J. 2006. An Overview of ‘Dangerous’ Climate Change. *In Avoiding Dangerous Climate Change*; Schellnhuber, H.J., Cramer, W.,

Nakicenovic, N., Wigley, T., Yohe, G., Eds.; Cambridge University Press: Cambridge, UK, 7–23.

Smith, L. A. 2016. Integrating information, misinformation and desire: improved weather-risk management for the energy sector. *In UK Success Stories in Industrial Mathematics*. Springer, Cham, 289–296.

Solaun, K., Cerdá, E. 2017. The Impact of Climate Change on the Generation of Hydroelectric Power - A Case Study in Southern Spain. *Energies*, 10, 1343.

Szopa, A. 2012. Właściwości ryzyka pogodowego. *Annales Universitatis Mariae Curie-Skłodowska. Sectio H. Oeconomia*, 46(1), 445–452.

United Nations. 2015. Transforming our world. The 2030 agenda for sustainable development. Retrieved October 27, 2016, from http://www.un.org/ga/search/view_doc.asp?symbol=A/RES/70/1&Lang=E.

Ustawa z dnia 18 lipca 200 roku – Prawo wodne (Dz. U. z 2005 r. nr 239, poz. 2019 ze zm.).

Ustawa z dnia 21 czerwca 2002 roku o stanie wyjątkowym (Dz. U. z 2002 r. nr 113, poz. 985 ze zm.).

Ustawa z dnia 22 listopada 2002 roku o wyrównaniu strat majątkowych wynikających z ograniczenia w czasie stanu nadzwyczajnego wolności praw człowieka i obywatela (Dz. U. z 2002 r. nr 233, poz. 1955).

Ustawa z dnia 22 sierpnia 2001 roku o bezpieczeństwie imprez masowych (Dz. U. z 2005 r. nr 108, poz. 909 ze zm.).

Ustawa z dnia 24 sierpnia 1991 roku o ochronie przeciwpożarowej (Dz. U. z 1991 r. nr 81, poz. 351 ze zm.).

Ustawa z dnia 26 kwietnia 2007 roku o zarządzaniu kryzysowym (Dz. U. z 2007 r. nr 89, poz. 590 ze zm.).

Ustawa z dnia 27 kwietnia 2001 roku – Prawo ochrony środowiska (Dz. U. z 2001 r. nr 62, poz. 627).

Ustawa z dnia 8 września 2006 roku o Państwowym Ratownictwie Medycznym (Dz. U. z 2006 r. nr 191, poz. 1410 ze zm.).

Waite, M., Cohen, E., Torbey, H., Piccirilli, M., Tian, Y., Modi, V. 2017. Global trends in urban electricity demands for cooling and heating. *Energy*, 127, 786–802.

Wartalska, K., Kaźmierczak, B., Nowakowska, M., Kotowski, A. 2020. Precipitation patterns for modeling land drainage in Poland. *Urban Water Journal*, 17(4), 333–343.

Wieczorek-Kosmala, M. 2020. Weather Risk Management in Energy Sector: The Polish Case. *Energies*, 13(4), 945.

WRMA/PwC. 2002. ‘The Weather Risk Management Industry. Survey Findings for April 2001 to March 2002’, June.

Możliwość aplikacji matrycowych metody analizy ryzyka w gospodarce wodnej

Janusz Rak¹, Barbara Tchórzewska-Cieslak¹, Katarzyna Pietrucha-Urbanik¹,
Krzysztof Boryczko¹, Dawid Szpak¹, Izabela Piegoń

¹ Katedra Zaopatrzenia w Wodę i Odprowadzania Ścieków, Wydział
Budownictwa, Inżynierii Środowiska i Architektury, Politechnika Rzeszowska,
Rzeszów

1. Wprowadzenie

Zagrożenie bezpieczeństwa w szeroko rozumianej gospodarce wodnej a w szczególności systemów zbiorowego zaopatrzenia w wodę (SZZW) i systemów odprowadzania ścieków (SOŚ) może wynikać bezpośrednio z zawodności elementów technicznych takich jak ujęcia wody, oczyszczalnie ścieków pompownie, hydroforni, sieci wodociągowe i kanalizacyjne lub jej, być następstwem zawodności innych systemów technicznych (np. gazowych, energetycznych, budowli wodnych itp.) lub niekorzystnych ekstremalnych zjawisk przyrodniczych w tym wynikających ze zmian klimatycznych (powódzie, susze, incydentalne zanieczyszczenia źródeł wody).

Centralizacja produkcji wody i usług z tym związanych, masowe spożycie wody wodociągowej, oczekiwania konsumentów – czysta, zdrowa, smaczna woda – stanowi wyzwanie dla nauki i techniki, szczególnie w obliczu nadzwyczajnych zdarzeń niepożądanych i niespotykanych dotąd zagrożeń często wynikających ze zmian klimatycznych, ataków terrorystycznych i w cyberprzestrzeni. Wnioski z historii poszczególnych awarii masowego skażenia wody wodociągowej w aglomeracjach miejskich, powodzi miejskich czy deficytów wody są drogowskazem dla aktywnego zarządzania ryzykiem. W tej sytuacji znaczenia nabiera wypracowanie procedur redukcji ryzyka i narzędzi wsparcia decyzji opartych na analizach i ocenach ryzyka, z uwzględnieniem zasad zrównoważonego rozwoju, wychodząc w tym zakresie naprzeciw wyzwaniom związanym ze zmianami klimatycznymi (UE, 2020).

W aspekcie gospodarki wodnej Ustawa Prawo Wodne, reguluje gospodarowanie wodami zgodnie z zasadą zrównoważonego rozwoju, w kontekście kształtowania i ochrony zasobów wodnych, korzystania z wód oraz zarządzania zasobami wodnymi. Gospodarowanie zasobami wodnymi powinno być prowadzone w taki sposób, aby działając w zgodzie z interesem publicznym, nie dopuszczać do wystąpienia możliwego do uniknięcia pogorszenia

ekologicznych funkcji wód oraz pogorszenia stanu ekosystemów lądowych i terenów podmokłych bezpośrednio zależnych od wód (Dz. U. z 2017 r., poz. 1566).

Zaopatrzenie w wodę zgodnie z zasadą zrównoważonego rozwoju należy rozpatrywać w oparciu o pojęcia:

- potrzeb, w szczególności podstawowych zaopatrzenia ludności w wodę bezpieczną dla zdrowia, którym należy nadać najwyższy priorytet,
- narzuconych zdolności zasobów wód do zaspokojenia potrzeb obecnych i przyszłych pokoleń z uwzględnieniem ochrony zasobów, w dobie obserwowanych zmian klimatycznych.

Jednym z problemów gospodarki wodnej jest zjawisko suszy, która może być powodem poważnych problemów w gospodarowaniu zasobami wodnymi na dotkniętym przez nią obszarze. Stanowi zagrożenie dla bezpieczeństwa ujęć wody, ze względu na obniżenie stanu wód oraz wzrost stężenia zanieczyszczeń, na co wiele przedsiębiorstw wodociągowo-kanalizacyjnych nie jest przygotowanych (Tchórzewska-Cieślak, 2018). Zgodnie z wytycznymi Europejskiej Sieci Ekspertów ds. Niedoboru Wody i Suszy, niedobór wody definiuje się, jako "sytuację, w której niedostateczne zasoby wodne są dostępne w celu zaspokojenia długoterminowych średnich wymagań" (UE, 2008). Odnosi się do tzw. długotrwałej nierównowagi, gdzie dostępność zasobów jest niewystarczająca w porównaniu do zapotrzebowania na wodę (Tchórzewska-Cieślak, 2018).

Bardzo duże zagrożenie dla bezpieczeństwa ujęć wody stanowią również powodzie, które w naszej szerokości geograficznej występują przede wszystkim w okresach wiosennym i letnim. Do skutków powodzi należy obniżenie jakości wody, głównie wzrost mętności oraz zanieczyszczenia biologicznego wody. Przyczyną ograniczenia lub wstrzymania dostaw wody do miasta mogą być także awarie techniczne obiektów systemu zbiorowego zaopatrzenia w wodę. Zagrożenie stanowi nie tylko uszkodzenie pomp, przewodów oraz armatury, ale także uszkodzenie elementów konstrukcyjnych budowli, nie wydolny system uzdatniania, czy wtórne zanieczyszczenie wody w podsystemie dystrybucji (Tchórzewska-Cieślak, 2018).

System wodociągowy oraz odprowadzania ścieków z punktu widzenia teorii systemów jest systemem otwartym, pracującym w reżimie ciągłym. Oznacza to, że system współpracuje z otoczeniem i występuje z nim wzajemne oddziaływanie.

Miejskie systemy wodociągowe oraz odprowadzania ścieków są integralną częścią zurbanizowanego życia mieszkańców i stanowią podstawę ich bezpieczeństwa sanitarnego.

Należy zwrócić szczególną uwagę na problemy eksploatacyjne tzw. małych systemów zbiorowego zaopatrzenia w wodę (MSZZW). W większości krajów MSZZW są bardziej niż w dużych aglomeracjach miejskich narażone na ryzyko zachorowań wśród ludzi spowodowane spożyciem wody z sieci wodociągowej zawierającej czynniki chorobotwórcze.

Międzynarodowa sieć MSZZW (International Small Community Water Supply Network) utworzona w styczniu 2005 roku to wielonarodowa grupa ekspertów z krajów całego świata działająca pod agendą WHO. Jest to forum otwarte, w którego skład wchodzi m.in. osoby zarządzające MSZZW, pracownicy uczelni wyższych zajmujący się opracowaniem technik zarządzania, rozwiązywaniem problemów związanych z eksploatacją MSZZW (Tchórzewska-Cieślak, 2018).

Światowa Organizacja Zdrowia zwraca szczególną uwagę na (WHO, 2009):

- mikrobiologiczną jakość wody, której pogorszenie najczęściej powodowane jest zanieczyszczeniem fekalnym,
- zagrożenia skażeniem chemicznym (m.in. arsen, fluorki, pestycydy, azotany) spowodowane działalnością człowieka (np. działalność rolnicza lub przemysłowa).

Holistyczne i wieloaspektowe podejście do problemu, obejmuje kompleksowe zarządzanie bezpieczeństwem dostaw wody w kontekście człowiek-system techniczny-środowisko, a także bezpieczeństwo-zdrowie-środowisko. Takie podejście wychodzi naprzeciw zaleceniom Światowej Organizacji Zdrowia (WHO) w kontekście tzw. planów bezpieczeństwa wody (*WSP-water safety plan*), a także wytycznym europejskim odnośnie bezpieczeństwa zdrowotnego wody przeznaczonej do spożycia przez ludzi. Modyfikacją WSP jest podejście obejmujące tzw. cykl obiegu wody w zlewni miejskiej (*WCSP-water cycle safety plan*) (Rak, 2004; Tchórzewska-Cieślak, 2011, 2018).

Analiza i ocena ryzyka w SZZW jest zagadnieniem złożonym, obejmującym swym zakresem analizę potencjalnych zagrożeń i ich skutków oraz tzw. systemów (barier) bezpieczeństwa. Analizę prowadzi się przede wszystkim pod kątem bezpieczeństwa zdrowotnego konsumentów wody, ale również zagrożeń wynikających z braku lub deficytu dostaw, a także zagrożeń dla środowiska (Rak, 2009). Proces ten powinien zawierać elementy analizy stanu istniejącego, jak również możliwych potencjalnych zagrożeń oraz procedur zabezpieczających i naprawczych. Analiza ryzyka jest prowadzona w celu jego określenia poprzez estymację prawdopodobieństwa zajścia zdarzeń niepożądanych i ich skutków. W analizie ryzyka powinno się wykorzystywać historyczną wiedzę z eksploatacji danego systemu, metody analityczne i doświadczenie. W wielu przypadkach częścią analizy ryzyka jest analiza

czynnika ludzkiego i analiza niezawodności człowieka – dyspozytora systemu (Rak, 2004; Rak, 2009; Rak, J. & Tchórzewska-Cieślak, 2006; Rak i in., 2012; Rak i in., 2013).

Celem analizy ryzyka jest wyznaczenie jego wartości z wykorzystaniem odpowiedniej metody. Wybór metody zależy przede wszystkim od celu analizy ryzyka, stopnia szczegółowości oraz liczebności danych z eksploatacji systemu (Tchórzewska-Cieślak, 2011, 2018). Niejednokrotnie dane pozyskuje się od ekspertów, stąd w analizach ryzyka konieczna jest również wiedza na temat systemów ekspertowych, a niejednokrotnie metod posybilistycznych. Przystępując do analizy i oceny ryzyka należy poznać jego „naturę” oraz podstawowe jego własności (Rak & Tchórzewska-Cieślak, 2007).

Ocena ryzyka to porównanie wyznaczonych wartości z kryteriami akceptowalności ryzyka, co jest podstawą do analizy bezpieczeństwa (Borysiewicz & Markowski, 2002). Na tym etapie bardzo istotne jest określenie kryteriów akceptowalności ryzyka, tak aby można je było wykorzystać w procesie podejmowania decyzji dotyczących eksploatacji systemu (np. prac remontowych czy modernizacji). Kryteria takie powinny uwzględniać wymogi związane z niezawodnością funkcjonowania systemu (zarówno pod względem ilościowym, jak i jakościowym, zgodnie z obowiązującymi unormowaniami prawnymi oraz uwarunkowaniami społecznymi i ekonomicznymi), a także aspekt ekonomiczny.

Przyjmując, że ryzyko jest miarą utraty bezpieczeństwa SZZW, zarządzanie bezpieczeństwem w firmie wodociągowej można zdefiniować jako techniczno-społeczno-ekonomiczny proces podejmowania decyzji, w celu redukcji zdefiniowanych ryzyk. Obowiązuje zasada, że nie da się wyeliminować ryzyka. Można jedynie podejmować różnego rodzaju działania, mające na celu jego minimalizację do poziomu akceptowalnego z punktu widzenia bezpieczeństwa oraz koniecznych do poniesienia kosztów, o czym mówi tzw. zasada ALARP (ang. As Low As Reasonably Practicable) (Rak, 2014; Tchórzewska-Cieślak, 2007, 2011, 2018).

W Rozporządzeniu Ministra Zdrowia w sprawie jakości wody przeznaczonej do spożycia z 2017 roku (Dz. U. z 2017 r., poz. 2294), wprowadzono pojęcie oceny ryzyka jako proces polegający na identyfikacji zagrożeń i analizie ryzyka przeprowadzony na podstawie obowiązującej w czasie dokonywania tej oceny normy PN-EN 15975-2 „Bezpieczeństwo zaopatrzenia w wodę do spożycia - Wytyczne dotyczące zarządzania kryzysowego i ryzyka – Część 2: Zarządzanie ryzykiem”.

Na ocenę ryzyka składa się analiza ryzyka oraz ewaluacja ryzyka. W skład analizy ryzyka powinno również wchodzić zdefiniowanie ograniczeń funkcjonowania poszczególnych podsystemów SZZW. Wyniki analizy ryzyka

stanowią dane wejściowe do ewaluacji ryzyka. Celem ewaluacji jest podjęcie decyzji, czy ryzyko mieści się w granicach tolerowalnych lub czy należy je zredukować przy pomocy trzech kroków (Rak, 2009, 2014):

- rozwiązań systemowych (np. modernizacja systemu, alternatywne źródła wody utrzymywane w stałej gotowości, pojemności awaryjne w zbiornikach wodociągowych, korekta technologii uzdatniania wody, przeprojektowanie sieci wodociągowej, alternatywne źródła energii, rezerwowanie strategicznych obiektów sieciowych, wprowadzanie zdalnego nadzoru i sterowania systemem z wykorzystaniem systemów GIS);
- technicznych i uzupełniających środków ochronnych (wprowadzenie systemu multibarier tj. systemu wczesnego, opóźnionego i późnego ostrzegania);
- informacji dla konsumentów wody.

Warianty podejścia do analizy ryzyka (Rak, 2015):

- podejście podstawowe – zakłada wprowadzenie standardowych procedur zabezpieczających, bez względu na wynik analizy ryzyka,
- podejście nieformalne – zakłada wykorzystanie wiedzy ekspertów w celu zabezpieczenia tych elementów systemu, które są narażone na wysokie ryzyko,
- szczegółowa analiza ryzyka – zawiera identyfikację ryzyka, oszacowanie zagrożeń, ich przyczyn, prawdopodobnych skutków oraz podatności na zagrożenie w odniesieniu do wszystkich elementów systemu,
- podejście mieszane – w zależności od stopnia złożoności systemu wykorzystuje jedną lub więcej z wymienionych wcześniej metod.

W analizie kosztów redukcji ryzyka można zastosować następujące wskaźniki (Brandowski, 2003):

- założony koszt zapobiegania zdarzeniom niepożądanym (ICAF – ang. *Implied Cost of Averting a Fatality*):

$$ICAF = \frac{\Delta Cost}{\Delta r} \quad (1)$$

gdzie: $\Delta Cost$ – koszt ochrony, przeciwdziałanie zdarzeniom niepożądanym,

Δr – stopień redukcji ryzyka:

$$\Delta r = r_p - r_k \quad (2)$$

gdzie: r_p – początkowa wartość ryzyka, r_k – wartość ryzyka po wprowadzeniu dodatkowych działań ochronnych, zapobiegawczych.

- wskaźnik zwany kosztem redukcji jednostki ryzyka (CURR – ang. *Cost of Unit Risk Reduction*) (Brandowski, 2003):

$$CURR = \frac{\Delta Cost - \Delta EB}{\Delta r} \quad (3)$$

gdzie: ΔEB (ang. *Economic Benefits*) – zysk związany z redukcją ryzyka.

2. Matrycowe modele ryzyka

2.1. Dwuparametryczna matryca szacowania ryzyka

Wychodząc z podstawowej definicji ryzyka (6.2), poszczególne wartości ryzyka można przedstawić w postaci macierzy M_R . Macierz ryzyka przedstawia zależność prawdopodobieństwa wystąpienia zagrożenia od jego następstw (skutków) według podstawowego wzoru (Rak, 2004; Tchórzewska-Cieślak, 2011, 2018):

$$r_{ij} = p_i \cdot C_j \quad (4)$$

gdzie: p_i – prawdopodobieństwo zajścia zdarzeń niepożądanych, $i = 1, 2, \dots, n$; n – skala przyjęta dla parametru prawdopodobieństwa, C_j – konsekwencje – straty względne związane z danym prawdopodobieństwem, $j = 1, 2, \dots, m$, m – skala przyjęta dla parametru strat.

Rozwinięciem wzoru 4 będzie macierz M_R typu $m \times n$. Elementami macierzy M_R są wartości ryzyka $[r_{ij}]$. Z zasady macierz ryzyka przyjmuje się w postaci kwadratowej tzn. liczba kolumn jest równa liczbie wierszy. W zależności od przyjętej skali dla poszczególnych parametrów spotykamy macierze ryzyka 3, 5, 7 stopnia. W ogólnej postaci macierz M_R zapisuje się jako (Tchórzewska-Cieślak, 2018):

$$M_R = \begin{bmatrix} r_{11} & r_{12} & \dots & r_{1n} \\ r_{21} & r_{22} & \dots & r_{2n} \\ \dots & \dots & \dots & \dots \\ r_{m1} & r_{m2} & \dots & r_{mn} \end{bmatrix} \quad (5)$$

gdzie: R – zbiór wartości ryzyka, $r_{ij} \in R$ dla $1 \leq i \leq n$, $1 \leq j \leq m$, M – oznaczenie macierzy, r_{ij} – wartość ryzyka dla i -tej wartości prawdopodobieństwa i j -tej wartości strat.

W ilościowych modelach matrycowych dla wszystkich parametrów ryzyka przypisuje się odpowiednie wagi punktowe (w przyjętej skali). Przykładowo, dla najprostszej skali trójstopniowej wartościowanie poszczególnych parametrów przedstawia się w sposób następujący (Rak, 2004):

- dla parametru prawdopodobieństwa: małe (waga 1), średnie (waga 2), duże (waga 3),
- dla parametru strat: małe (waga 1), średnie (waga 2), duże (waga 3).

W ten sposób można analizować różne zdarzenia niepożądane, przyjmując następującą ilościową skalę ryzyka (Tchórzewska-Cieślak, 2018):

- ryzyko tolerowane (R_T) – liczba punktów od 1 do 2; podzbiór ryzyka tolerowanego: $R_T = \{r_{11}, r_{12}, r_{21}\}$,
- ryzyko kontrolowane (R_K) – liczba punktów od 3 do 4; podzbiór ryzyka kontrolowanego: $R_K = \{r_{13}, r_{22}, r_{31}\}$,
- ryzyko nieakceptowane (R_N) – liczba punktów od 6 do 9; podzbiór ryzyka nieakceptowanego: $R_N = \{r_{23}, r_{32}, r_{33}\}$.

W toku prac nad analizą i oceną ryzyka, zaproponowano rozszerzone matryce ryzyka. Ich szczegółowy opis można znaleźć w pracach (Rak, 2004; Rak & Tchórzewska, 2005, 2007; Tchórzewska-Cieślak, 2011, 2018).

2.2. Trójparametryczna matryca szacowania ryzyka

W trójparametrycznej matrycy ryzyka parametrami są: prawdopodobieństwo wystąpienia zagrożenia (P), skutki zagrożeń (C) i podatność na zagrożenia (V) lub ekspozycja na zagrożenie (E). Ekspozycję na zagrożenie należy wiązać z częstotliwością korzystania z wodociągu publicznego, jako źródła wody do spożycia. Obowiązuje formuła (Rak & Tchórzewska, 2013):

$$r = P \cdot C \cdot V \quad (6)$$

Szacowanie poszczególnych wartości dla parametrów ryzyka bardzo często opiera się na opiniach ekspertów, bazie danych o zdarzeniach niepożądanych oraz systemów monitoringu.

W celu uwzględnienia czynnika niepewności w analizach ryzyka proponuje się uwzględnienie błędu oszacowania ryzyka wg formuły (Tchórzewska-Cieślak, 2018):

$$\Delta r = \Delta P \cdot C \cdot V + P \cdot \Delta C \cdot V + P \cdot C \cdot \Delta V \quad (7)$$

gdzie: ΔP – błąd w szacowaniu parametru prawdopodobieństwa ($5 \div 15$)%,

ΔC – błąd w szacowaniu parametru strat, ($5 \div 10$)%, ΔV – błąd w szacowaniu parametru podatności na zagrożenie. ($\cong 5$)%,

Proponuje się następującą skalę i wagi poszczególnych parametrów (Rak & Tchórzewska, 2013):

- wagi punktowe dla parametru prawdopodobieństwa P:
 - zdarzenia prawie niemożliwe (1 raz na 100 lat); z wagą 0,1,

- zdarzenia sporadycznie możliwe (1 raz na 20 lat); z wagą 1,0,
- zdarzenia mało prawdopodobne (1 raz na 10 lat); z wagą 2,0,
- zdarzenia całkiem prawdopodobne (1 raz na rok); z wagą 5,0,
- zdarzenia bardzo prawdopodobne (10 razy na rok); z wagą 10,0,
- wagi punktowe dla parametru skutków zagrożeń C:
 - mała strata: lokalne obniżenie ciśnienia wody w sieci wodociągowej, odczuwalne przerwy w dostawie wody dla konsumentów zamieszkujących wyższe piętra budynków strata finansowa do $5 \cdot 10^3$ zł; z wagą 1,0,
 - średnia strata: spadek dobowej produkcji wody (Q_{dmax}) do 70% wartości nominalnej (Q_n) lub przerwy w dostawie wody trwające do 2 h, pojedyncze skargi konsumentów, strata finansowa od $5 \cdot 10^3$ do $5 \cdot 10^4$ zł; z wagą 3,0,
 - duża strata: $Q_{dmax} = <50 \div 70$ % Q_n lub przerwy w dostawie wody ($2 \div 12$) h dla pojedynczych konsumentów, spadek ciśnienia wody w sieci wodociągowej, strata finansowa od $5 \cdot 10^4$ zł do 10^5 zł; z wagą 7,0,
 - bardzo duża strata: $Q_{dmax} = <30 \div 50$ % Q_n lub przerwy w dostawie wody ($12 \div 24$) h dla konsumentów poszczególnych osiedli, spadek ciśnienia wody w sieci wodociągowej strata finansowa od 10^5 do 10^6 zł; z wagą 15,0,
 - poważna katastrofa: $Q_{dmax} < 30$ % Q_n , spadek ciśnienia w sieci wodociągowej, awaria głównej magistrali wodociągowej, przerwy w dostawie wody trwające powyżej 24 h dla poszczególnych osiedli, dzielnic lub całego miasta, straty finansowe powyżej 10^6 zł; z wagą 50,0,
- wagi punktowe dla parametru prawdopodobieństwa podatności na zagrożenie V:
 - bardzo mała podatność na zaistniałą awarię (bardzo duża odporność), z wagą 0,5: sieć w układzie zamkniętym, możliwość odcięcia zasuwaniami awaryjnego odcinka sieci (w celu naprawy); możliwość uniknięcia przerw w dostawie wody dla konsumentów, pełny monitoring sieci wodociągowej (ciągłe pomiary ciśnienia i natężenia przepływu w strategicznych punktach sieci) obejmujący cały obszar zasilania w wodę, wykorzystanie opomiarowania SCADA oraz GIS, możliwość zdalnego sterowania parametrami hydraulicznymi pracy sieci; rezerwa awaryjna w sieciowych zbiornikach wodociągowych pokrywająca zapotrzebowanie miasta, przez co najmniej dobę (Q_{dmax} lub Q_{ds}); kompleksowy system ostrzegania i reagowania w sytuacjach kryzysowych; pełna możliwość korzystania z alternatywnych źródeł wody,

- mała podatność na zaistniałą awarię (duża odporność), z wagą 1,0: sieć w układzie otwartym lub mieszanym, możliwość odcięcia zasuwami awaryjnego odcinka; standardowy monitoring pracy sieci wodociągowej z pomiarami wartości ciśnienia i natężenia przepływu; system wczesnego ostrzegania i reagowania w sytuacjach kryzysowych; dostępność alternatywnych źródeł wody,
- średnia podatność na zaistniałą awarię (średnia odporność), z wagą 2,0: sieć w układzie mieszanym, możliwość odcięcia zasuwami awaryjnego odcinka sieci (ograniczenia w dostawie wody do konsumentów ze względu na przepustowość sieci); standardowy monitoring pracy sieci wodociągowej z pomiarami wartości ciśnienia i natężenia przepływu; system opóźnionego reagowania w sytuacjach kryzysowych; alternatywne źródła wody nie w pełni zabezpieczają potrzeby,
- duża podatność na zaistniałą awarię (mała odporność), z wagą 5,0: sieć w układzie otwartym, brak możliwości odcięcia zasuwami awaryjnego odcinka sieci bez przerw w dostawie wody dla konsumentów; ograniczony monitoring pracy sieci wodociągowej; system późnego ostrzegania w sytuacjach kryzysowych; ograniczona dostępność do alternatywnych źródeł wody do spożycia,
- bardzo duża podatność na zaistniałą awarię (bardzo mała odporność), z wagą 10,0: sieć w układzie otwartym, brak możliwości odcięcia zasuwami awaryjnego odcinka sieci bez przerw w dostawie wody dla konsumentów; brak monitoringu pracy sieci wodociągowej; brak system ostrzegania oraz reagowania w sytuacjach kryzysowych; bardzo ograniczona dostępność do alternatywnych źródeł wody do spożycia.

Wyznaczona w ten sposób liczbowa ocena ryzyka przybiera wartości z przedziału od 0,05 do $5 \cdot 10^3$.

W tabeli 1 podano poziomy ryzyka w skali 5-stopniowej (Tchórzewska-Cieślak, 2011, 2018).

Tab. 1. Zestawienie poziomów ryzyka

Klasa	Skala opisowa	Wartości liczbowe
1	zaniedbywane	$0,05 < r \leq 5$
2	tolerowane	$5 < r \leq 50$
3	kontrolowane	$50 < r \leq 200$
4	nietolerowane	$200 < r \leq 400$
5	nieakceptowane	$400 < r \leq 5000$

2.3. Czteroparametryczna matryca szacowania ryzyka

Każdy nowoczesny SZZW powinien być wyposażony w różnego rodzaju systemy zabezpieczeń i monitoringu, co zwiększa niezawodność jego funkcjonowania i bezpieczeństwa.

Wydaje się więc celowe wprowadzenie do matrycy ryzyka związanego z funkcjonowaniem SZZW czwartego parametru określającego wielkość tej ochrony (Rak, 2005; Rak, Tchórzewska, 2013; Rak & Tchórzewska-Cieślak, 2005). Zaproponowano czteroparametryczną matrycę szacowania ryzyka według formuły:

$$r = \frac{P \cdot C \cdot N}{O} \quad (8)$$

gdzie: P – waga punktowa związana z prawdopodobieństwem wystąpienia danego reprezentatywnego zdarzenia niepożądanego, C – waga punktowa związana z wielkością strat, N – waga punktowa związana z zagrożoną liczbą mieszkańców, O – waga punktowa związana z ochroną SZZW przed nadzwyczajnymi zagrożeniami (bariery ochronne: zbiorniki wody czystej, system monitoringu itp.).

Parametr ochrony „O” jest odwrotnie proporcjonalny do wielkości ryzyka jest przeciwny do parametru podatności na zagrożenie V. Im bardziej rozbudowany jest system barier ochronnych, tym mniejsze ryzyko wystąpienia zagrożenia w SZZW. Parametr V jest natomiast wprost proporcjonalny do wielkości ryzyka, dlatego oba parametry O i V można stosować zamiennie w zależności od posiadanych informacji o SZZW. Każdorazowo dla parametrów P, C, N i O przypisuje się poziom wielkości za pomocą następującej skali punktowej: niski – L=1, średni – M=2, wysoki – H=3.

W ten sposób otrzymuje się punktową skalę miar ryzyka w postaci liczbowej w przedziale (0,33-27). Czteroparametryczną matrycę ryzyka wykonuje się analogicznie jak matrycę dwu- oraz trójparametryczną, natomiast poszczególne wartości liczbowe uzyskuje się stosując formułę (8).

Opisy parametrów składowych ryzyka według wzoru (8) są następujące (Rak, 2005; Rak, Tchórzewska, 2013; Rak & Tchórzewska-Cieślak, 2005):

- kategoria liczby mieszkańców zagrożonych – N:
 - niska – zagrożonych do 5 000 mieszkańców – N=1,
 - średnia – zagrożonych od 5 001 do 50 000 mieszkańców – N=2,
 - wysoka – zagrożonych powyżej 50 001 mieszkańców – N=3,
- kategoria prawdopodobieństwa wystąpienia zdarzenia awaryjnego – P:
 - niska – mało prawdopodobne – raz na 10–50 lat – P=1,

- średnia – dość prawdopodobne – raz na 1–10 lat – $P=2$,
- wysoka – prawdopodobne – 1–10 razy w roku bądź częściej – $P=3$.
- kategoria skutków – C:
 - małe – dostrzegalne zmiany organoleptyczne wody, pojedyncze skargi konsumentów, straty finansowe do $5 \cdot 10^3$ PLN – $C=1$,
 - średnie – znaczna uciążliwość organoleptyczna (odór, zmieniona barwa i mętność), niedyspozycje zdrowotne konsumentów, liczne skargi, komunikaty, w regionalnych mediach publicznych, strata finansowa do 10^5 PLN – $C=2$,
 - wysokie – wymagane leczenie szpitalne osób narażonych, zaangażowanie profesjonalnych służb ratowniczych, poważne efekty toksyczne wśród organizmów wskaźnikowych, informacje w mediach ogólnokrajowych, strata finansowa powyżej 10^5 PLN – $C=3$,
- kategoria ochrony – O, według propozycji ankiety do wstępnego oszacowania stopnia ochrony SZZW (Rak, 2005).
 Propozycja ankiety do wstępnego oszacowania stopnia ochrony SZZW (Rak, 2005):
 - W jaki sposób realizowany jest monitoring jakości wody surowej?
 - codziennie – 1 pkt,
 - okresowo (raz na miesiąc, raz na kwartał) – 5 pkt,
 - wyrywkowo w przypadku stwierdzenia zagrożenia – 10 pkt,
 - W jaki sposób jest realizowany monitoring wody uzdatnionej?
 - codziennie – 1 pkt,
 - okresowo (raz na tydzień, raz na miesiąc) – 5 pkt,
 - wyrywkowo w przypadku stwierdzenia zagrożenia – 10 pkt,
 - Czy SZZW w przypadku ujmowania wód powierzchniowych posiada stację osłonowo-ostrzegawczą?
 - tak – 1 pkt,
 - nie – 3 pkt,
 - Czy wdrożono wymagania projektu stref ochronnych ujęcia wody?
 - w całości – 1 pkt,
 - z małymi wyjątkami – 3 pkt,
 - są trudności, np. natury ekonomicznej, prawnej itp. – 6 pkt,
 - Czy istnieje możliwość alternatywnego zaopatrzenia w wodę (studnie awaryjne, dwa źródła dostawy wody lub więcej)?
 - tak – 1 pkt,
 - nie – 10 pkt,
 - Czy firma wodociągowa:

- posiada własne wyspecjalizowane służby do usuwania awarii sieciowych – 1 pkt,
 - ma podpisaną umowę z podmiotem gospodarczym, który interweniuje w razie potrzeby – 3 pkt,
 - poszukuje wykonawcy do usuwania awarii – 10 pkt,
 - Objętość awaryjna wody uzdatnionej w zbiornikach wodociągowych wynosi:
 - 0–10% $Q_{\max d}$ – 6 pkt,
 - 10–50% $Q_{\max d}$ – 3 pkt,
 - powyżej 50% $Q_{\max d}$ – 1 pkt.
- Jeżeli suma punktów z ankiety wynosi:
- 7–10 – wysoki stopień ochrony – $O=3$,
 - 12–34 – średni stopień ochrony – $O=2$,
 - powyżej 34 – niski stopień ochrony – $O=1$.

Przedstawione skale wag punktowych są propozycją do wstępnego szacowania ryzyka i mogą być modyfikowane dla konkretnego SZZW. Zaletą przedstawionej metody i sposobu postępowania jest możliwość porównywania ryzyka.

Na podstawie przeprowadzonej metodyki można analizować różne zdarzenia niepożądane, przyjmując następującą skalę ryzyka:

- tolerowane, dla skala punktowej $0,33 \leq r \leq 3,0$,
- kontrolowane, dla skala punktowej $4,0 \leq r \leq 8,0$,
- nieakceptowane, dla skala punktowej $9,0 \leq r \leq 27$.

2.4. Pięcioparametryczna maczyca szacowania ryzyka

Dla bardzo rozbudowanych SZZW w dużych aglomeracjach miejskich proponuje się zastosowanie pięcioparametrycznej maczyce szacowania ryzyka według formuły (Rak, 2005; Rak & Tchórzewska, 2006):

$$r = \frac{P \cdot C \cdot N \cdot E}{O} \quad (9)$$

gdzie: P – waga punktowa związana z prawdopodobieństwem wystąpienia danego reprezentatywnego zdarzenia niepożądanego, C – waga punktowa związana z wielkością strat, N – waga punktowa związana z zagrożoną liczbą mieszkańców, O – waga punktowa związana z ochroną SZZW przed nadzwyczajnymi zagrożeniami (bariery ochronne: zbiorniki wody czystej, system monitoringu itp.), E – waga punktowa związana z ekspozycją na zagrożenie.

Każdorazowo dla parametrów P, C, N, O i E przypisuje się poziom wielkości za pomocą następującej skali punktowej: niski – L=1, średni – M=2, wysoki – H= 3.

W ten sposób otrzymano punktową skalę miar ryzyka w postaci liczbowej w przedziale [0,33-81]. Pięcioparametryczną macierz ryzyka wykonuje się analogicznie do przedstawionych dwu oraz trójparametrycznych macierzy, natomiast poszczególne wartości liczbowe uzyskano, stosując formułę (9).

Parametry składowe ryzyka N, P, C i O opisano w metodzie czteroparametrycznej, a ekspozycji na zagrożenie są następujące:

- kategoria ekspozycji – E: mała, kilkanaście razy w roku – E=1; średnia, kilka razy w tygodniu – E=2; wysoka, codziennie (stałe) – E=3.

Przyjęto następującą skalę punktowa ryzyka:

- tolerowane, dla skala punktowej $0,33 \leq r \leq 6,0$,
- kontrolowane, dla skala punktowej $8,0 \leq r \leq 18,0$,
- nieakceptowane, dla skala punktowej $24,0 \leq r \leq 81$.

Przedstawione macierze ryzyka mają charakter ekspercki i mogą być stosowane dla różnych systemów technicznych i środowiskowych. Wartości kryterialne mogą być zmodyfikowane i dopasowane do nowych informacji, wytycznych oraz warunków lokalnych i środowiskowych. Należy pamiętać, że wiedza w aspekcie zagrożeń ciągle się zmienia należy więc stale monitorować proces analizy i oceny ryzyka tak aby wyniki były adekwatne do aktualnych danych. Bardzo ważna ze względów bezpieczeństwa jest kategoryzacja ryzyka na poziomy: tolerowany, kontrolowany i nieakceptowany. Stopień rozbudowania macierzy ryzyka oraz liczba i rodzaj parametrów używanych do analizy ryzyka zależy od stopnia skomplikowania systemu, jego wielkości, a także celu analizy ryzyka.

Zaprezentowane macierze ryzyka są modyfikowane w zależności od specyfiki systemu oraz celu analizy ryzyka. Przykładowo, dla analizy ryzyka awarii sieci wodociągowej wprowadza się parametry charakteryzujące rodzaj sieci i intensywność uszkodzeń (Rak & Tchórzewska-Cieślak, 2013). Zaproponowanie w pracy (Rak & Tchórzewska-Cieślak, 2005) wprowadzenie do podstawowej definicji ryzyka parametru *O* jako odwrotnie proporcjonalnego do wartości ryzyka stanowiło kamień milowy w analizach ryzyka metodami maciercowymi. Obecnie metody te są powszechnie stosowane i rekomendowane, jako najbardziej użyteczne dla planów bezpieczeństwa wody (Tchórzewska-Cieślak, 2018).

Metody maciercowe mają szerokie zastosowanie w analizach ryzyka ze względu na swoją nieskomplikowaną formę i przez to możliwość szybkiej analizy. Posiadają natomiast zasadniczą wadę, która może znacząco wpływać na końcową ocenę ryzyka, szczególnie, gdy analiza wykonywana jest pobieżnie

i ma charakter ekspercki. W metodach matrycowych nie uwzględnia się przy końcowej interpretacji większej rangi parametru strat. Dla przykładu w najprostszej matrycy dwuparametrycznej z trzema możliwymi zakresami wartości strat i prawdopodobieństwa tj. $c_1=1$ (straty małe), $c_2=2$ (straty średnie), $c_3=3$ (straty duże) oraz $p_1=1$ (prawdopodobieństwo małe), $p_2=2$ (prawdopodobieństwo średnie), $p_3=3$ (prawdopodobieństwo duże), zbiór możliwych wartości ryzyka (wg. dwuparametrycznej matrycy) wynosi $R=\{r_i\}=\{1,2,3,2,4,6,3,6,9\}$. Rozważając np. wartość ryzyka $r=3$, którą kwalifikuje się najczęściej do ryzyka kontrolowanego, można zauważyć, że taką samą wartość otrzymamy w przypadku małych strat, ale występujących z dużym prawdopodobieństwem oraz strat dużych, ale z małym prawdopodobieństwem wystąpienia. Zasadniczo w procesie zarządzania ryzykiem te dwa przypadki nie są równoważne. Podobne problemy pojawiają się w matrycach wieloparametrowych (Rak&Tchórzewska-Cieślak, 2006; Tchórzewska-Cieślak, 2018).

Problem ten rozwiązano w pracy (Rak, 2015) proponując uzupełnienie parametru strat o współczynnik rangi wg wzoru (Rak, 2015; Rak i in., 2017):

$$r = P_i \cdot C_i^{w_i} \quad (10)$$

gdzie: P_i – waga dla zakresu prawdopodobieństwa, w_i – współczynnika rangi skutków lub konsekwencji zdarzenia niepożądanego, przy czym (Rak i in., 2017): dla strat małych $w_i=1$, dla strat średnich, $1 < w_i < 2$, dla strat dużych, $w_i \geq 2$.

Dodatkowo w pracy (Rak i in., 2017) zaproponowano, tzw. dwupoziomową matrycę ryzyka (TLRM - ang. *two-level risk matrix*). Przyjęcie odpowiednich wag punktowych poszczególnych parametrów opisujących ryzyko często jest niejednoznaczne i wymaga szerokiej wiedzy o analizowanym obiekcie lub procesie, co przy ograniczonym monitoringu jest często niemożliwe. Aby zminimalizować subiektywność oceny, w celu analizy ryzyka w SZZW proponuje się powołanie zespołu ekspertów składającego się z kilku osób zajmujących się zawodowo problematyką uzdatniania i dystrybucji wody lub analizą ryzyka w SZZW (Tchórzewska-Cieślak, 2018). Każdemu z ekspertów zadaje się pytanie o ocenę poszczególnych zdarzeń niepożądanych. Dla każdego z ekspertów, na podstawie ich wiedzy i doświadczenia, należy określić stopień ich kompetencji. Liczba poziomów opisujących poszczególne parametry ryzyka powinna być ograniczona ze względu na fakt, iż duża liczba zmiennych prowadzi do utraty intuicyjności oceny. Z drugiej strony, większa liczba poziomów pozwala na uszczegółowienie analizy.

W proponowanej metodzie problem ten rozwiązano poprzez zastosowanie dwupoziomowej oceny poszczególnych zdarzeń. W pierwszym etapie ekspert

dokonyuje zgrubnej oceny, poprzez klasyfikację wartości prawdopodobieństwa lub strat, jako bardzo małe, małe, średnie, duże lub bardzo duże. W drugim etapie ekspert doprecyzowuje ocenę poprzez umiejscowienie zdarzenia pomiędzy dwoma kolejnymi poziomami skali pierwszej, tj. równo z, trochę wyżej niż, wyżej niż lub znacznie wyżej niż (Rak i in., 2017).

Opis lingwistyczny oraz wagi punktowe parametru P oraz C przedstawiają się następująco (Rak i in., 2017):

- bardzo małe: równo z (waga 1), trochę wyżej niż (waga 1,25), wyżej niż (waga 1,50), znacznie wyżej niż (waga 1,75),
- małe: równo z (waga 2), trochę wyżej niż (waga 2,25), wyżej niż (waga 2,50), znacznie wyżej niż (waga 2,75),
- średnie: równo z (waga 3), trochę wyżej niż (waga 3,25), wyżej niż (waga 3,50), znacznie wyżej niż (waga 3,75),
- duże: równo z (waga 4), trochę wyżej niż (waga 4,25), wyżej niż (waga 4,50), znacznie wyżej niż (waga 4,75),
- bardzo duże: równo z (waga 5).

Przykładowy stopień kompetencji ekspertów przedstawiają się następująco: ekspert A: $K_A=0,4$, ekspert B: $K_B=0,3$, ekspert C: $K_C=0,2$, ekspert D: $K_D=0,1$.

Wartość parametru P wyznacza się w oparciu o stopień kompetencji ekspertów zgodnie z zależnością (Rak i in., 2017):

$$P = \sum_{i=1}^n K_i \cdot P_i \quad (11)$$

gdzie: K_i – waga przypisana do stopnia kompetencji eksperta; $\sum_{i=1}^n K_i = 1$,
 P_i – waga punktowa prawdopodobieństwa przypisana przez i-tego eksperta.

Wartość parametru C wyznacza się w oparciu o stopień kompetencji ekspertów zgodnie z zależnością (Rak i in., 2017):

$$C = \sum_{i=1}^n K_i \cdot C_i \quad (12)$$

gdzie: C_i – waga punktowa strat przypisana przez i-tego.

3. Podsumowanie

- Z funkcjonowaniem infrastruktury komunalnej jest nierozłącznie związana możliwość pojawiania się zdarzeń niepożądanych, które wpisują się w codzienną ich eksploatację.

- Paradygmatem stało się przyjęcie jako miary bezpieczeństwa wartości ryzyka.
- Obecnie rozwijającym się nurtem badań jest analiza utraty bezpieczeństwa systemów infrastruktury miejskiej pod kątem bezpieczeństwa mieszkańców aglomeracji.
- Analiza i ocena bezpieczeństwa infrastruktury komunalnej jest gwarantem podejmowania właściwych decyzji dotyczących wyboru najlepszych rozwiązań pod względem technicznym, ekonomicznym oraz eksploatacyjnym.
- Stosowane metody analizy i oceny ryzyka w większości opierają się na danych eksploatacyjnych oraz danych uzyskanych od ekspertów.
- Pojawiające się zagrożenia, takie jak powódzie, susze, awarie zasilania elektrycznego, a nawet ataki terrorystyczne i cyberterrorystyczne, mogą być powodem poważnych zakłóceń w funkcjonowaniu tych systemów.
- Przedstawione metody analizy i oceny ryzyka należą do grupy metod matrycowych o charakterze ilościowo-jakościowym. Zaprezentowane matrycowe metody analizy ryzyka mogą być zaadaptowane do analizy konkretnego systemu infrastruktury komunalnej (wodociągowego, kanalizacyjnego) posiadającego swoją specyfikę, w tym określony reżim pracy.
- Wybór metody analizy i oceny ryzyka powinien być dostosowany do analizowanego systemu, posiadanej bazy danych oraz wiedzy i doświadczenia ekspertów przeprowadzających analizę.
- Oprócz wymienionych kwestii ważne są kryteria, jakie należy przyjmować dla wszystkich parametrów ryzyka oraz do jego oceny. Kryteria te powinno się przyjmować w zależności od charakteru infrastruktury komunalnej oraz specyfiki aglomeracji miejskiej.

Literatura

Borysiewicz, M., Markowski, A.S. 2002. *Kryteria akceptowalności poważnych awarii przemysłowych*. Warszawa: Wydawnictwo Centralnego Instytutu Ochrony Pracy.

Brandowski, A. 2005. Estymacja prawdopodobieństwa subiektywnego w modelowaniu ryzyka. *Problemy Eksploatacji*, (20)4, 503–24.

Dyrektywa Parlamentu Europejskiego i Rady (UE) 2020/2184 z dnia 16 grudnia 2020 r. w sprawie jakości wody przeznaczonej do spożycia przez ludzi L435/1.

- Rak, J. 2004. *Istota ryzyka w funkcjonowaniu systemu zaopatrzenia w wodę*. Rzeszów: Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej.
- Rak, J. 2004. Metody matrycowe oceny ryzyka w systemach zaopatrzenia w wodę. *Instal*, 3, 42–45.
- Rak, J. 2005. *Podstawy bezpieczeństwa systemów zaopatrzenia w wodę*. Lublin: Wydawnictwo PAN - Komitet Inżynierii Środowiska.
- Rak, J. 2009. *Bezpieczeństwo systemów zaopatrzenia w wodę*. Warszawa: Polska Akademia Nauk, Instytut Badań Systemowych.
- Rak, J. 2009. *Bezpieczna woda wodociągowa. Zarządzanie ryzykiem w systemie zaopatrzenia w wodę*. Rzeszów: Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej.
- Rak, J. 2014. *Problematyka ryzyka w wodociągach*. Rzeszów: Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej.
- Rak, J. 2015. *Wybrane aspekty bezpieczeństwa systemów wodociągowych*. Rzeszów: Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej.
- Rak, J. & Tchórzewska-Cieślak, B. 2005, Czteroparametryczna matryca szacowania ryzyka w funkcjonowaniu systemu zaopatrzenia w wodę. *Gaz, Woda i Technika Sanitarna*, 2, 6–9.
- Rak, J. & Tchórzewska-Cieślak, B. 2005. *Metody analizy i oceny ryzyka w systemie zaopatrzenia w wodę*. Rzeszów: Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej.
- Rak, J. & Tchórzewska-Cieślak, B. 2006. Five – parametric matrix to estimate risk connected with water supply system operating. *Environment Protection Engineering*, 2, 37–47.
- Rak, J. & Tchórzewska-Cieślak, B. 2006. Review of matrix methods for risk assessment in water supply system. *Journal of Konbin*, 1(1), 67–76.
- Rak, J. & Tchórzewska-Cieślak, B. 2006. Uwarunkowania podejmowania ryzyka na przykładzie systemu zaopatrzenia w wodę. *Ochrona Środowiska*, 2, 57–60.
- Rak, J. & Tchórzewska-Cieślak, B. 2007. *Czynniki ryzyka w eksploatacji systemów zaopatrzenia w wodę*. Rzeszów: Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej.

Rak, J. & Tchórzewska-Cieślak, B. 2013. *Ryzyko w eksploatacji systemów zbiorowego zaopatrzenia w wodę*. Warszawa: Wydawnictwo Seidel-Przywecki Sp. z o.o.

Rak, J. & Tchórzewska-Cieślak, B. Studziński, J. 2013. *Bezpieczeństwo systemów zbiorowego zaopatrzenia w wodę*. Warszawa: Instytut Badań Systemowych PAN.

Rak, J., Tchórzewska-Cieślak, B., Boryczko, K. & Szpak, D. 2017. Wykorzystanie zaawansowanych metod matrycowych w analizie ryzyka w systemach zbiorowego zaopatrzenia w wodę. *Gaz, Woda i Technika Sanitarna*, 11, 448–52.

Rak, J., Tchórzewska-Cieślak, B., Studziński, A., Pietrucha-Urbanik, K., & Boryczko K. 2012. *Niezawodność i bezpieczeństwo systemów zbiorowego zaopatrzenia w wodę*. Rzeszów: Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej.

Rozporządzenie Ministra Zdrowia z dnia 7 grudnia 2017 r. w sprawie jakości wody przeznaczonej do spożycia z 2017 roku (Dz. U. z 2017 r., poz. 2294).

Tchórzewska-Cieślak, B 2012. *Metody analizy i oceny ryzyka podsystemu dystrybucji wody*. Rzeszów: Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej.

Tchórzewska-Cieślak, B. 2007. Szacowanie akceptacji ponoszenia kosztów ryzyka związanego z funkcjonowaniem systemu zaopatrzenia w wodę. *Ochrona Środowiska*, 7, 69–72.

Tchórzewska-Cieślak, B. 2018. *Wieloaspektowa analiza bezpieczeństwa w eksploatacji systemów wodociągowych*. Rzeszów: Oficyna Wydawnicza Politechniki Rzeszowskiej.

Ustawa z dnia 20 lipca 2017 r. Prawo Wodne (Dz. U. z 2017 r., poz. 1566).

World Health Organization, 2009. *Water safety manual: step-by-step risk management for drinking-water suppliers*. Geneva: World Health Organization.

Wybrane problemy wdrażania programów redukcji strat wody

Wojciech Koral

*Katedra Inżynierii Wody i Ścieków, Wydział Inżynierii Środowiska i Energetyki,
Politechnika Śląska w Gliwicach*

1. Wprowadzenie

Zmiany klimatyczne, zachodzące na świecie w ostatnich latach, coraz częściej i wyraźniej mają bezpośredni wpływ na niezawodność dostaw wody do odbiorców. Przykładem mogą być dwa zdarzenia, które wystąpiły w ostatnich latach:

- kryzys wody w Kapsztadzie (RPA, rok 2018), wywołany katastrofalną suszą w latach 2015–2017, która spowodowała drastyczne ograniczenia dostaw wody dla mieszkańców wielomilionowej metropolii (Taing i in., 2019)
- kryzys wodny w Skierniewicach (czerwiec, 2019), spowodowany wysokimi temperaturami i poborem wody przez mieszkańców do podlewania zieleni, którego skutkiem było również ograniczenie dostaw wody dla odbiorców.

Z powyższymi zdarzeniami połączony jest bezpośrednio problem strat wody, występujący od początku istnienia systemów zaopatrzenia w wodę na całym świecie. Ograniczenie ilości wody traconej fizycznie z systemu wodociągowego poprzez nieszczelności wprost wpływa na podniesienie bezpieczeństwa dostaw wody dla odbiorców.

Sukces wdrożenia projektów redukcji strat wody w systemie wodociągowym wymaga:

- prawidłowej oceny stanu technicznego i przyczyny występowania strat
- wdrożenia prawidłowych działań, zależnych od przyczyny występowania strat
- szkolenia pracowników przedsiębiorstwa w celu utrzymania osiągniętych efektów redukcji

2. Bilans wody w systemie wodociągowym

Międzynarodowy standard tworzenia bilansu sieci wodociągowej został wypracowany przez IWA w 2000 roku (Lambert i in., 2000) na podstawie badań 27 systemów wodociągowych z kilkunastu krajów (Lambert i in., 1999).

Standard ten został przygotowany, by umożliwić porównania systemów wodociągowych, pracujących w różnych warunkach technicznych w różnych krajach na całym świecie. Bezpośrednią przyczyną było doświadczenie, że wskaźnik procentowych strat wody nie daje wiarygodnej informacji o stanie technicznym systemu wodociągowego.

Tab. 1. Bilans roczny przedsiębiorstwa wodociągowego według IWA. Źródło: (Lambert, 2000)

Woda wtłoczona do systemu wodociągowego (w tym import)	Autoryzowana konsumpcja	Zafakturowana autoryzowana konsumpcja	Zafakturowana zmierzona konsumpcja (zawierająca wodę eksportowaną) Zafakturowane nie pomierzone zużycie (np. klienci ryczałtowi)	Woda przynosząca dochód
		Nie zafakturowana autoryzowana konsumpcja np. woda zużyta do płukania sieci	Nie zafakturowana zmierzona konsumpcja Nie zafakturowana i nie mierzona konsumpcja	Woda nie przynosząca dochodów
	Straty wody	Straty pozorne	Nie autoryzowana konsumpcja (np. kradzieże)	
			Błędy pomiaru i odczytu wodomierzy i przepływomierzy	
		Straty rzeczywiste	Straty w sieci rozdzielczej i przesyłowej	
			Straty w zbiornikach magazynujących wodę Straty na przyłączach	

Pierwszym ważnym punktem powyższego standardu jest podział strat wody na pozorne (związane przede wszystkim z opomiarowaniem) i rzeczywiste – ucieczkę wody z systemu wodociągowego. Co ważne, taki podział sugerował

już w swojej książce Zygmanski (1957) w pierwszym polskim podręczniku ograniczania strat wody w systemach wodociągowych.

Drugim ważnym punktem standardu IWA jest odejście od stosowania wskaźnika strat procentowych wody jako wartości nieporównywalnej dla różnych systemów (Liemberger, 2002). W tym celu opracowany został bezwymiarowy wskaźnik ILI (Infrastructure Leakage Index – indeks wycieków z infrastruktury, w Polsce oznaczany jako IIW). Wskaźnik ten wiąże podstawowe informacje techniczne o sieci wodociągowej (długość przewodów przesyłowych i rozdzielczych, długość i liczbę przyłączy, średnie ciśnienie w sieci wodociągowej, materiał, z którego wykonana jest sieć), wskazując na krotność technicznie możliwych do obniżenia strat wody względem systemów o dobrym stanie technicznym (Lambert i in., 1999; Liemberger, 2002; Dohnalik i in., 2004).

Obliczenie bezwymiarowego wskaźnika ILI wykonywane jest wg wzoru (Lambert i in., 2000):

$$ILI = \frac{CARL}{UARL} \quad (1)$$

gdzie: CARL – aktualna roczna wartość strat wody w m³/rok, UARL – wartość niemożliwych technicznie do obniżenia rocznych rzeczywistych strat wody w m³/rok

Wartość obliczonego wskaźnika ILI odpowiada krotności, o którą można obniżyć wielkość strat wody dla uzyskania optymalnego/akceptowalnego poziomu technicznego strat w sieci wodociągowej, odpowiadającego optymalnie utrzymanemu systemowi wodociągowemu. Wartość UARL obliczana jest ze wzoru podanego w wytycznych (Lambert i in., 2000).

Wskaźniki ILI notowane na świecie zawierają się w zakresie od ILI<1 (np. dla wybranych przedsiębiorstw w Australii czy Danii) do wartości przekraczających 900 (systemy w krajach azjatyckich). Niestety w Polsce wskaźnik ten aktualnie nie jest publikowany przez Izbę Gospodarczą Wodociągów Polskie (IGWP), choć część przedsiębiorstw oblicza jego wartość do własnych analiz.

W badanych przez autora systemach wodociągowych w latach 2007-2021 wskaźnik ten zawierał się w zakresie od wartości ILI=0,9 (dla wskaźnika strat procentowych 30%) w małym systemie gminnym do wartości ILI>40 (dla wskaźnika strat procentowych 67%) w mieście ok. 20 tys. mieszkańców, gdzie pojedyncza awaria magistrali odpowiadała za ponad 30% traconej wody.

Niską użyteczność wskaźnika procentowych strat wody pokazuje przykład porównania tego wskaźnika dwóch innych systemów wodociągowych, badanych przez autora:

- 45% strat dla systemu miasta ok. 15 tys. mieszkańców (ILI=2,9)
- 7% strat dla systemu miasta ok. 200 tys. mieszkańców (ILI=2,3)

Niestety poprawne wyznaczenie wskaźnika ILI wymaga prawidłowych: danych inwentaryzacyjnych sieci (długości rurociągów i przyłączy), właściwego wyznaczenia ciśnienia średniego (na podstawie średniej ważonej dla systemu a nie ciśnienia wyjściowego ze źródła wody) oraz prawidłowych wartości ilości wody sprzedanej (co systemach nie posiadających zdalnego odczytu wodomierzy obarczone jest błędem niejednoczesnego odczytu wodomierzy i produkcji wody).

Z powyższych powodów IGWP stosuje inny, łatwiejszy do wyznaczenia wskaźnik techniczny: wskaźnik jednostkowych strat wody w tys. m³ na km sieci (bez przyłączy), obliczany wg wzoru (IGPW 2018):

$$(A - B - C)/D \times 1000 [1000 \text{ m}^3 / \text{rok} / \text{km} \text{ sieci}] \quad (2)$$

gdzie: A – woda wtłoczona do sieci (tys.m³, łącznie z poborem hurtowym), B – woda sprzedana (tys. m³, łącznie ze sprzedażą hurtową), C – woda zużyta na własne cele technologiczne po wtłoczeniu do sieci (tys.m³), D – długość eksploatowanej sieci wodociągowej (bez przyłączy) w km

Benchmarking IGWP dzieli przedsiębiorstwa wg liczby zaopatrywanych mieszkańców (IGPW, 2012, 2019) na przedsiębiorstwa:

- małe – obsługujące do 20 tys. mieszkańców (23 firmy w roku 2011, 35 firm w roku 2018),
- średnie – obsługujące od 20 tys. do 100 tys. mieszkańców (98 firm w roku 2011, 103 firmy w roku 2018),
- duże – obsługujące ponad 100 tys. mieszkańców (44 firmy w roku 2011, 38 firm w roku 2018).

Mediany wskaźnika jednostkowych strat wody wynosiły:

- dla przedsiębiorstw małych: 1,37 (2011) i 0,81 (2018)
- dla przedsiębiorstw średnich: 1,94 (2011) i 1,99 (2018)
- dla przedsiębiorstw dużych: 3,49 (2011) i 2,41 (2018)

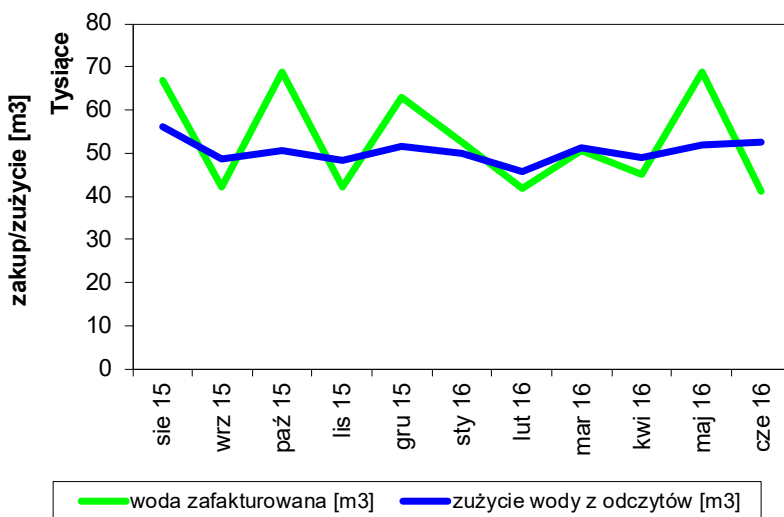
Należy podkreślić, że kilka przedsiębiorstw mały wykazało brak strat wody w swoich systemach, co jest technicznie niemożliwe, stąd rzeczywista mediana wskaźnika dla tej grupy przedsiębiorstw jest na pewno wyższa.

Warto jednocześnie zwrócić uwagę na podawane przez IGWP wartości maksymalne:

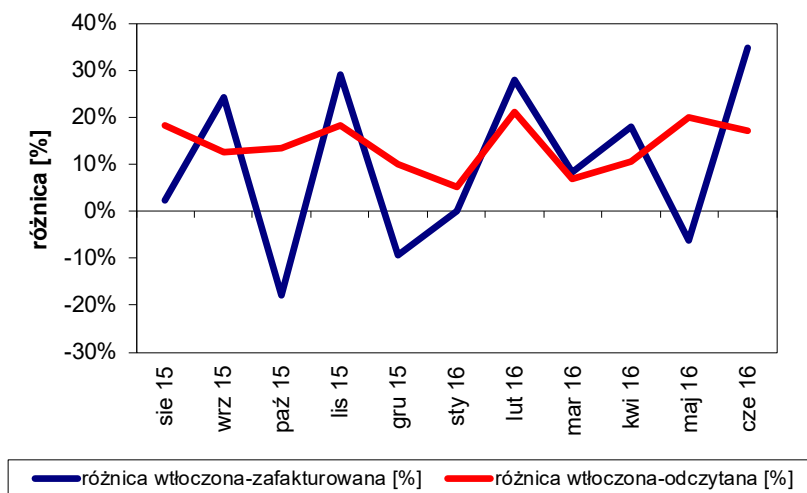
- dla przedsiębiorstw małych: ~9,0 (2011) i ~10,0 (2018)
- dla przedsiębiorstw średnich: ~13,0 (2011) i ~45,0 (2018)
- dla przedsiębiorstw dużych: ~10,0 (2011) i ~6,5 (2018)

Otrzymane wartości wskazują, że w grupie przedsiębiorstw małych i dużych stan techniczny wodociągów poprawia się, natomiast w grupie wodociągów średnich pogarsza (choć mogą mieć na to wpływ wartości skrajne).

Należy jednak pamiętać, że największy wpływ na wartość otrzymywanego wskaźnika ma pomiar zużycia wody oraz okresy bilansowe – w wielu przedsiębiorstwach okres fakturowania nie jest tożsamy z okresem bilansu produkcji wody. Przykład otrzymywanych z tego powodu błędów pokazuje Rys. 1, a otrzymywane błędy wskaźnika strat procentowych Rys. 2 (Koral, 2017).



Rys. 1. Różnice ilości wody dostarczonej odbiorcom i zafakturowanej w danym miesiącu (opracowanie własne)

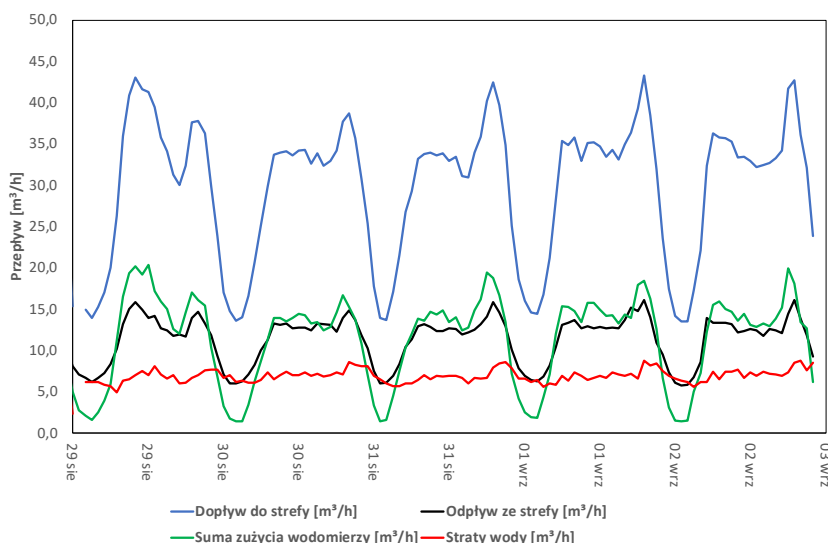


Rys. 2. Różnice wskaźników procentowych strat wody w danym miesiącu (opracowanie własne)

Najprostszym rozwiązaniem ww. problemu wg wytycznych IWA (Lambert i.in., 2000) jest wykonywanie bilansu w okresie rocznym zamiast miesięcznym, jednak w takim wypadku przedsiębiorstwo traci bieżący nadzór nad poziomem strat w swojej sieci.

Z doświadczeń autora wynika natomiast, że korzystniejszym rozwiązaniem jest wdrożenie systemu zdalnego odczytu wodomierzy. Dla systemów odczytu mobilnego należy wykonywać odczyt wszystkich wodomierzy co miesiąc oraz wykorzystać tzw. indeks wtórny wodomierza (stanu liczydła na koniec ostatniego dnia miesiąca), co umożliwia wykonanie miesięcznego bilansu zużycia wody dla wszystkich urządzeń w tym samym czasie.

W wypadku systemów stacjonarnych problem niejednoczesności odczytu praktycznie nie istnieje – możliwe jest wykonanie bilansu wody nawet dla okresów godzinowych pod warunkiem skuteczności odczytu ponad 90% (w tym rejestracji wszystkich odbiorców kluczowych). Przykład takiego bilansu dla wydzielonej opomiarowanej strefy (DMA – District Metered Area) pokazuje Rys. 3, gdzie linia czerwona odpowiada wartości sumarycznych wycieków wody w strefie.



Rys. 3. Bilans wody dla opomiarowanej strefy (opracowanie własne)

3. Problemy opomiarowania zużycia wody

Bilans zużycia wody opiera się na założeniu prawidłowych wartości zużycia wody, stąd kluczowym jego elementem jest poprawność wskazań urządzeń pomiarowych – wodomierzy i przepływomierzy (elektromagnetycznych czy ultradźwiękowych). Podstawowe zasady montażu urządzeń pomiarowych i ich eksploatacji znane są już od ponad 100 lat (odcinki prostoliniowe o stałej średnicy przed i za urządzeniem, praca przy stabilnym ciśnieniu, zabezpieczenie przez zanieczyszczeniami mechanicznymi), jednak ich stosowanie wciąż dla wielu przedsiębiorstw stanowi poważny problem. Dodatkowo w wypadku urządzeń opomiarujących strefy DMA czy cały system wodociągowy błąd wskazań pojedynczego urządzenia bezpośrednio przekłada się na błąd bilansu całej strefy/systemu.

Niestety, błąd wskazań może być ujemny w jednej sytuacji (Rys. 4; Tab. 2) lub dodatni w innej (Rys. 5; Tab. 3), przy czym w pierwszym wypadku praca studni i wodomierza były ciągłe, natomiast w drugim – cykliczne (błąd wskazań wodomierza rósł przy rosnącej liczbie cykli pracy pompy).

Przytoczone przykłady dotyczyły wodomierzy zasilających systemy wodociągowe: miasta kilkudziesięciotysięcznego (Rys. 4), gdzie władze Przedsiębiorstwa były błędnie przekonane o stosunkowo dobrym stanie sieci i niewielkiej wsi ok. 500 mieszkańców (Rys. 5), gdzie bezskutecznie

poszukiwano awarii wodociągu, ponosząc jednocześnie zawyżone opłaty za pobór wody ze środowiska. W obu przypadkach po poprawnym montażu urządzeń błędy wskazań spadły poniżej 1% względem urządzeń kontrolnych.



Rys. 4. Przykład niepoprawnego montażu wodomierza – za zmianą kierunku o 90°, przed kłapą zwrotną grzybkową (zdjęcie autora)

Tab. 2. Błędy wodomierza śrubowego spowodowane nieprawidłowym montażem (Koral, 2010)

Dni pomiaru	Zużycie wg przepływomierza [m3]	Zużycie wg wodomierza [m3]	Różnica wskazań [m3]	Różnica wskazań [%]
2,15	5038	3773	1265	- 25,1
4,62	10722	8029	2693	- 25,1
8,01	12133	9070	3063	- 25,2

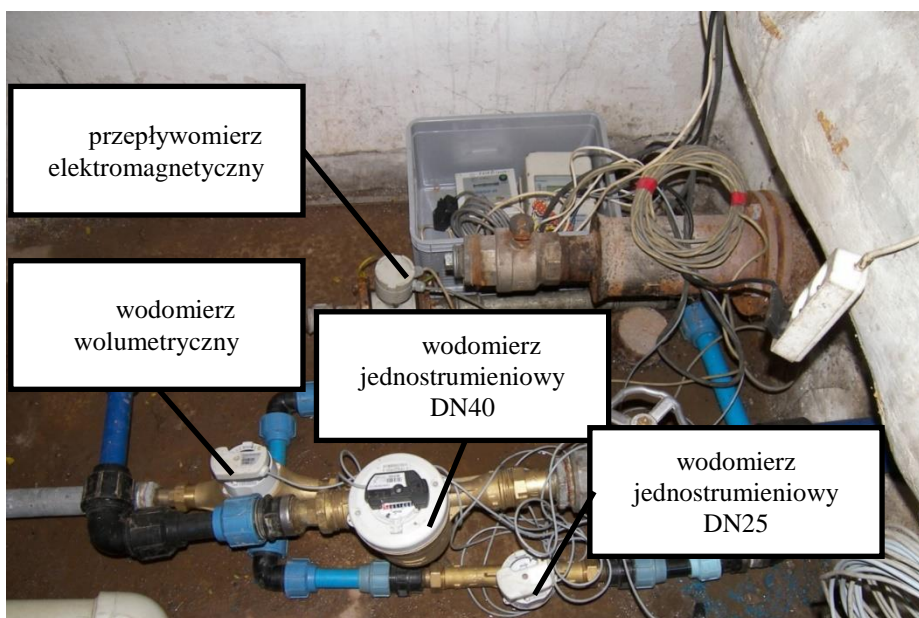


Rys. 5. Przykład niepoprawnego montażu wodomierza – przed klapą zwrotną grzybkową (zdjęcie autora)

Tab. 3. Błędy wodomierza śrubowego studni głębinowej spowodowane nieprawidłowym montażem – (Koral, 2010)

Dni pomiaru	Zużycie wg przepływomierza [m ³]	Zużycie wg wodomierza [m ³]	Różnica wskazań [m ³]	Różnica wskazań [%]
7	547,6	961,0	413,4	+75,5
6	405,0	674,0	269,0	+66,4

Drugim typem zakłóceń pracy wodomierzy jest pulsacyjna praca układu pompowego, spowodowana nieprawidłową konfiguracją regulatora pompy i powietrzem w zasilanej sieci/instalacji (Koral 2008, 2020). Przykładem mogą być wyniki badań autora dla wodomierza jednostrumieniowego DN40, zasilającego budynek wielorodzinny (Koral, 2020), gdzie wysoka częstotliwość załączeń i zatrzymań pompy (Rys. 7) powodowała zawyżanie wskazań wodomierza o ponad 18% względem urządzenia kontrolnego (przepływomierza elektromagnetycznego). Jednocześnie wodomierz objętościowy dla tych samych warunków pracy wykazał tylko 0,6% rozbieżności wskazań względem przepływomierza elektromagnetycznego (Tab. 4).

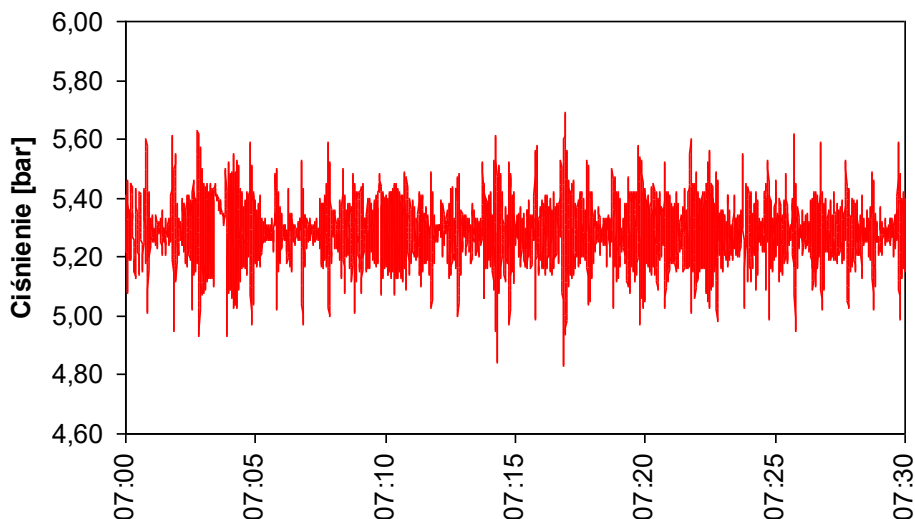


Rys. 6. Układ badawczy do weryfikacji poprawności wskazań wodomierza DN40 (zdjęcie autora)

Co ważne, po regulacji układu pompowego (zmniejszenie uchybu regulacji ciśnienia do 0,1 bara) wyniki wskazań pomiarowych urządzeń były akceptowalne dla odbiorcy wody.

Tab. 4. Rozbieżności wskazań wodomierzy względem przepływomierza elektromagnetycznego (Koral, 2020)

Urządzenie pomiarowe	data początkowa	data końcowa	zużycie [m ³]	różnica [m ³]	różnica [%]
wodomierz DN25 jednostrumieniowy	2014-10-21	2014-10-28	231,92	+11,39	+5,2
wodomierz DN40 jednostrumieniowy			260,85	+40,32	+18,3
Przepływomierz elektromagnetyczny			220,53		
DN25 wolumetryczny			221,81	+1,28	+0,6

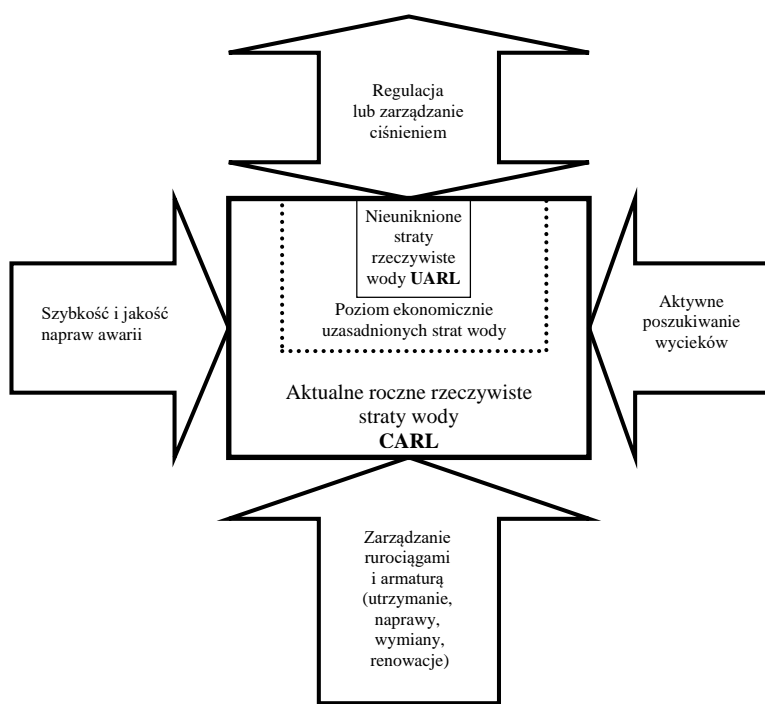


Rys. 7. Profil ciśnienia z okresu 30 minut za zestawem pompowym w godzinach dziennych (Korał, 2020)

Niestety, z podobnymi przypadkami autor spotkał się kilkunastokrotnie – nastawy fabryczne uchybu regulacji ciśnienia producentów zestawów pompowych to zazwyczaj 0,5–1,0 bar, czego skutkiem jest cykliczna praca pomp. Wyniki badań autora wskazują natomiast, że jedyną konstrukcją wodomierza mechanicznego, odporną na takie warunki pracy, jest wodomierz objętościowy.

4. Analiza czynników wpływających na straty wody

Powodzenie programów redukcji strat wody oprócz prawidłowej analizy stanu technicznego systemu wodociągowego wymaga wdrożenia działań odpowiednich do zdiagnozowanych problemów. W tym celu należy pamiętać o podstawowych czynnikach, wpływających na redukcję rzeczywistych strat wody (Rys. 8).



Rys. 8. Podstawowe czynniki wpływające na poziom strat wody (Lambert i in., 2000)

Generalnie w programach redukcji strat najczęściej wybierana jest ścieżka zarządzania rurociągami i armaturą, a dokładnie wymiany rurociągów. Rozwiązanie takie wdrożyło i wdraża wiele wodociągów (np. Sosnowiec czy Jastrzębie-Zdrój, które wymieniły ponad 80% długości sieci), uzyskując radykalne obniżenie wskaźnika strat. Rozwiązanie to ma jednak poważną wadę: jest najbardziej kosztownym z wszystkich proponowanych sposobów redukcji strat.

Dodatkowo w wypadku wymiany rurociągów na podstawie wartości wskaźnika strat procentowych może dojść do sytuacji, że pomimo wykonanych prac i zainwestowanych środków spadek ilości traconej wody będzie praktycznie niezauważalny. Przykład takiej sytuacji pokazują doświadczenia z wdrożenia projektu redukcji strat wody (Tab. 5, Koral i in. 2012) – w ramach prac przedsiębiorstwo zgodnie z rekomendacjami wymieniło rurociągi w dzielnicach o najwyższym wskaźniku strat procentowych, co nie przyniosło jednak spodziewanych skutków. Dopiero po audycie wykonanym przez autora i wdrożeniu: planu aktywnego poszukiwania wycieków (AKW), sektoryzacji

sieci (podziałowi na mniejsze strefy DMA) i stabilizacji ciśnienia dla dzielnic z najwyższym poziomem wycieków (zidentyfikowanych na podstawie pomiarów przepływów minimalnych w godzinach nocnych) osiągnięto oczekiwane efekty – w ciągu 1,5 roku straty zostały obniżone o ponad 1,5 mln m³.

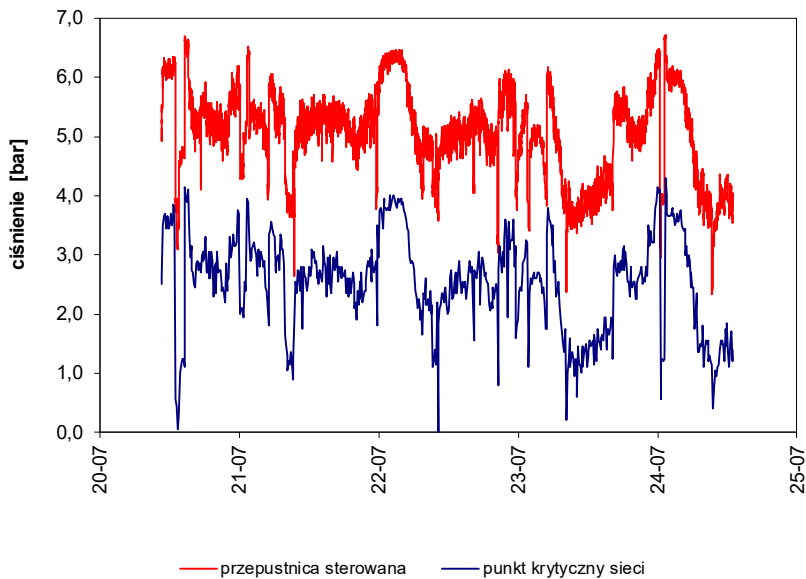
Tab. 5. Wskaźniki strat wody i minimalnych nocnych przepływów (MNP) dla miasta Bytom (Koral i in., 2012)

Strefa DMA	Zakup wody [m ³ /h]	Straty [%]	Oszacowany MNP [m ³ /h]
Dzielnica 1	323	22,5	72,72
Dzielnica 1a	152	38,8	58,92
Dzielnica 2	128	22,4	28,71
Dzielnica 3	99	19,2	19,14
Dzielnica 4	70	30,0	21,04
Dzielnica 5	64	56,4	35,81
Dzielnica 6	44	17,9	7,89
Dzielnica 7	42	12,6	5,30
Dzielnica 8	28	41,0	11,57
Dzielnica 9	28	30,7	8,62
Dzielnica 10	25	22,3	5,66
Dzielnica 11	24	34,9	8,48
Dzielnica 12	22	28,2	6,12
Dzielnica 13	20	41,3	8,39
Dzielnica 14	16	24,6	3,81
Dzielnica 8a	12	66,4	8,16
Dzielnica 15	6	49,3	3,03
Dzielnica 16	2	33,8	0,52
RAZEM	1107	28,4	313,89

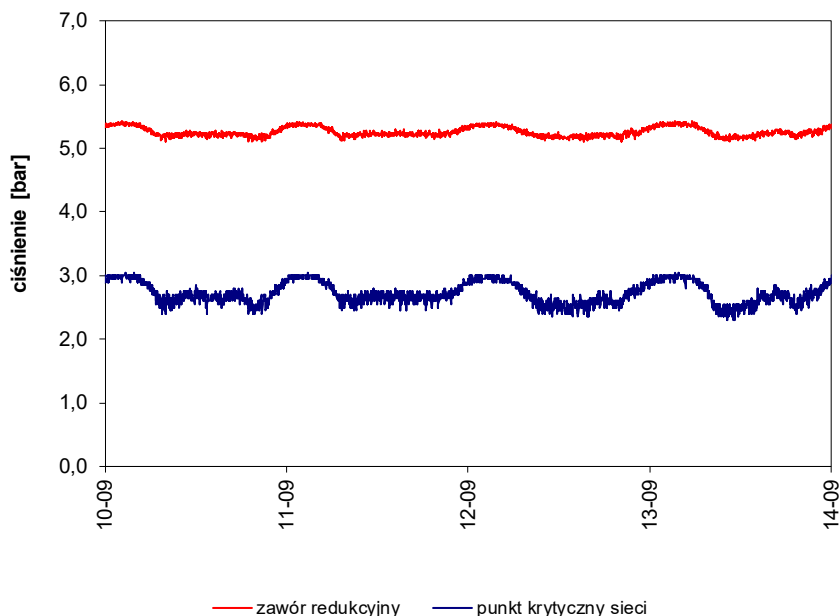
Pogróbionym tekstem zaznaczono wartości maksymalne

Szczególnie ważnym czynnikiem, który utrwała efekty redukcji strat wody jest zarządzanie ciśnieniem i jego stabilizacja. W trakcie badań wstępnych w Bytomiu stwierdzono znaczącą niestabilność ciśnienia, spowodowaną stosowaniem do jego regulacji przepustnic sterowanych zdalnie przez dyspozytora (Rys. 9; Koral i. in., 2012). Powodowało to krótki czas pomiędzy

usunięciem awarii i pojawieniem się nowej oraz skargi mieszkańców na wysoką amplitudę zmian ciśnienia w instalacjach wewnętrznych. Z tego powodu regulację przepustnicami zastąpiono regulacją zaworami redukcyjnymi hydraulicznymi, osiągając znaczącą stabilizację ciśnienia, zmniejszenie liczby awarii i zwiększenie sprzedaży wody (Rys. 10; Koral i in., 2012; Kilian i in., 2013).



Rys. 9. Profile ciśnienia przy regulacji za pomocą przepustnicy sterowanej zdalnie (Koral i in., 2012)



Rys. 10. Profile ciśnienia przy regulacji za pomocą zaworu redukcyjnego hydraulicznego (Koral i in., 2012)

Osiągnięte rezultaty (redukcja strat wody, stabilizacja ciśnienia, zmniejszenie liczby nowych awarii) spowodowała zasadność kontynuacji zastosowanych rozwiązań w kolejnych projektach redukcji strat wody, m.in. w Będzinie, Mikołowie, Bolesławcu, Jaworznie, Nowym Targu, Przyszowicach, Andrychowie, Chrzanowie czy trwającym aktualnie (2021) projekcie w Krośnie.

5. Sektoryzacja sieci przy zastosowaniu przepływomierzy elektromagnetycznych

Podział sieci wodociągowej na mniejsze, opomiarowane obszary pozwala znacząco podwyższyć poziom nadzoru nad stratami wody i przyspieszyć lokalizację awarii. Dzięki zastosowaniu przepływomierzy elektromagnetycznych, zasilanych bateryjnie możliwy stał się podział sieci bez zamykania zasuw i tworzenia końcówek sieci, wymagających cyklicznego płukania. Rozwiązanie takie zostało wdrożone w Gliwicach (Koral, 2012), tworząc w ten sposób 70 stref

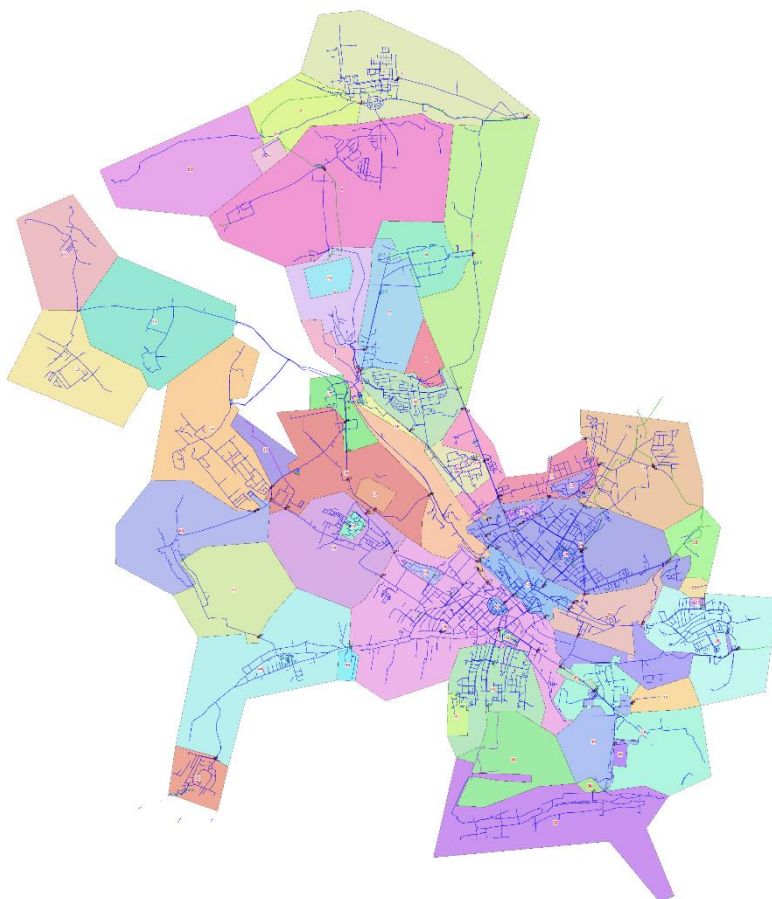
DMA (stan w roku 2021). Przykłady montażu przepływomierzy pokazuje Rys. 11, a utworzone strefy – Rys. 12.



Rys. 11. Przykłady montażu przepływomierzy elektromagnetycznych w komorze: kołnierzewego (zdjęcie po lewej) i sztycowego (zdjęcie po prawej) (Koral., 2012)

Uzyskany podział w połączeniu włączeniem do systemu monitoringu wszystkich montowanych przepływomierzy pozwolił na sukcesywne redukowanie poziomu strat wody w kolejnych strefach oraz znaczące skrócenie czasu przy powstaniu nowych wycieków. Końcowo pozwoliło to przedsiębiorstwu zredukować straty wody do poziomu ILI <2,5 (2020).

Równolegle ze strefowaniem przedsiębiorstwo wdrażało system radiowego odczytu wodomierzy, by w roku 2016 osiągnąć stan pełnego opomiarowania zdalnego (ponad 21 000 wodomierzy z nakładkami radiowymi). Dzięki temu możliwe stało się comiesięczne bilansowanie dowolnej strefy i całego przedsiębiorstwa na pierwszy dzień miesiąca.



Rys. 12. Sektoryzacja sieci wodociągowej Gliwic i Pyskowic
(materiały PWiK Gliwice)

Podsumowując: wdrażanie programów redukcji strat wody w przedsiębiorstwach wymaga kompleksowego podejścia do problemu: od prawidłowej diagnozy stanu technicznego poprzez wybór odpowiednich kierunków i narzędzi działania do wdrożenia ww. rozwiązań i, co najważniejsze, utrzymania osiągniętej redukcji strat, gdyż proces ten jest praktycznie działaniem niekończącym się, wymagającym stałej uwagi eksploatorów systemów wodociągowych.

Literatura

- Dohnalik P., Jędrzejewski Z.: „Efektywna eksploatacja wodociągów. Ograniczanie strat wody”, LEMTECH Konsulting sp. z o.o., Kraków 2004
- Izba Gospodarcza Wodociągi Polskie: “Benchmarking. Wyniki Przedsiębiorstw Wodociągowo-Kanalizacyjnych w Polsce za rok 2018 (na podstawie danych z ankiet zebranych przez IGWP)”, Bydgoszcz, lipiec 2019
- Izba Gospodarcza Wodociągi Polskie: “Benchmarking. Wyniki Przedsiębiorstw Wodociągowo-Kanalizacyjnych w Polsce za rok 2011 (na podstawie danych z ankiet zebranych przez IGWP)”, Bydgoszcz, 2011
- Kilian E., Koral W.: „Krytyczna analiza bazy danych awarii systemu dystrybucji wody miasta Górnego Śląska”, *Gaz, Woda i Technika Sanitarna*, 09/2013, s. 367–370
- Koral W., Dziuba K.: „Sectorisation, reduction and stabilisation of pressure as a key to control and decrease of leakage. Case study from Bytom, Poland”, materiały konferencji „WaterLoss 2012”, Manila, Filipiny.
- Koral W.: “Metodyka szacowania rzeczywistych strat wody na przykładzie kilku miast Polski południowej”, prezentacja w trakcie XV Konferencji Naukowo-Technicznej „Woda-Człowiek-Środowisko”, Licheń 2017
- Koral W.: „Błędy wodomierzy śrubowych w wypadku ich nieprawidłowego montażu”, *Instal* 2010/05
- Koral W.: „Sektoryzacja sieci wodociągowej pierścieniowej przy zastosowaniu przepływomierzy elektromagnetycznych na przykładzie PWiK Gliwice”, *Instal* 2/2012
- Koral W.: „Wpływ błędu konfiguracji zestawu pompowego, sterowanego przetwornicą częstotliwości na pracę wodomierzy jednostrumieniowych-studium przypadku”, *Instal* 12/2020
- Koral W.: „Wpływ błędu konfiguracji zestawu pompowego, sterowanego przetwornicą częstotliwości na pracę instalacji wodociągowej w budynkach wielorodzinnych – studium przypadku”, *Instal* 1/2008
- Lambert A. O., Hirner W.: „Losses from water supply systems. Standard terminology and recommended performance measures. IWA Blue Pages 2000
- Lambert A., Brown T.G., Takizawa M., Weimer D.: „A review of Performance Indicators for real losses from water supply systems” AQUA, December 1999

Liemberger R.: „Do you know how misleading the use of wrong performance indicators can be? IWA conference “Leakage management – practical approach”, Cyprus 2002

Taing L., Chang C. C., Pan S., Armitage N. P. (2019) Towards a water secure future: reflections on Cape Town’s Day Zero crisis, *Urban Water Journal*, 16:7, 530-536, DOI: 10.1080/1573062X.2019.1669190

Zygmanowski F.: “Walka ze stratami wody w sieciach wodociągowych”, Wydawnictwo BiA, Warszawa 1957

Ocena wpływu wysokości opadów na ilość ścieków w wybranej sieci kanalizacji sanitarnej

Beata Kowalska¹, Dariusz Kowalski¹, Edward Kozłowski², Marian Kwietniewski³

¹ Katedra Zaopatrzenia w Wodę i Usuwania Ścieków, Wydział Inżynierii Środowiska, Politechnika Lubelska, Lublin

² Katedra Metod Ilościowych w Zarządzaniu, Wydział Zarządzania, Politechnika Lubelska, Lublin

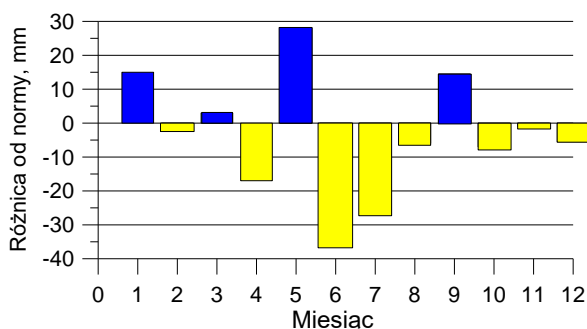
³ Zakład Zaopatrzenia w Wodę i Odprowadzania Ścieków, Wydział Instalacji Budowlanych, Hydrotechniki i Inżynierii Środowiska, Politechnika Warszawska, Warszawa

1. Wstęp

Obserwowane w ostatnich latach zmiany klimatyczne spowodowały wzrost zainteresowania problemem funkcjonowania sieci kanalizacji deszczowej w kontekście powstawania powodzi miejskich. Analizowane są różnego rodzaju modele opadów oraz funkcjonowania tych sieci. Wpublikowanych doniesieniach naukowych praktycznie pomija się jednak problem funkcjonowania sieci kanalizacji sanitarnych, do których w sposób nieuporządkowany dopływają wody opadowe. Specyfika budowy i funkcjonowania tych sieci powoduje, że nie można określić zależności liniowych pomiędzy wysokością i intensywnością opadów deszczu, a ilością transportowanych ścieków. Pojawiające się krótkotrwałe deszcze nawalne często w znikomy sposób wpływają na zwiększenie objętości ścieków dopływających z kanalizacji sanitarnej do oczyszczalni ścieków. Z drugiej strony bardziej długotrwałe deszcze o niskim natężeniu mogą doprowadzać do znacznego zwiększenia ilości tych ścieków. Może to powodować problemy z funkcjonowaniem oczyszczalni, a także do pojawiania się wylania ścieków sanitarnych na powierzchnię terenu, co oprócz szkód ekonomicznych może powodować zagrożenie środowiskowe i sanitarne. Konieczne zatem jest opracowanie metod predykcji ilości ścieków w kanalizacjach sanitarnych, w zależności od wysokości opadów atmosferycznych. Brak uporządkowania dopływu wód opadowych do tego typu kanalizacjach powoduje, że do każdej z nich należy podchodzić w sposób indywidualny. Ważne jest jednak opracowanie metody i metodyki, które umożliwiłyby opracowanie stosownych modeli predykcyjnych.

W 2019 r. sieć kanalizacyjna w Polsce osiągnęła długość 165,1 tys. km. Odpowiada to średniej gęstości 52,8 km/(100 km²). Gęstość ta jest bardzo różna w poszczególnych regionach kraju. Najmniejsza obserwowana jest we wschodnich rejonach Polski, a także w rejonach górzystych – 18÷30 km/(100 km²) (Rocznik, 2019). Niestety dostępne dane statystyczne nie różnicują rodzaju funkcjonującej kanalizacji (ogólnospławna, sanitarna, deszczowa). Dostępne dane dotyczące średnich miast (20–100 tys. mieszkańców) wskazują, że długość sieci ogólnospławnej nie przekracza 3%, zaś deszczowej 15% wszystkich sieci kanalizacyjnych (Benchmarking, 2019). Istnieją jednak miasta, w których kanalizacja deszczowa jest szczątkowa lub nie występuje w ogóle. Na terenach wiejskich kanalizacja deszczowa występuje sporadycznie. Wszystko to powoduje, że wody opadowe i infiltracyjne w dużej mierze trafiają w tych rejonach do kanalizacji sanitarnej. Udział wód opadowych i infiltracyjnych w stosunku do sanitarnych, obecnych w kanalizacji sanitarnej wynosi średnio 31,4 %. Jednak w niektórych miastach ilość ta przekracza 100%, sięgając nawet 550% (Benchmarking, 2019) Tak duży dopływ wód opadowych i infiltracyjnych powoduje istotne problemy z funkcjonowaniem oczyszczalni ścieków. Pojawiają się także liczne przypadki przeciążenia hydraulicznego kanalizacji sanitarnej skutkujące wypływem ścieków na powierzchnię.

W ostatnich latach problem dużej zmienności wielkości dopływu ścieków do oczyszczalni nasilił się. Wynika to z postępujących zmian klimatycznych. Wykres odchyień średniej miesięcznej sumy opadów w Polsce w 2019 roku od normy 1971–2000 (rys. 1) wskazuje na pojawiające się na przemian okresy suszy i intensywnych opadów. Rządowe Centrum Bezpieczeństwa wydało w okresie 3 miesięcy (czerwiec–sierpień 2020) 17 ostrzeżeń o intensywnych opadach w skali regionu i całego kraju.



Rys. 1. Wykres odchyień średniej miesięcznej sumy opadów w Polsce w 2019 roku od normy 1971–2000 (Rocznik meteorologiczny 2019)

Każdorazowo po intensywnych opadach konieczne były interwencje straży pożarnej – podtopienia – w liczbie od kilkuset do kilku tysięcy. (Komunikaty RCB). Potwierdza to fakt braku lub niewystarczającej przepustowości kanalizacji deszczowej.

Biorąc pod uwagę przedstawione problemy przedsiębiorstwa eksploatujące sanitarne systemy kanalizacyjne zauważyły potrzebę posiadania narzędzi do prognozowania wielkości przepływu ścieków w kanalizacji. Dane prognostyczne są niezbędne do przygotowania sprzętu i ludzi, zarówno w odniesieniu do oczyszczalni oraz sieci przesyłu ścieków, do spodziewanych przeciążeń. W niektórych przedsiębiorstwach zamontowano już stacje pogodowe rejestrujące wysokość i natężenie opadów deszczu. Okazuje się jednak, że w przypadku rozległych sieci nie zaobserwowano istotnej statystycznie korelacji pomiędzy wysokością opadu a wielkością dopływu ścieków do oczyszczalni. Problem prognozowania ilości ścieków okazał się więc znacznie bardziej złożony ze względu na szereg czynników takich jak częściowa lub całkowita niedrożność poszczególnych przewodów, zróżnicowane wzorce zużycia wody (odpływu ścieków), czy zmienność czasowa i obszarowa zjawisk pogodowych. Przykładowo podczas intensywnych opadów deszczu w niektórych częściach miasta mogą wystąpić wylania ścieków z sieci kanalizacji ogólnospławnej czy deszczowej, podczas gdy w innych częściach miasta system może być niedociążony (Karimi i inni., 2019). Jeszcze większe zagrożenie dla środowiska i samych mieszkańców miast mogą stanowić wylania z kanalizacji sanitarnej, które zdarzają się podczas intensywnych opadów deszczu w małych miejscowościach, nie posiadających systemu kanalizacji deszczowej. Jeżeli miejski system kanalizacyjny zostaje przeciążony podczas ekstremalnych opadów deszczu. Nieoczyszczone ścieki i woda deszczowa wylewają wtedy na powierzchnie terenu poprzez włazy do studzienek, a zjawisko nasila się, gdy przekroczona jest przepustowość zarówno przewodów przesyłowych, jak i oczyszczalni ścieków (Piro i inni, 2010b; Piro i Carbone, 2014). Skuteczne zarządzanie siecią kanalizacyjną zależy zatem nie tylko od precyzyjnych informacji dotyczących przepływów ścieków w kanalizacji w chwili obecnej, ale także spodziewanych w czasie przyszłym co umożliwia zapobieganie sytuacjom niebezpiecznym i ograniczanie ich skutków (Chen i in., 2014; Liu i inni, 2016). Dodatkowo możliwość przewidywania obciążenia hydraulicznego oczyszczalni podczas ekstremalnych opadów deszczu daje możliwość opracowania algorytmów optymalizacji procesu oczyszczania (Ragni i Hernes, 2020).

Do prognozowania przepływów w systemach kanalizacji ogólnospławnej w poszczególnych punktach systemu wykorzystuje się zazwyczaj modele hydrologiczne (rainfall/runoff) oraz komputerowe modele symulacyjne. Niestety

modele takie wymagają znaczącej liczby parametrów wejściowych niezbędnych do opisu systemu odprowadzającego zmienną w czasie ilość ścieków sanitarnych i wód opadowych. To powoduje, że kalibracja modeli staje się procesem trudnym i czasochłonnym. Połączenie wyników obliczeń symulacyjnych modelu komputerowego z systemem sterowania przepływem w czasie rzeczywistym (RTC) wymaga umieszczenia na sieci zestawu czujników, umożliwiających monitorowanie przepływu ścieków zasilanych okresowo wodami deszczowymi (Dirckx i inni, 2011; Achleitner i inni, 2007). Dane zbierane przez czujniki wysyłane są do centrum zarządzania, które opracowuje zoptymalizowaną strategię sterowania systemem kanalizacji. Większość wdrożeń tego typu systemów posiada zakres bardzo lokalny. Jednak sterowanie w czasie rzeczywistym jest najbardziej efektywne, jeśli obejmuje całą sieć kanalizacyjną. Pleau i inni (2005) zastosowali dwupoziomową metodę globalnego sterowania siecią. Wyższy poziom obejmował stację centralną, natomiast niższy stacje lokalne. Stacja centralna wyposażona była w komputer umożliwiający obliczenia w czasie rzeczywistym. W algorytmie optymalizacyjnym zdefiniowali oni wielokryterialną funkcję celu obejmującą koszty, minimalizację wylań na powierzchnię oraz maksymalizację wykorzystania przepustowości oczyszczalni ścieków. Podejście takie zaproponowali również Fu i inni (2008), którzy do optymalizacji funkcji wielokryterialnej zastosowali algorytm genetyczny. Schütze i inni (2004) zaproponowali pokrewny system, w którym uwzględniają dodatkowo minimalizację retencjonowania ścieków. Podobne systemy, wykorzystujące dodatkowo metody szacowania ryzyka, modele ARIMA (autoregresyjna zintegrowana średnia ruchoma) oraz ARX (autoregresja z wejściami egzogennymi) zaproponowali Beeneken i inni (2013), Vezzaro i Grum (2014), Chen i inni (2014), Li i inni (2019), Zhang i inni (2017), Jean i inni (2018) oraz Garofalo i inni (2017).

Innym podejściem do tematu prognozowania przepływu jest wykorzystanie modeli typu „czarnych skrzynek”, do których zalicza się modele sztucznych sieci neuronowych (ANN). Jedne z pierwszych badań zmierzających do wykorzystania takich modeli przeprowadzili Carstensen i inni (1998). Prognozowali oni obciążenie hydrauliczne oczyszczalni o 1 godzinę naprzód, przy użyciu prostego modelu regresji i modelu adaptacyjnej „szarej skrzynki” (składającego się z modelu regresji deterministycznej i komponentu modelu stochastycznego) oraz modelu hydrologicznego. Darsono i Labadie, (2007) zaproponowali algorytm neuro-optymalny do sterowania siecią. El-Din and Smith (2002) przedstawili możliwości wykorzystania ANN do krótko-terminowego prognozowania ilości ścieków dopływających do oczyszczalni.

Pokrewne rozwiązania przedstawili Wei i inni. (2012) Zhang i inni (2018a, 2018b) oraz Karimi i inni (2019).

Przedstawiony krótki przegląd literatury wskazuje, że problem obecności wód opadowych w kanalizacji sanitarnej jest niezwykle istotny i może prowadzić do powstawania zagrożeń epidemicznych i środowiskowych. Przegląd metod prognozowania ilości ścieków w oparciu o mierzone sumy i natężenia opadów deszczu pozwala stwierdzić, że jest to problem bardzo złożony i wciąż wymagający badań. Niemal wszystkie publikowane metody prognozowania dotyczą kanalizacji deszczowej lub ogólnospławnej. Brak jak dotychczas uniwersalnych metod prognozowania wpływu opadów deszczu na ilość transportowanych ścieków przeznaczonych dla kanalizacji sanitarnej. Wynika to z błędnego założenia, że w kanalizacji sanitarnej nie pojawiają się wody opadowe oraz z faktu, iż ten rodzaj kanalizacji nie posiada specjalizowanych urządzeń do przechwytywania spływających wód opadowych (np. wpusty deszczowe). Dopływ tych wód odbywa się zatem w sposób nieuporządkowany, poprzez różnego typu nieszczelności i często uzależniony jest od stanu technicznego obiektów kanalizacyjnych. Sytuacja taka występuje jednak często w naszym kraju, szczególnie w rejonach gdzie brak kanalizacji deszczowej.

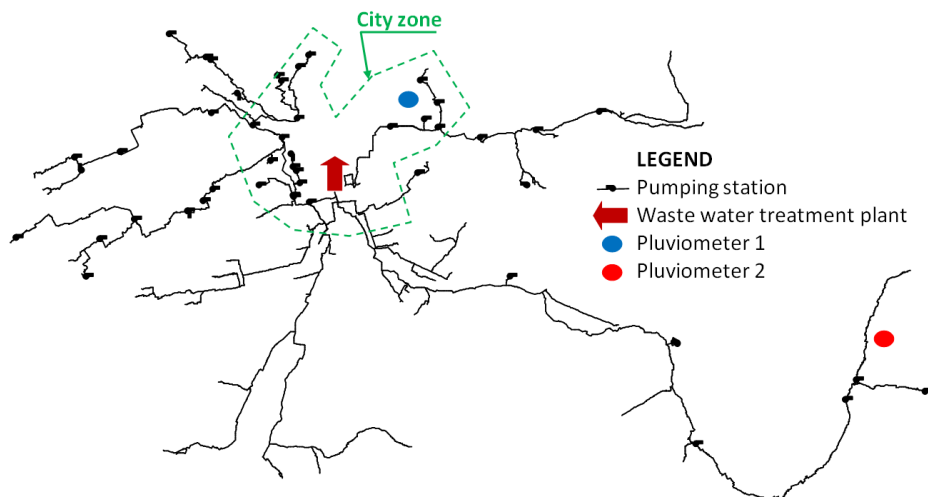
Celem artykułu jest prezentacja dwóch metod prognozowania ilości ścieków dopływających z rzeczywistej kanalizacji sanitarnej do miejskiej oczyszczalni ścieków, w zależności od mierzonych wysokości opadu deszczu. Pierwsza metoda wykorzystuje regresję liniową, druga analizę reszt za pomocą modeli ARIMA i ARIMAX. Jakość dopasowania wyników obliczeń prognostycznych do wartości zmierzonych przebadano z wykorzystaniem testów sezonowości, największej wiarygodności, jak również kryterium informacyjnego Akaike. Zastosowanie modeli ARIMA i ARIMAX pozwoliło dodatkowo na uwzględnienie infiltracji oraz zwłoki czasowej pomiędzy opadem a dopływem do oczyszczalni.

2. Opis obiektu

Rozpatrywany system kanalizacji sanitarnej zlokalizowany został w terenie górzystym, na południu Polski. Obsługuje on ok. 40 tys. mieszkańców, z czego 30 tys. na terenie miasta oraz 10 tys. na terenie okolicznych wsi. Zarówno w mieście, jak i we wsiach brak dużych zakładów przemysłowych odprowadzających ścieki do kanalizacji. Zbudowany system przeznaczony został przede wszystkim do odprowadzania ścieków socjalno-bytowych mieszkańców oraz bytowo gospodarczych z budynków użyteczności publicznej, usług oraz niewielkich zakładów przemysłowych. Na rozpatrywanym terenie nie

zbudowano kanalizacji deszczowej. Całkowita długość przewodów sieci kanalizacyjnej wynosi ok. 1200 km. Zbudowano ją głównie z rur PVC (55%) oraz kamionkowych (38%). Wiek przewodów jest zróżnicowany i waha się od 10 do 70 lat. Przewody młodsze niż 20 lat stanowią ok. 80% całej sieci. Stosownie do założeń projektowych, analizowanej sieci nie wyposażono w urządzenia do ujmowania wód deszczowych. Brak w niej wpustów deszczowych oraz przelewów burzowych. W zbudowanej kanalizacji dominuje grawitacyjny sposób przesyłania ścieków, jednak ze względu na górski charakter obszaru konieczne okazało się wykorzystanie 98 przepompowni sieciowych.

Zebrane przez system kanalizacyjny ścieki odprowadzane są do zbiorczej oczyszczalni, o przepustowości 40 000 m³/d, zlokalizowanej na terenie miasta (rys. 2). Na wejściu do oczyszczalni znajduje się przepływomierz mierzący wielkość dopływu ścieków.



Rys. 2 Schemat sieci kanalizacyjnej wraz z lokalizacją oczyszczalni i pluwiometrów

Średnia dobową ilość ścieków sanitarnych trafiających do kanalizacji, szacowana na podstawie sprzedaży wody, wyniosła w roku 2019 ok. 7800 m³/d. Zbudowana oczyszczalnia posiada zatem znaczną rezerwę przepustowości. Badania symulacyjne, zrealizowane z wykorzystaniem programu SWMM 5.0, bazujące na dobowym zużyciu wody wykazały, że również sieć kanalizacji sanitarnej posiada znaczną rezerwę przepustowości, biorąc pod uwagę dopływ ścieków sanitarnych.

Niestety z racji braku kanalizacji deszczowej na rozpatrywanym terenie, do kanalizacji sanitarnej przedostają się w sposób niekontrolowany zarówno wody

opadowe, jak i infiltracyjne. Przyjęte założenia projektowe, zakładające 100% rezerwę przepustowości zbudowanej kanalizacji sanitarnej okazały się niewystarczające. Tylko w roku 2019, ze względu na przeciążenie hydrauliczne tej kanalizacji zarejestrowano 26 przypadków wylania ścieków na powierzchnię. We wszystkich przypadkach wylanie to miało miejsce w więcej niż jednym punkcie – od 4 do 18 jednocześnie. Najczęściej zalewane były tereny przy przepompowniach, jednak zdarzały się także wylewy ze studzienek sieciowych w bezpośrednim sąsiedztwie budynków mieszkalnych. Czterokrotnie na terenie oczyszczalni zadziałał przelew awaryjny powodując zrzut nieoczyszczonych ścieków do rzeki. Zrealizowane dla potrzeb lokalnego przedsiębiorstwa eksploatującego kanalizację badania symulacyjne wykazały, że już przy przekroczeniu 17000 m³/d istnieje niebezpieczeństwo wylania ścieków zgromadzonych w przewodach kanalizacyjnych na powierzchnię.

3. Metodyka

Głównym celem pracy było opracowanie metody wyznaczania promienia strefy na powierzchni terenu, w obrębie której może nastąpić wypływ wody po awarii podziemnego przewodu wodociągowego. Podjęcie tematu wynikało z jednej strony z faktu, że problem awarii związanych z rozszczelnieniem sieci wodociągowych, pomimo że jest szeroko opisywany w literaturze, stosunkowo rzadko kojarzony jest ze zjawiskiem sufozji, stanowiącym poważne zagrożenie na terenach zurbanizowanych, z drugiej zaś z potrzeby wyznaczenia takich stref ze względów ekologicznych, społecznych i ekonomicznych.

Budowę modelu predykcji ilości ścieków oparto o odczyty dwóch automatycznych pluwiometrów korytkowych RG13 firmy ENVAG oraz przepływomierza ścieków firmy ABB opartego o koryto Venturiego. Lokalizację urządzeń pomiarowych przedstawiono na rys. 2. Zarówno przepływomierz, jak i pluwiometry przekazują dane pomiarowe do dyspozytora systemu kanalizacyjnego za pomocą funkcjonującego w przedsiębiorstwie systemu SCADA. Udostępnione autorom artykułu dane pomiarowe obejmowały dobową wysokość opadów oraz dobową ilość ścieków dopływających do oczyszczalni. Dane pomiarowe obejmowały okres od 1 stycznia 2019 do 30 kwietnia 2020 r.

Proces budowy modelu realizowano stopniowo w następujących etapach:

- badanie sezonowości, którego celem było sprawdzenie czy w rozpatrywanej sieci kanalizacyjnej występują dni tygodnia o zwiększonym dopływie ścieków – ocena wpływu funkcjonowania zakładów usługowych i przemysłowych na wielkość dopływu ścieków,

- sprawdzenie konieczności uwzględnienia opóźnienia czasowego opad-dopływ ścieków do oczyszczalni (0–3 dni), w budowanym modelu predykcji (metoda największej wiarygodności, test Ljunga-Boxa),
- sprawdzenie wpływu kumulacji opadów (1–4 dni) na wielkość dopływu ścieków do oczyszczalni (metoda największej wiarygodności, test Ljunga-Boxa),
- budowa modelu predykcji klasy *ARIMA*, a następnie *ARIMAX*, uwzględniających nie tylko wpływ wysokości opadów, ale również dodatkowych, nieujawnionych czynników na wielkość dopływu ścieków do oczyszczalni.

3.1. Badanie sezonowości

Niech $\{y_i\}_{1 \leq i \leq n}$ oznacza ciąg reprezentujący wielkość ścieków wpływających do oczyszczalni w kolejnych grupach - dniach tygodnia (1 – Niedziela, 2 – Poniedziałek, ..., 7 – Sobota), zaś $\{z_k\}_{1 \leq k \leq 7}$ będzie zbiorem ciągów postaci $z_k = \{y_{k+7j}\}_{1 \leq j \leq n_k}$ zawierającym dane o wielkości dopływu ścieków dla k -tej grupy, n_k liczebność k -tej grupy oraz $n = n_1 + n_2 + \dots + n_7$. Każdy z ciągów odpowiada fazie występującej w szeregu czasowym (Kozłowski i inni, 2017). Jeżeli ciągi spełniają założenie o normalności, to do badania istotniej różnicy w grupach można zastosować test *ANOVA*, natomiast jeżeli założenie o normalności nie jest spełnione, to do porównania między grupami wykorzystuje się test Kruskala-Wallisa (Koronacki i Mielniczuk, 2009).

Do weryfikacji sezonowości w pracy wykorzystano test Kruskala-Wallisa. Na poziomie istotności $\alpha \in (0,1)$ utworzono hipotezę roboczą:

H_0 : rozkłady wielkości dopływu ścieków dla każdego dnia tygodnia są równe/identyczne (dzień tygodnia nie wpływa na dobową wielkość ścieków) oraz hipotezę alternatywną:

H_1 : istnieje co najmniej jeden dzień, dla którego rozkład wielkości ścieków istotnie się różni od pozostałych.

Dla całej próby $\{y_i\}_{1 \leq i \leq n}$ wykonuje się rangowanie. Niech R_{ij} oznacza rangę w próbie j -tego elementu z i -tej grupy.

Statystyka testowa jest dana wzorem:

$$T = \frac{12}{n(n+1)} \sum_{i=1}^7 \left(\bar{R}_i - \frac{n+1}{2} \right)^2 n_i \quad (1)$$

gdzie:

$$\bar{R}_i = \frac{1}{n_i} \sum_{j=1}^{n_i} R_{ij} \quad (2)$$

Statystyka T ma rozkład χ^2 o 6 stopniach swobody. Jest ona miarą odstępstwa średnich rang w grupach od wartości średniej wszystkich rang, równej $(n+1)/2$. Wyznaczany $\chi^2_{1-\alpha,6}$ – kwantyl rzędu $1-\alpha$ dla rozkładu χ^2 o 6 stopniach swobody. Jeżeli $T < \chi^2_{1-\alpha,6}$ to na poziomie istotności α nie ma podstaw do odrzucenia hipotezy roboczej H_0 , w przeciwnym razie hipotezę H_0 odrzuca się na korzyść H_1 . Do wykonania badań wykorzystano programowanie w języku R (Hyndman and Athanasopoulos, 2014).

3.2. Metoda największej wiarygodności

Niech $\{y_i\}_{1 \leq i \leq n}$ oznacza ciąg wartości zmiennej zależnej oraz $y_i \in \mathbb{R}$ dla $1 \leq i \leq n$, natomiast $\{x_i\}_{1 \leq i \leq n}$ ciąg wartości predyktorów oraz $x_i \in \mathbb{R}^k$. Zależność pomiędzy zmienną zależną a predyktorami można opisać za pomocą równania

$$y_t = f(\theta, x_t) + \varepsilon_t \quad (3)$$

gdzie $\theta \in \mathbb{R}^{k+1}$ oznacza nieznane parametry modelu (założono, że w modelu istnieje dodatkowo wyraz wolny ε_t), $\{\varepsilon_t\}_{1 \leq t \leq n}$ jest ciągiem niezależnych zmiennych losowych o rozkładzie normalnym $N(0, \sigma^2)$.

Metoda największej wiarygodności (Johnson, 2018; Shumway i Stoffer, 2017) polega na wyznaczeniu nieznanymi parametrów θ oraz wartości odchylenia standardowego σ . W tym celu tworzy się funkcję wiarygodności:

$$L(\theta, \sigma) = \prod_{t=1}^n \gamma(y_t, f(\theta, x_t), \sigma) \quad (4)$$

gdzie:

$$\gamma(s, m, \sigma) = \frac{1}{\sqrt{2\pi}\sigma} \exp\left(-\frac{(s-m)^2}{2\sigma^2}\right) \quad (5)$$

jest funkcją gęstości rozkładu normalnego $N(0, \sigma^2)$. Maksymalizując logarytm z funkcji wiarygodności

$$\max_{\theta, \sigma} \ln L(\theta, \sigma) \quad (6)$$

W dalszej kolejności wyznacza się estymatory nieznanymi parametrów θ oraz odchylenia standardowego σ . Do porównania jakości modeli wykorzystano następujące wskaźniki:

- AIC (kryterium informacyjne Akaike) $AIC = -2\ln L(\theta, \sigma) + 2(k + 1)$;
- RMSE (błąd średni kwadratowy) $RMSE = \frac{1}{n} \sum_{t=1}^n \varepsilon_t^2$;
- MAE (średni błąd bezwzględny) $MAE = \frac{1}{n} \sum_{t=1}^n |\varepsilon_t|$;
- MAPE (średni bezwzględny błąd procentowy) $MAPE = \frac{1}{n} \sum_{t=1}^n \left| \frac{\varepsilon_t}{y_t} \right|$

Im mniejsza wartość powyższych wskaźników tym lepsze dopasowanie modelu do danych pomiarowych.

3.3. Test Ljunga-Boxa

Do weryfikacji korelacji ciągu reszt $\{\varepsilon_t\}_{1 \leq t \leq n}$ w modelach (3) zastosowano Test Ljunga-Boxa (Shumway i Stoffer, 2017; Wayne i inni 2017). Na poziomie istotności $0 < \alpha < 1$ utworzono hipotezę roboczą:

H_0 : elementy szeregu reszt $\{\varepsilon_t\}_{1 \leq t \leq n}$ są niezależne (brak korelacji pomiędzy elementami szeregu),

oraz hipotezę alternatywną:

H_1 : elementy szeregu reszt $\{\varepsilon_t\}_{1 \leq t \leq n}$ są zależne (dla przesunięć $1 \leq \tau \leq s$ pomiędzy elementami szeregu zachodzi korelacja, współczynnik korelacji istotnie się różni od zera).

Statystyka testowa:

$$Q = n(n+2) \sum_{\tau=1}^s \frac{r_\tau^2}{n-\tau} \quad (7)$$

ma rozkład χ^2 o s stopniach swobody, natomiast r_τ oznacza wartość współczynnika korelacji pomiędzy elementami szeregu $\{\varepsilon_t\}_{1 \leq t \leq n}$ przy przesunięciu τ . Jeżeli $Q < \chi_{1-\alpha, s}^2$ ($\chi_{1-\alpha, s}^2$ – kwantyl rzędu $1 - \alpha$ dla rozkładu χ^2 o s stopniach swobody) to na poziomie istotności α nie ma podstaw do odrzucenia hipotezy roboczej H_0 , w przeciwnym razie hipotezę H_0 odrzuca się na korzyść H_1 .

3.4. Wpływ opóźnienia czasowego opad-dopływ ścieków

Wpływ wielkości opadów oraz opóźnienia czasowego na wielkość dopływu ścieków oceniano za pomocą regresji liniowej

$$y_t = \beta_0 + \beta_1 g_{t-\tau} + \beta_2 k_{t-\tau} + \varepsilon_t \quad (8)$$

gdzie: $\{g_i\}_{1 \leq i \leq n}$ i $\{k_i\}_{1 \leq i \leq n}$ oznaczają ciągi reprezentujące wysokości opadów w punktach pomiarowych Pluviometer 1 i Pluviometer 2, t – czas, τ – opóźnienie czasowe (0-3 dni), $\{\varepsilon_t\}_{1 \leq t \leq n}$ jest ciągiem reszt. Do identyfikacji nieznanych parametrów $\beta_0, \beta_1, \beta_2$ w modelu (8) wykorzystano metodę największej wiarygodności. Dodatkowo do weryfikacji korelacji ciągu reszt $\{\varepsilon_t\}_{1 \leq t \leq n}$ wykorzystano test Ljunga-Boxa.

3.5. Wpływ kumulacji opadów na dopływ ścieków

W celu oceny wpływu kumulacji wysokości opadów z kolejnych dni na dopływ ścieków do oczyszczalni wykorzystano model

$$y_t = \beta_0 + \beta_1 \sum_{j=0}^{\tau} g_{t-j} + \beta_2 \sum_{j=0}^{\tau} k_{t-j} + \varepsilon_t \quad (9)$$

Wielkości $\sum_{j=0}^{\tau} g_{t-j}$ oraz $\sum_{j=0}^{\tau} k_{t-j}$ oznaczają skumulowane wysokości opadów mierzonych przez pluwiometry 1 i 2, w okresie od momentu $t - \tau$ do momentu t . W obliczeniach przyjęto kumulację wysokości opadów w okresie od 1 do 4 dni. Do identyfikacji nieznanych parametrów $\beta_0, \beta_1, \beta_2$ w modelu (9) wykorzystano metodę największej wiarygodności, natomiast do weryfikacji korelacji ciągu reszt $\{\varepsilon_t\}_{1 \leq t \leq n}$ wykorzystano test Ljunga-Boxa.

3.6. Model predykcji klasy ARIMA oraz ARIMAX

Modele regresyjne (8) i (9) umożliwiają dokonanie oceny wpływu przesunięcia czasowego i kumulacji wysokości opadów na wielkość dopływu ścieków do oczyszczalni. Nie mniej jednak istnienie korelacji ciągu reszt w tych modelach wskazuje na istnienie dodatkowych nieznanych czynników wpływających na wielkość dopływu ścieków. Obecność takich czynników związana jest z procesem infiltracji, czasem dopływu ścieków z kanalizacji do oczyszczalni oraz niekontrolowanego dopływu wód opadowych do kanalizacji – nieszczelności studzienek, otwory wentylacyjne włazów, nielegalne zdejmowane pokrywy studzienek, nielegalne odpływy z dachów. Aby uwzględnić wpływ powyższych czynników w modelu predykcji wielkości dopływu ścieków do oczyszczalni Autorzy zdecydowali o wykorzystaniu modelu klasy *ARIMA* (Kosicka i inni, 2015; Kozłowski, 2015).

Do identyfikacji dopływu ścieków do oczyszczalni wykorzystano model *ARIMA* (p, r, q) postaci:

$$\Delta^r \hat{y}_t = \alpha_1 \Delta^r \hat{y}_{t-1} + \dots + \alpha_p \Delta^r \hat{y}_{t-p} + \epsilon_t - \theta_1 \epsilon_{t-1} - \dots - \theta_q \epsilon_{t-q} \quad (10)$$

gdzie $\hat{y}_t = y_t - \bar{y}$, operator różnicowy Δ jest dany wzorem $\Delta y_t = y_t - y_{t-1}$ oraz różnicowanie rzędu $r > 1$ jest określone jako $\Delta^r y_t = \Delta^{r-1} y_t - \Delta^{r-1} y_{t-1}$, natomiast $\{\epsilon_t\}_{1 \leq t \leq n}$ – ciąg niezależnych zmiennych losowych o rozkładzie normalnym $N(0, \sigma^2)$.

Stosując metodę największej wiarygodności wyznaczono estymatory parametrów $\alpha_1, \dots, \alpha_p, \theta_1, \dots, \theta_q$ modelu (10) oraz estymator odchylenia standardowego σ .

Równanie (10) można także przedstawić w postaci:

$$\Phi_p(B)(1 - B)^r(y_t - \bar{y}) = \theta_q(B)\epsilon_t \quad (11)$$

w którym:

$$\Phi_p(B) = (1 - \alpha_1 B + \dots + \alpha_p B^p), \quad (12)$$

$$\theta_q(B) = (1 - \theta_1 B - \dots - \theta_q B^q), \quad (13)$$

gdzie: operator przesunięcia B jest określony jako $B^k y_t = y_{t-k}$ dla $t > k$.

Wśród klasy modeli *ARIMA* (p, r, q) wybiera się taki model, dla którego wartość indeksu Akaike (*AIC*) jest najmniejsza.

Do określenia ilości ścieków dopływających do oczyszczalni zastosowano także model *ARIMAX* (p, r, q) postaci (Brown, 1957; Brown, 2004):

$$y_t = \beta_0 + \beta_1 \sum_{j=0}^{\tau} g_{t-j} + \beta_2 \sum_{j=0}^{\tau} k_{t-j} + \epsilon_t \quad (14)$$

$$\Delta^r \epsilon_t = \alpha_1 \Delta^r \epsilon_{t-1} + \dots + \alpha_p \Delta^r \epsilon_{t-p} + \epsilon_t - \theta_1 \epsilon_{t-1} - \dots - \theta_q \epsilon_{t-q} \quad (15)$$

gdzie oznaczenia jak we wzorach poprzednich.

Modele klasy *ARIMAX* (p, r, q) są rozszerzeniem modeli klasy *ARIMA* (p, r, q), w których dodatkowo uwzględniony jest wpływ predyktorów na zmienną zależną.

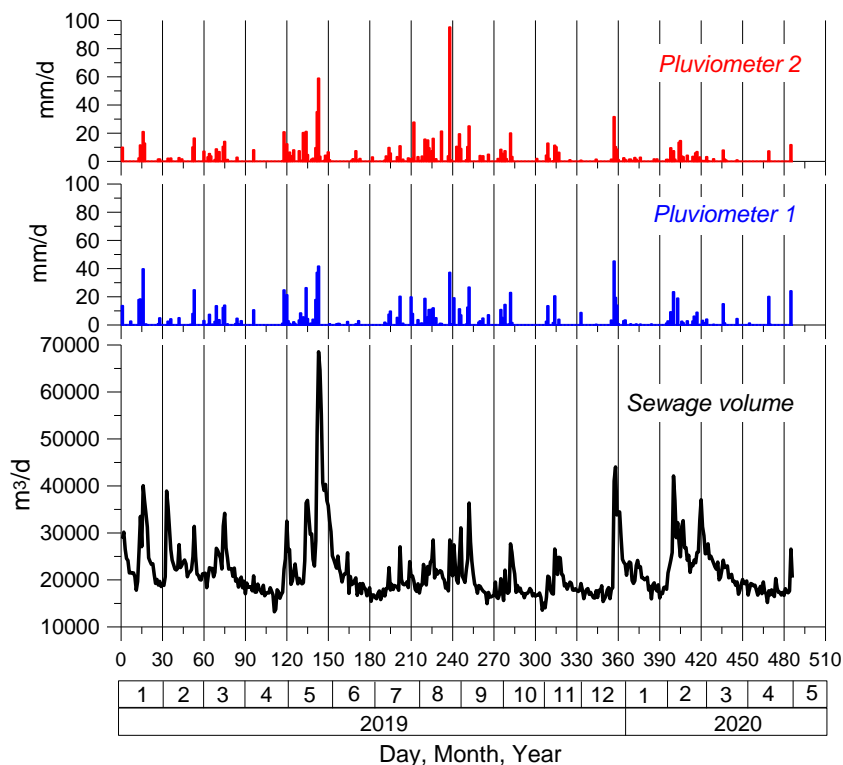
Układ równań (14–15) można także przedstawić w postaci:

$$\Phi_p(B)(1 - B)^r \left(y_t - \beta_0 - \beta_1 \sum_{j=0}^{\tau} g_{t-j} - \beta_2 \sum_{j=0}^{\tau} k_{t-j} \right) = \theta_q(B)\epsilon_t \quad (16)$$

Również wśród klasy modeli *ARIMA* (p,r,q) wybierano taki model, dla którego wartość indeksu Akaike (*AIC*) jest najmniejsza.

4. Wyniki i dyskusja

Na rysunku 3 przedstawiono wykres zawierający dobowe wysokości opadów zarejestrowanych przez pluwiometry 1 i 2 oraz dobową ilość ścieków dopływających do oczyszczalni.



Rys. 3. Zarejestrowana dobowo wysokość opadów atmosferycznych oraz ilość ścieków dopływających do oczyszczalni w okresie badawczym

Przedstawione na rysunku 2 wykresy nie pozwalają na wyciągnięcie wniosków o stopniu wpływu wysokości opadów na wielkość dopływu ścieków do oczyszczalni. Określenie tego wpływu wymaga przeprowadzenia dalszych analiz statystycznych.

4.1. Badanie sezonowości

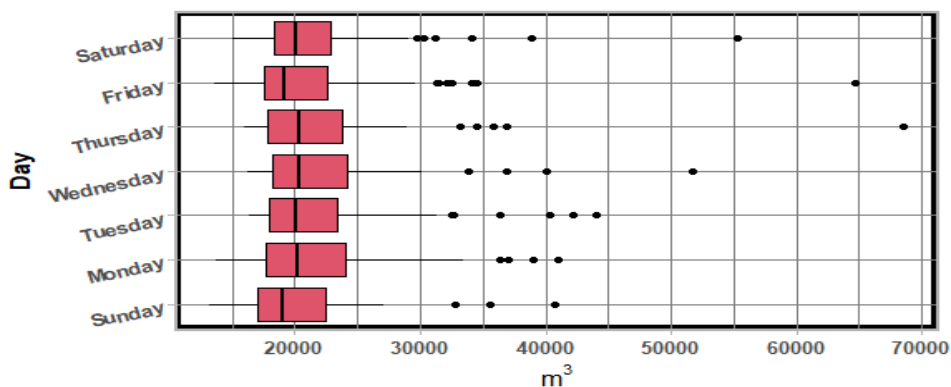
W pierwszej kolejności sprawdzono hipotezę o normalności rozkładu w grupach. W tym celu zastosowano test Shapiro-Wilka weryfikujący hipotezę o normalności rozkładu dla każdej grupy. Poniżej dla każdego testu wyznaczono *p.value* (prawdopodobieństwo uzyskania wyników testu) co najmniej tak skrajnych jak wyniki zaobserwowane, pod warunkiem, że hipoteza robocza jest prawdziwa. Wartości *p.value* dla każdej z grup zestawiono w tabeli 1.

Tab. 1. Zestawienie wartości *p.value* dla każdej z analizowanych grup

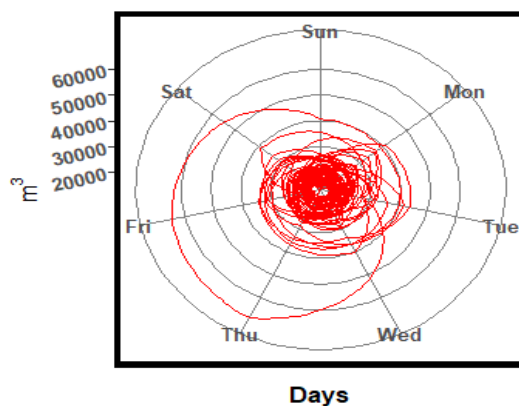
Poniedz.	Wtorek	Środa	Czwartek	Piątek	Sobota	Niedziela
$3.528 \cdot 10^{-7}$	$8.698 \cdot 10^{-9}$	$4.706 \cdot 10^{-9}$	$5.046 \cdot 10^{-12}$	$1.075 \cdot 10^{-11}$	$3.866 \cdot 10^{-10}$	$1.924 \cdot 10^{-6}$

Zatem, na poziomie istotności 0.01 dla każdej grupy hipotezę o normalności rozkładu należy odrzucić na korzyść hipotezy alternatywnej. Wobec powyższego do badania sezonowości dopływu ścieków wykonano test Kruskala-Wallisa.

Oszacowana na bazie testu Kruskala-Wallisa wartość statystyki $T(1)$ wynosi 8.982 natomiast *p.value* = 0.1746 (*p.value* > 0.01). Wobec powyższego brak podstaw do odrzucenia hipotezy roboczej. Można zatem przyjąć, że różnica pomiędzy rozkładami wielkości ścieków ze względu na dzień tygodnia jest nieistotna. Zatem dla analizowanej kanalizacji ściekowej wpływ dnia tygodnia nie jest istotny. Wniosek ten potwierdza analiza przedstawionych poniżej rysunków obrazujących ilość ścieków w każdym dniu tygodnia (rysunki 4 i 5)



Rys. 4. Wykres pudełkowy (min, max, odstające punkty, kwantyle) dla każdego dnia tygodnia



Rys. 5. Wykres obrazujący ilość ścieków dla każdego dnia tygodnia w całym okresie badawczym.

Biorąc pod uwagę przedstawione wyniki analiz można stwierdzić, że w analizowanym systemie kanalizacyjnym nie występuje sezonowość w odniesieniu do dni tygodnia. Nie wykryto również istotnych trendów w odniesieniu do tych dni. Potwierdza to wskazany w opisie obiektu brak obecności dużych zakładów przemysłowych oraz niewielki wpływ funkcjonujących usług i małych zakładów przemysłowych. Ze względu na fakt, iż sezonowość nie wpływa na ilość ścieków, można zatem pominąć ten czynnik w analizach regresyjnych.

4.2. Wpływ opóźnienia czasowego opad-dopływ ścieków

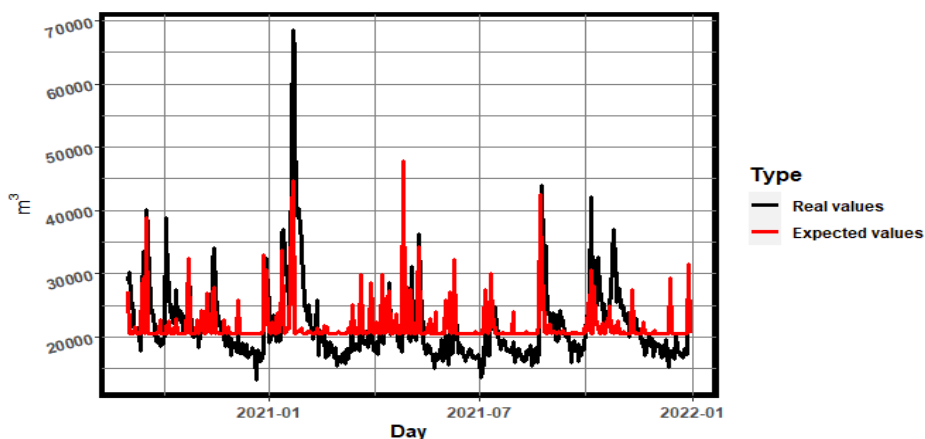
W tabeli 2 zestawiono wartości estymatorów parametrów strukturalnych dla modeli (8) uwzględniających regresję liniową ilość ścieków od wielkości opadów z opóźnieniem $\tau = 0,1,2,3$ doby. Dodatkowo podano odchylenie standardowe tych parametrów, wartość statystyki T oraz $p.value$ dla testu istotności parametrów strukturalnych, wartość statystyki Q (5) oraz $p.value$ dla testu Ljunga-Boxa. W tabeli tej zawarto także ocenę jakości dopasowania modelu do wartości danych empirycznych: współczynnik determinacji R^2 , wielkość indeksu AIC , wielkości $RMSE$, MAE , $MAPE$.

Tab. 2. Zestawienie obliczonych parametrów modelu (8) uwzględniającego opóźnienie dopływu ścieków do oczyszczalni w stosunku do dnia wystąpienia opadu

Opóźnienie, dni	$\tau = 0$	$\tau = 1$	$\tau = 2$	$\tau = 3$
β_0	20566.886	20613.288	20781.293	20919.164
S_{β_0}	263.245	267.954	278.965	287
T_{β_0}	78.128	76.928	74.494	72.889
$p.val_{\beta_0}$	$3.43 \cdot 10^{-276}$	$7.99 \cdot 10^{-273}$	$2.89 \cdot 10^{-266}$	$9.64 \cdot 10^{-262}$
β_1	392.627	380.712	321.42	296.72
S_{β_1}	61.372	62.398	65.961	67.783
T_{β_1}	6.398	6.101	4.873	4.377
$p.val_{\beta_1}$	$3.736 \cdot 10^{-10}$	$2.162 \cdot 10^{-9}$	$1.496 \cdot 10^{-6}$	$1.475 \cdot 10^{-5}$
β_2	132.687	116.106	99.48	56.061
S_{β_2}	55.847	56.78	59.356	60.994
T_{β_2}	2.376	2.045	1.676	0.919
$p.val_{\beta_2}$	0.0179	0.0414	0.0944	0.3585
R^2	0.251	0.225	0.159	0.113
AIC	9744.71	9740.732	9759.627	9765.767
RMSE	5438.992	5529.807	5756.964	5915.815
MAE	3606.754	3781.055	3871.534	3939.33
MAPE	0.157	0.166	0.169	0.172
χ^2	1124.783	991.223	877.635	865.91
$p.val_{\chi^2}$	0	0	0	0

Uzyskaną na bazie modelu regresji liniowej (8) jakość dopasowania wartości obliczeniowych do zmierzonych należy uznać za dalece niewystarczającą, niezależnie od przyjętego opóźnienia czasowego dopływu ścieków do oczyszczalni. Współczynnik determinacji R^2 jest w każdym przypadku niższy od 0.5. Najniższą wartość indeksu AIC , informującego o dopasowaniu modelu uzyskano dla opóźnienia $\tau = 1$. Najniższe wartości pozostałych wskaźników (RMSE, MAE i MAPE) uzyskano przy braku opóźnienia ($\tau = 0$).

Niewystarczającą jakość dopasowania wyników obliczeń modelowych do wartości pomierzonych ilustruje rysunek 6. Przedstawiono na nim porównanie wyników obliczeń dla przesunięcia $\tau = 1$ dzień – dla którego indeks AIC był najmniejszy.



Rys. 6. Porównanie zmierzonych (linia czarna) oraz prognozowanych (linia czerwona) ilości ścieków oszacowanych za pomocą modelu (8) dla opóźnienia $\tau = 1$

Biorąc pod uwagę przedstawione rezultaty należy stwierdzić, że dopasowanie modelu (8), dla badanego opóźnienia dopływu ścieków w stosunku do wystąpienia opadu, wynoszącego $\tau = 0,1,2,3$ doby, do danych empirycznych jest niezadowalające. Stwierdzono jednak, że wielkości opadów istotnie wpływają na ilość ścieków dopływających do oczyszczalni ($p.val_{\beta_1} < 0.01$ oraz $p.val_{\beta_2} < 0.01$). Dodatkowo stwierdzono, że występuje istotna korelacja w szeregu reszt $\{\varepsilon_t\}_{\tau+1 \leq t \leq n}$ sugerująca istnienie innych czynników niż tylko opad, wpływających na ilość ścieków dopływających do oczyszczalni.

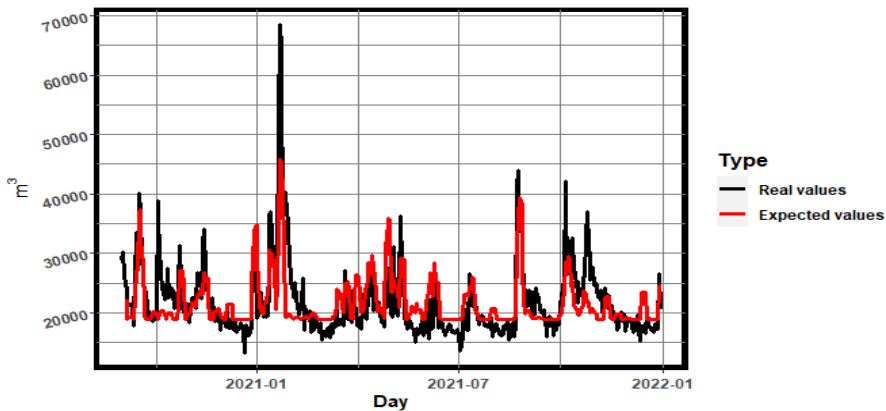
4.3. Wpływ kumulacji opadów na dopływ ścieków

W tabeli 3 zestawiono wartości estymatorów parametrów strukturalnych dla modeli (9), uwzględniających kumulację wysokości opadu z kolejnych $\tau=1,2,3,4$ dni. Dodatkowo podano odchylenie standardowe tych parametrów, wartość statystyki T oraz $p.value$ dla testu istotności parametrów strukturalnych, wartość $p.value$ dla testu Ljunga-Boxa. W tabeli tej zawarto także ocenę jakości dopasowania modelu do wartości danych empirycznych. Na rysunku 7 przedstawiono dodatkowo porównanie zmierzonej i obliczonej na bazie modelu ilości ścieków dopływających do oczyszczalni. Porównanie obejmuje model uwzględniający 4-dniową kumulację wysokości opadów, dla której indeks Akaike oraz wartości pozostałych wskaźników (RMSE, MAE i MAPE) były najniższe.

Tab. 3. Zestawienie obliczonych parametrów modelu (9) uwzględniającego kumulację wysokości opadu z kolejnych $\tau=1,2,3,4$ dni

Kumulacja wysokości opadu, dni	$\tau = 1$	$\tau = 2$	$\tau = 3$	$\tau = 4$
β_0	19895.624	19430.804	19063.048	18785.506
S_{β_0}	247.775	240.719	239.18	245.211
T_{β_0}	80.297	80.72	79.702	76.61
$p.val_{\beta_0}$	$3.79 \cdot 10^{-281}$	$8.62 \cdot 10^{-282}$	$6.00 \cdot 10^{-279}$	$6.12 \cdot 10^{-271}$
β_1	316.397	265.551	230.086	213.631
S_{β_1}	38.319	30.072	25.592	23.388
T_{β_1}	8.257	8.831	8.991	9.134
$p.val_{\beta_1}$	$1.448 \cdot 10^{-15}$	$1.950 \cdot 10^{-17}$	$5.686 \cdot 10^{-18}$	$1.858 \cdot 10^{-18}$
β_2	95.581	78.704	69.451	50.941
S_{β_2}	35.396	28.149	24.418	22.562
T_{β_2}	2.7	2.796	2.844	2.258
$p.val_{\beta_2}$	0.00717	0.0054	0.0047	0.0244
R^2	0.383	0.45	0.487	0.491
AIC	9630.556	9554.179	9501.515	9478.336
RMSE	4936.068	4656.063	4499.997	4483.608
MAE	3299.782	3232.249	3165.604	3115.744
MAPE	0.145	0.146	0.145	0.144
χ^2	1234.941	1258.127	1238.733	1123.676
$p.val_{\chi^2}$	0	0	0	0

Uwzględnienie w modelu regresji liniowej (9) skumulowanej wysokości opadu poprawiło nieco jakość dopasowania wyników obliczeniowych do wartości pomierzonych. Współczynnik determinacji wzrósł do maksymalnie 0,491. Spadła nieco wartość indeksu Akaike oraz pozostałych wskaźników (RMSE, MAE i MAPE). Podobnie jak w poprzednim przypadku stwierdzono istotność wpływu wysokości kumulacji opadów na ilość ścieków dopływających do oczyszczalni. Stwierdzono również występowanie istotnej korelacji w szeregu reszt $\{\varepsilon_t\}_{\tau+1 \leq t \leq n}$ sugerujące istnienie innych czynników niż tylko opad, wpływających na ilość ścieków dopływających do oczyszczalni. Nadal jednak trudno mówić o wystarczającej jakości dopasowania do celów predykcji ilości ścieków, wymaganą do sterowania pracą systemu kanalizacyjnego.



Rys. 7. Porównanie zmierzonych (linia czarna) oraz prognozowanych (linia czerwona) ilości ścieków oszacowanych za pomocą modelu (9) dla kumulacji obejmującej wysokość opadu z $\tau = 4$ dni

4.4. Model predykcji klasy ARIMA oraz ARIMAX

Wśród modeli klasy *ARIMA* (10) najlepsze dopasowanie do danych empirycznych otrzymano dla modelu *ARIMA* (1,0,1). W tabeli 4 przedstawiono wartości estymatorów, odchylenia standardowe tych parametrów oraz wartość statystyki T i $p.value$ pozwalające na określenie istotności parametrów w modelu.

Tab. 4. Parametry modelu (10) ARIMA (1,0,1)

	Estymator	Std. Error	T	<i>p.value</i>
α_1	0.8005	0.0324	24.7113	0
θ_1	0.1042	0.0541	1.9272	0.0545
\bar{y}	21773.4222	860.0352	25.3169	0

Wartość indeksu Akaike *AIC* dla modelu *ARIMA* (1,0,1) wynosi 9307.54. Jest ona znacząco niższa od uzyskanej za pomocą modeli (8) i (9).

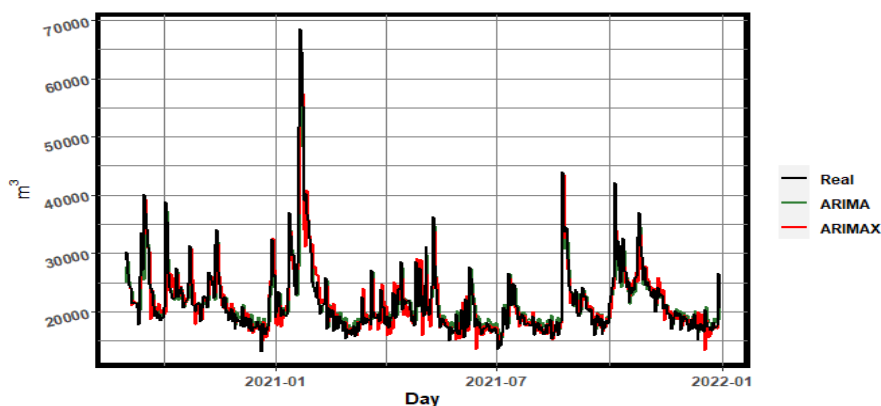
Natomiast wśród modeli klasy *ARIMAX* postaci (16) najlepsze dopasowanie do danych empirycznym otrzymano dla modelu *ARIMAX* (4,1,2). Tabela 5 przedstawia wartości estymatorów, odchylenia standardowe tych parametrów, wartość statystyki *T* oraz wartości *p.value* reprezentujące istotność parametrów w modelu.

Tab. 5: Parametry modelu (16) ARIMAX (4,1,2)

	Estymator	Std. Error	<i>T</i>	<i>p.value</i>
α_1	-0.4449	0.0920	-4.8368	$1.79 \cdot 10^{-6}$
α_2	0.2218	0.0903	2.4568	0.0144
α_3	-0.2659	0.0581	-4.5724	$6.16 \cdot 10^{-6}$
α_4	-0.2507	0.0517	-4.8531	$1.65 \cdot 10^{-6}$
θ_1	0.1969	0.0894	2.2026	0.0281
θ_2	-0.5750	0.0861	-6.6759	$6.89 \cdot 10^{-11}$
β_1	200.4697	20.7442	9.6639	0
β_2	33.5989	20.6309	1.6286	0.104

Wartość indeksu Akaike dla modelu *ARIMAX* (4,1,2) jest równa 9025.26. Wartość ta jest znacząco niższa nie tylko od uzyskanych za pomocą modeli regresyjnych (8) i (9), ale także za pomocą modelu *ARIMA* (1,0,1). Znacząco lepsze dopasowanie potwierdzają także wartości pozostałych wskaźników, przedstawione w tabeli 6.

Rysunek 8 przedstawia wykresy dobowych ilości ścieków prognozowanych za pomocą modeli *ARIMA* (1,0,1) oraz *ARIMAX* (4,1,2) oraz ilości zmierzonych na dopływie do oczyszczalni.



Rys. 8. Porównanie zmierzonych (linia czarna) oraz prognozowanych ilości ścieków oszacowanych za pomocą modeli $ARIMA(1,0,1)$ (10) (linia zielona) oraz $ARIMAX(4,1,2)$ (16) (linia czerwona)

Tab. 6. Wskaźniki porównania modeli $ARIMA(1,0,1)$ oraz $ARIMAX(4,1,2)$

	AIC	$RMSE$	MAE	$MAPE$
$ARIMA(1,0,1)$	9307.54	3464.612	2073.631	0.089
$ARIMAX(4,1,2)$	9025.26	2840.392	1826.517	0.080

Modele klasy $ARIMA$ i $ARIMAX$ pozwoliły na znacznie lepsze dopasowanie wartości prognozowanych do rzeczywistych od wcześniej prezentowanych modeli regresyjnych. Najlepsze dopasowanie uzyskano przy wykorzystaniu modelu klasy $ARIMAX(4,1,2)$. Model ten może być wykorzystany do prognozowania ilości ścieków pod kątem sterowania pracą oczyszczalni ścieków oraz przygotowania ekip eksploatacyjnych do spodziewanych wylewów ścieków z kanalizacji.

6. Podsumowanie i wnioski

Biorąc pod uwagę przeprowadzone badania należy zauważyć, że problem niekontrolowanego dopływu wód opadowych do kanalizacji sanitarnej jest istotny i może powodować przeciążenia hydrauliczne zarówno sieci, jak i oczyszczalni ścieków. Dopływ ten może być trudny do oszacowania, nawet w przypadku stacji meteorologicznych mierzących wysokość opadów oraz przepływomierzy zainstalowanych w sieci kanalizacyjnej. Niemniej jednak prawidłowe zarządzanie kanalizacją sanitarną i oczyszczalnią ścieków wymaga

znajomości objętości dopływających ścieków, co jest szczególnie ważne w sytuacjach, gdy ich przepustowość może zostać przekroczona. Przewidywana objętość dopływających ścieków stanowi podstawowy element takiego zarządzania. Wymaga to jednak opracowania i wdrożenia odpowiedniego modelu prognostycznego, kalibrowanego na podstawie danych historycznych. W pracy wykazano, że modele matematyczne oparte na regresji liniowej są niewystarczające do przewidywania objętości ścieków. Wynika to głównie z niekontrolowanego charakteru dopływu wód opadowych do kanalizacji sanitarnej. Wykorzystane w artykule modele ARIMA pozwalają na uwzględnienie tego dopływu nawet bez wszechstronnej znajomości stanu technicznego sieci i istnienia nielegalnych (niezidentyfikowanych) działań użytkowników. Pozwala to na osiągnięcie znacznie większej precyzji szacowania dopływu wód opadowych do kanalizacji. Modele te wymagają jednak przeprowadzenia odpowiednich badań optymalizacyjnych umożliwiających kalibrację parametrów funkcji modelowania. Spośród analizowanych modeli najlepsze dopasowanie dobowej objętości ścieków dopływających do oczyszczalni do dobowej głębokości opadów uzyskano dla modelu ARIMAX.

Literatura

Achleitner, S., Möderl, M., Rauch, W., 2007. City drain©—an open source approach for simulation of integrated urban drainage systems, *Environmental Modelling and Software*, 22 (8), 1184–1195.

Beeneken, T., Erbe, V., Messmer, A., Reder, C., Rohlfing, R., Scheer, M., Schuetze, M., Schumacher, B., Weilandt, M., Weyand, M., 2013. Real time control (RTC) of urban drainage systems-a discussion of the additional efforts compared to conventionally operated systems, *Urban Water Journal*, 10(5), 293–299.

Benchmarking 2019. *Wyniki przedsiębiorstw wodociągowo-kanalizacyjnych w Polsce za rok 2018*, Izba Gospodarcza Wodociągi Polskie, Bydgoszcz. <https://www.igwp.org.pl/index.php/nasza-aktywnosc/benchmarking>

Brown, R.G., 1956. *Exponential smoothing for predicting demand*, Little.

Brown, R.G., 2004. *Smoothing, forecasting and prediction of discrete time series*, Courier Corporation.

Capodaglio, AG., 1994. Evaluation of modeling techniques for wastewater treatment plant automation, *Water Science and Technology*, 30(2), 149–56.

- Carstensen, J., Nielsen, M.K., Strandbaek, H., 1998. Prediction of hydraulic load for urban storm control of a municipal WWT plant, *Water Science and Technology*, 37(12), 363–70.
- Chen, J., Ganigué, R., Liu, Y., Yuan, Z., 2014. Real-time multistep prediction of sewer flow for online chemical dosing control, *Journal of Environmental Engineering*, 140, 0401–4037.
- Darsono, S., Labadie, J.W., 2007. Neural-optimal control algorithm for real-time regulation of in-line storage in combined sewer systems, *Environmental Modelling and Software*. 22, 1349–1361.
- Dirckx, G., Schütze, M., Kroll, S., Thoeye, C., De Guelldre, G., Van De Steene, B., 2011. Rtc versus static solutions to mitigate csos impact. In: 12nd *International Conference on Urban Drainage*, Porto Alegre, Brazil.
- El-Din, A.G., Smith, D.W., 2002. A neural network model to predict the wastewater inflow incorporating rainfall events. *Water Resources*, 36(5), 1115–26. [https://doi.org/10.1016/S0043-1354\(01\)00287-1](https://doi.org/10.1016/S0043-1354(01)00287-1).
- Flaga, A., Bosak G., Pistol, A., Flaga, Ł., 2019. Wind tunnel model tests of snow precipitation and redistribution on rooftops, terraces and in the vicinity of high-rise buildings. *Archives of Civil and Mechanical Engineering*, 19/4, 1295–1303, <https://doi.org/10.1016/j.acme.2019.07.007>
- Fu, G., Butler, D., Khu, S.-T., 2008. Multiple objective optimal control of integrated urban wastewater systems, *Environmental Modelling and Software*, 23(2), 225–234.
- Garofalo, G., Giordano, A., Piro, P., Spezzano, G., Vinci, A., 2017. A distributed real-time approach for mitigating CSO and flooding in urban drainage systems, *Journal of Network and Computer Applications*, 78, 30–42.
- Hernes, R.R., Gragne, A.S., Abdalla, E.M.H., Braskerud, B.C., Alfredsen, K., Muthanna T.M., 2020. Assessing the effects of four SUDS scenarios on combined sewer overflows in Oslo, Norway: evaluating the low impact development module of the mike urban model. *Hydrology Research* (in press).
- Hyndman, R.J., Athanasopoulos, G., 2014. *Forecasting: Principles and practice*, OTexts,
- Jean, M.È., Duchesne, S., Pelletier, G., Pleau, M., 2018. Selection of rainfall information as input data for the design of combined sewer overflow solutions, *Journal of Hydrology*, 565, 559–569.

Karimi, H.S., Natarajan, B., Ramsey, Ch.L., Henson, J., Joshua, L., Tedder, J.L., Kemper, E., 2019. Comparison of learning-based wastewater flow prediction methodologies for smart sewer management, *Journal of Hydrology*, 577, 123977.

Komunikaty Rządowego Centrum Bezpieczeństwa, 2019. <https://rcb.gov.pl/>

Koronacki, J., Mielniczuk, J., 2009. *Statystyka dla studentów kierunków technicznych i przyrodniczych*, Wydawnictwa Naukowo-Techniczne.

Kosicka, E., Kozłowski, E., Mazurkiewicz, D., 2015. The use of stationary tests for analysis of monitored residual processes, *Eksploatacja i Niezawodność-Maintenance and Reliability*, 17, 604–609. <https://doi.org/10.17531/ein.2015.4.17>.

Kozłowski, E., 2015. *Analiza i identyfikacja szeregów czasowych*, Politechnika Lubelska.

Kozłowski, E., Kowalska, B., Kowalski, D., Mazurkiewicz, D., 2018. Water demand forecasting by trend and harmonic analysis, *Archives of Civil and Mechanical Engineering*, 18, 140–148, <https://doi.org/10.1016/j.acme.2017.05.006>.

Kuhn, M., Johnson, K., 2018. *Applied predictive modeling*, Springer New York.

Li, J., Sharma, K., Liu, Y., Jiang, G., Yuan, Z., 2019. Real-time prediction of rain-impacted sewage flow for on-line control of chemical dosing in sewers, *Water Resources*, 149, 311–321.

Liu, Y., Ganigué, R., Sharma, K., Yuan, Z., 2016. Event-driven model predictive control of sewage pumping stations for sulfide mitigation in sewer networks, *Water Resources*, 98, 376–383.

Piro, P., Carbone, M., 2014. A modelling approach to assessing variations of total suspended solids (tss) mass fluxes during storm events, *Hydrology Process*, 28 (4), 2419–2426.

Piro, P., Carbone, M., Garofalo, G., 2010. Distributed vs. concentrated storage options for controlling cso volumes and pollutant loads, *Water Practice and Technology*, 5(3).

Pleau, M., Colas, H., Lavallo, P., Pelletier, G., Bonin, R., 2005. Global optimal real-time control of the Quebec urban drainage system, *Environmental Modelling and Software*, 20, 401–413.

Rocznik Meteorologiczny 2019, IMGW, Warszawa, https://dane.imgw.pl/data/dane_pomiarowo_obserwacyjne/Roczniki/Rocznik%20meteorologiczny/Rocznik%20Meteorologiczny%202019.pdf

Rocznik statystyczny 2019. Infrastruktura komunalna. GUS, Warszawa, <https://stat.gov.pl/obszary-tematyczne/infrastruktura-komunalna-nieruchomosci/nieruchomosci-budynki-infrastruktura-komunalna/infrastruktura-komunalna-w-2019-roku,10,3.html>

Rossman, L.A., Supply, W., 2006. *Storm water management model, quality assurance report: dynamic wave flow routing*. US Environmental Protection Agency, Office of Research and Development, National Research Management Research Laboratory.

Schütze, M., Campisano, A., Colas, H., Schilling, W., Vanrolleghem, P.A., 2004. Real time control of urban wastewater systems: Where do we stand today? *Journal of Hydrology*, 299 (3), 335–348.

Shumway, R.H., Stoffer, D.S., 2017. *Time series analysis and its applications: With examples*, Springer.

Vezzaro, L., Grum, M., 2014. A generalised dynamic overflow risk assessment (DORA) for real time control of urban drainage systems, *Journal of Hydrology*, 515, 292–303.

Wayne, H.L.G., Woodward, A., Elliott, A.C., 2017. *Applied time series analysis with R*, Taylor & Francis Inc.

Wei, X., Kusiak, A., Sadat, H.R., 2012. Prediction of influent flow rate: data-mining approach, *Journal of Energy Engineering*, 139, 118–123.

Zhang, D., Hølland, E.S., Lindholm, G., Ratnaweera, H., 2017. Hydraulic modeling and deep learning based flow forecasting for optimizing inter catchment wastewater transfer, *Journal of Hydrology*, 567, 792–802.

Zhang, D., Lindholm, G., Ratnaweera, H., 2018a. Use long short-term memory to enhance internet of things for combined sewer overflow monitoring, *Journal of Hydrology*, 556, 409–418.

Zhang, D., Martinez, N., Lindholm, G., Ratnaweera, H., 2018b. Manage sewer in-line storage control using hydraulic model and recurrent neural network, *Water Resources Management*, 32, 2079–2098.

Modele matematyczne kanalizacji deszczowej i ogólnospławnej oraz analiza ich wrażliwości i niepewności estymowanych parametrów

Grzegorz Łagód¹, Bartosz Szela², Dariusz Majerek³, Zbigniew Suchorab¹

¹ *Katedra Zaopatrzenia w Wodę i Usuwania Ścieków, Wydział Inżynierii Środowiska, Politechnika Lubelska, Lublin*

² *Katedra Geotechniki, Geomatyki i Gospodarki Odpadami, Wydział Inżynierii Środowiska, Geomatyki i Energetyki, Politechnika Świętokrzyska, Kielce*

³ *Katedra Matematyki Stosowanej, Wydział Podstaw Techniki, Politechnika Lubelska, Lublin*

1. Wstęp

Postępująca urbanizacja powiązana ze wzrostem udziału terenów uszczelnionych w zlewniach miejskich, zmiany klimatyczne, oraz starzenie się materiałów z których wykonane są elementy sieci prowadzą do negatywnych zmian w funkcjonowaniu systemów kanalizacyjnych (Kirshen i in., 2014; Arfanuzzaman i Atiq Rahman, 2017; Özerol i in., 2020). Z jednej strony wymienione czynniki mają wpływ na funkcjonowanie przelewów burzowych i powiązane są zwykle z pogorszeniem się jakości wody w odbiornikach. Opisane zjawiska wynikają ze wzrostu objętości odpływu w krótkim okresie czasu oraz ilości zanieczyszczeń zmywanych ze zlewni i wymywania złogów osadów zdeponowanych w kanałach (Bressy i in., 2014; Soonthornnonda i Christensen, 2008; Łagód i in., 2010). Z drugiej strony wymienione wyżej czynniki wpływają również na wzrost częstości wylań ścieków deszczowych w zlewniach miejskich, zasięg wylania czy też grubość warstwy wylewającej się wody (Szela² i in., 2021). Wspomniane zjawiska prowadzą do utrudnień w prawidłowym funkcjonowaniu infrastruktury miejskiej (drogowej, sanitarnej, telekomunikacyjnej), a co za tym idzie strat ekonomicznych oraz pogorszenia standardów życia mieszkańców na terenach zurbanizowanych (Merz i in., 2010; Hettiarachchi i in., 2018). Aby minimalizować natężenie wspomnianych zjawisk i ograniczać zasięg wpływu zmian klimatu i nadmiernego uszczelnienia powierzchni terenów można starać się przewidywać niepożądane zjawiska i przeciwdziałać im poprzez przygotowywanie planów zrównoważonego rozwijania zielonej infrastruktury oraz odpowiednio dobranych i rozlokowanych zbiorników retencyjnych (Dietz, 2007; Willuweit i O'Sullivan, 2013; Paithankar

i Taji, 2020). Bardzo pomocne w takich pracach są modele matematyczne do prognozy ilości wód opadowych odprowadzanych ze zlewni, gdzie w ramach tego zagadnienia analizowane są objętości spływu, strumień ścieków deszczowych przemieszczający się w przewodach, napełnienie studzienek, udział studzienek przepełnionych, objętości wylania ścieków deszczowych na powierzchnię terenu (Akan i Houghtalen, 2003; Cristiano i in., 2017; Szeląg i in., 2021). W ramach zagadnień związanych z modelowaniem działania sieci kanalizacji deszczowych i ogólnospławnych analizowane są również procesy transportu, transformacji i biodegradacji zanieczyszczeń zachodzące w przewodach, zbiornikach retencyjnych oraz obiektach małej retencji i zielonej infrastruktury (Almeida i in., 1999; Łagód i in., 2010; Bressy i in., 2014, Abdollahian i in., 2018). Jednakże dla wiarygodnej analizy funkcjonowania sieci kanalizacyjnych oraz zlokalizowanych w jej obrębie obiektów niezbędna jest odpowiednia kalibracja i walidacja opracowanych modeli matematycznych, z którymi bezpośrednio powiązane są oceny wrażliwości modeli oraz niepewności estymowanych parametrów.

2. Modele i dane do symulacji działania systemów kanalizacyjnych

2.1. Ogólny podział modeli matematycznych systemów kanalizacyjnych

W zależności dostępności danych przestrzennych, danych opadowych oraz informacji na temat funkcjonowania sieci kanalizacyjnych i przeznaczenia można stosować zasadniczo dwa typy modeli: statystyczne i modele mechanistyczne. Modele statystyczne obecnie stanowią coraz szerzej rozwijaną grupę narzędzi do modelowania funkcjonowania zlewni miejskich i zlokalizowanych w nich obiektów (Fu i in., 2014; Jato-Espino i in., 2019; Szeląg i in., 2021). Modele statystyczne można podzielić na dwie grupy: modele do prognozy opadów deszczów i modele do symulacji działania wydzielonych w zlewniach obiektów (przelewy, zbiorniki itp.) w tym również do symulacji przepełnień kanałów i studzienek oraz wylań ścieków na powierzchnię terenu. Modele mechanistyczne zwane także modelami hydrodynamicznymi bazują na równaniach ciągłości strumienia i zachowania masy – de Saint Venanta (w postaci uproszczonej bądź szczegółowej) (Hodges 2019; Yu i in., 2020) na podstawie, których modelowany jest spływ powierzchniowy i przepływ ścieków deszczowych siecią kanalizacyjną w obrębie której uwzględniane są różne typy

obiektów: przewody, studzienki kanalizacyjne, komory, zbiorniki retencyjne itp. (Kowalska i in., 2013; Rossman, 2015; Zhang i Guo, 2015; Sañudo i in., 2020).

2.2. Modele statystyczne

W ostatnim czasie ma miejsce intensywny rozwój narzędzi obliczeniowych do analizy danych, co jest związane z usprawnieniem metod zbierania, gromadzenia, zapisywania i transferu dużych zbiorów danych zapisywanych z wysoką rozdzielczością (Hand i Hillyard, 2014; Mosavi i in., 2017, 2018; Yu i in., 2017; Mayer-Schönberger i in., 2017; Maskey, 2019; Klingler i in., 2021). Coraz bardziej popularne i często stosowane w praktyce inżynierskiej przy projektowaniu i eksploatacji systemów kanalizacyjnych stają się systemy informacji przestrzennej (Bellal i in., 1996; Fortin i in., 2001; Chormanski i in., 2008; Kwietniewski, 2008), w powiązaniu z którymi rozwijana jest gałąź badań naukowych określana mianem big data i data mining. W ramach tych badań tworzone są nowe metody obliczeniowe (modele statystyczne) pozwalające modelować procesy hydrologiczne w powiązaniu z funkcjonowaniem infrastruktury sanitarnej i drogowej wykorzystując zgromadzone dane pomiarowe (Chaibandit i Konyai, 2012; Fu i in., 2014; Jato-Espino i in., 2018, 2019; Li i Willems, 2019, 2020; Sit i in., 2020; Rahimi i in., 2021; Szelaąg i in., 2021). Kalibracja takich modeli polega na identyfikacji struktury modelu z wykorzystaniem danych pomiarowych na etapie uczenia. Kolejne etapy polegają na testowaniu i walidacji modelu przy wykorzystaniu niezależnych prób. Modele statystyczne stosowane są do modelowania spływu powierzchniowego, odpływu ze zlewni, działania obiektów zlokalizowanych na sieciach kanalizacyjnych (przelewy burzowe), wylania ścieków ze studzienek i identyfikacji wystąpienia takiego epizodu. Do modelowania spływu powierzchniowego wykorzystywane są różne narzędzia matematyczne, zaczynając od najprostszych typu regresja wieloraka (Seber i Lee, 2012; Weisberg, 2014), po bardziej złożone jak sieci neuronowe (Kwon, 2011; Rachidi i in., 2020; Vidyarthi i in., 2020.), modele autoregresyjne (Ji i in., 2015; Niedzielski i Miziński, 2017), a kończąc za zmodyfikowanych modelach bazujących na kombinacji takich metod (Taghizadeh, i in., 2021; Gomes i Blanco, 2021). Łączone mogą być np. metody wektorów nośnych i metody drzew wzmacnianych, sieci neuronowych i algorytmu genetycznego lub modelu klasyfikacyjnego (stosowany do wydzielenia podobnych grup w danych pomiarowych) i służących do prognozy wartości ciągłych. Modele statystyczne znajdują praktyczne zastosowanie w symulacji działania przelewów burzowych (Stein i in., 2020; Hammond i in., 2021) gdzie stosując narzędzia klasyfikacyjne możliwe jest opracowanie modelu do identyfikacji zrzutu przelewem burzowym

na podstawie danych opadowych. Do tego celu można zastosować metodę regresji logistycznej (Li i Willems, 2019; Szeląg i in., 2020). Zaletą wyznaczonego modelu jest fakt, że otrzymane równanie ma postać zależności, w której określone współczynniki mają fizykalną interpretację. W modelu regresji logistycznej można analizować wpływ charakterystyk opadowych deszczów na logarytm szansy pojawienia się analizowanego zdarzenia – zrzutu z przelewu burzowego w zdarzeniu opadowym. W modelach działania przelewu burzowego ujmowany może być fakt, że uszczelnienie zlewni zmienia się w czasie (Shuster i in., 2005; Szeląg i in., 2019, 2021). Z przeglądu literatury wynika, że analizowany może być również wpływ parametrów kalibrowanych modeli hydrodynamicznych na działanie przelewów burzowych (Thorndahl i Willems, 2008). Regresja logistyczna znajduje także zastosowanie do identyfikacji wylań ścieków z pojedynczych studzienek kanalizacyjnych sieci deszczowych lub ogólnospławnych (Jato-Espino i in., 2018; Li i Willems, 2020) jak i również do identyfikacji wylania ścieków w małej zlewni miejskiej, (Szeląg i in., 2020, 2021). Wykonane analizy wykazały, że modelowanie wylania z pojedynczej studzienki jest skomplikowanym zagadnieniem i w trakcie jego realizacji należy uwzględnić wiele czynników do których należy: częstość występowania opadu, retencja i przebieg sieci kanalizacyjnej, spadek dna przewodów, różnica rzędnych dna studzienki, napełnienie studzienki itp. Poza parametrami opisującymi sieć kanalizacyjną na wylanie ze studzienki ma także wpływ charakterystyka zlewni tj. uszczelnienie terenów, czas koncentracji terenowej, spadek terenu. Mając na uwadze problemy z pozyskiwaniem danych przestrzennych na temat zlewni, wiarygodnych danych o sieci kanalizacyjnej i jej przebiegu zaproponowano możliwość identyfikacji wylania ścieków w zlewni miejskiej na podstawie jej charakterystyk (uszczelnienie terenu, gęstość sieci kanalizacyjnej) i danych opadowych (wysokość i czas trwania opadu deszczu). Przyjęte rozwiązanie jest prostsze niż omówione wyżej z uwagi na to, że warunkuje zadowalającą zgodność wyników obliczeń z pomiarami wykorzystując jedynie dane, które można określić w dość prosty sposób bez potrzeby implementacji złożonych narzędzi obliczeniowych typu metoda FORM, którą Thorndahl wykorzystał do identyfikacji wylania ścieków z pojedynczej studzienki wykazując kluczowy wpływ współczynnika spływu, retencji terenu i współczynnika szorstkości kanałów na modelowane zjawisko. Thorndahl i Willems (2008) stosując metodę FORM wykazali, że zrzut ścieków deszczowych przelewem burzowym w zdarzeniu opadowym można modelować na podstawie wysokości i czasu trwania opadu deszczu. Z uwagi na złożony opis zjawisk przeciążenia w sieciach kanalizacyjnych, w czasie których ma miejsce interakcja między warunkami hydraulicznymi w przewodach a zmianą wysokości warstwy wody na powierzchni terenu i jej

zasięgu, celowe wydaje się zastosowanie do analizy ich przebiegu w czasie modeli statystycznych. W kontekście wspomnianych analiz należy przywołać pracę Siekmann i Pinnekamp (2011), którzy podali parametry do oceny działania sieci kanalizacyjnej (jednostkowe wylanie, udział przepełnionych studzienek) w aspekcie jej modernizacji. W takim ujęciu właściwe wydaje się wykorzystanie wyników tych badań i zdefiniowanych kryteriów do tworzenia modeli statystycznych umożliwiających szybką analizę wpływu danych opadowych, charakterystyk zlewni miejskich (wielkość powierzchni zlewni, uszczelnienie zlewni, spadek terenu, gęstość sieci kanalizacyjnej, retencja kanałów, różnica rzędnych kanałów itp.) z uwzględnieniem niepewności parametrów identyfikowanych w modelach hydrodynamicznych. Tak opracowane narzędzie matematyczne w aspekcie obecnej wiedzy z zakresu wylania ścieków w zlewniach, przepełniania studzienek itp. pozwoli w szybki sposób ustalić warunki działania sieci kanalizacyjnej dla dowolnych charakterystyk zlewni z uwzględnieniem niepewności parametrów modelu hydrodynamicznego. Tak zdefiniowane zadanie pozwoli na uszczegółowienie wiedzy z zakresu funkcjonowania sieci kanalizacji deszczowej lub ogólnospławnej działającej w warunkach przeciążania hydraulicznego (Thorndahl, 2009; Sordo-Ward i in., 2016). Jednakże ze względu na zróżnicowany przebieg kanałów w obszarze zlewni, oraz zróżnicowany rozkład terenów uszczelnionych w skali przestrzennej problem wydaje się bardzo złożony, co wymaga dalszych badań i analiz, bowiem w dalszym ciągu wiedza z tego zakresu jest stosunkowo ograniczona. Wynika to między innymi z faktu, że na etapie tworzenia modeli statystycznych, mechanistycznych oraz ich analizy wrażliwości, nawet tak zaawansowanymi metodami jak wariacyjne podejście, wprowadzany jest szereg uproszczeń, który ma wpływ na interpretację wyników symulacji.

Na etapie modelowania działania sieci kanalizacyjnej czy też obiektu na niej zlokalizowanego istotne znaczenie odgrywa określenie warunków ich działania w ujęciu wytycznych i aktów prawnych (DWA-A 118E; PN-EN 752). W związku z powyższym duży wpływ ma dynamika opadów deszczu. Na etapie wykonywania symulacji istotne znacznie ma fakt czy dostępne są dane na temat opadu w obrębie analizowanych zlewni. W przypadku ich braku do modelowania całej sieci kanalizacyjnej lub też działania obiektów na niej zlokalizowanych np. liczby wylań ścieków deszczowych stosuje się tzw. krzywe IDF. Krzywe te opisują zależność między maksymalnym natężeniem opadu deszczu a czasem jego trwania i częstością występowania opadu deszczu. Rozwiązanie takie znajduje powszechnie zastosowanie i jest podstawą wymiarowania np. zbiorników retencyjnych jak również może stanowić podstawę oceny działania całego systemu kanalizacyjnego (Kotowski i in., 2014; Szelağ i in., 2019). W sytuacji gdy dostępne są dane opadowe o wysokiej

rozdzielczości pomiarowej istnieje możliwość opracowania modelu opadów deszczu. W zależności od długości okresu pomiarowego do analiz mogą być wykorzystane rozwiązania bazujące na aparacie matematycznym z zakresu geometrii fraktalnej i skalowania wielowymiarowego (Aron i in., 1991; Jeffers i in., 2018). Wyniki symulacji stanowią tzw. syntetyczne szeregi opadowe deszczów, które mogą stanowić dane wejściowe do modelu opisującego działanie sieci kanalizacyjnej czy też obiektu bądź obiektów na niej zlokalizowanych. Do opracowania prognozy syntetycznych szeregów opadów deszczów zastosowanie znajdują także wielowymiarowe rozkłady gęstości prawdopodobieństwa, w których rozkłady brzegowe są łączone za pomocą tzw. funkcji kopułowych. Rozwiązanie to było wielokrotnie wykorzystywane przy budowie modeli do symulacji działania sieci kanalizacyjnych w długim okresie czasu (wieloletnich) i obiektów w niej zlokalizowanych (Vandenberghie i in., 2010; Fu i Butler, 2014; Vernieuwe i in., 2015; Szeląg i in., 2020, 2021). Poza wymienionymi wyżej rozwiązaniami zastosowanie znajdują także odpowiednio zmodyfikowane generatory liczb losowych (Monte Carlo). Modyfikacje pozwalają na opracowanie narzędzi symulacyjnych, które na etapie modelowania syntetycznych szeregów opadów deszczu uwzględniają wartości wysokości opadu, czasu jego trwania i ich rozkład czasowy. Opracowane rozwiązania generatorów pozwalają uwzględnić skorelowanie charakterystyk ujętych przy modelowaniu. Z przeglądu danych literaturowych (Dotto i in., 2012) wynika, że do modelowania syntetycznych szeregów opadów deszczów znajduje również metoda Monte Carlo z modyfikacją Imana – Conovera uwzględniająca skorelowanie analizowanych danych. W porównaniu do przytoczonych wyżej metod implementacja metody Imana – Conovera jest stosunkowo prosta, bowiem do tego celu opracowane zostały już odpowiednie moduły obliczeniowe w dostępnych pakietach statystycznych (R, STATISTICA, SPSS). Tym samym podejście to jest także dostępne dla szerokiego grona użytkowników, co czyni jest użytecznym nawet dla osób nie będących specjalistami z zakresu budowy i modyfikacji modeli statystycznych.

2.3. Modele mechanistyczne

Na etapie analizy działania sieci kanalizacyjnych szerokie zastosowanie znajdują modele mechanistyczne (Kowalska i in., 2013; Rossman, 2015; Hodges, 2019). Modele te jak do tej pory są często wykorzystywane jako narzędzia referencyjne służące do walidacji i weryfikacji modeli statystycznych (Szeląg i in., 2021). Niemniej jednak, aby wykonać model mechanistyczny zachodzi potrzeba zgromadzenia danych przestrzennych o zagospodarowaniu terenu oraz sieci kanalizacyjnej (trasa kanałów, długości przewodów, średnice

i rzędne dana kanałów, itp.) jak również niezbędne są wyniki pomiarów o wysokiej rozdzielczości dotyczące opadów deszczów, przepływów, napełnienia kanałów i studzienek, prędkości przepływu itp. Dane te są potrzebne do kalibracji modelu hydrodynamicznego (Siekmann i Pinnekamp, 2011; Kotowski i in., 2014). Kalibracji z jednej strony podlegają parametry hydrauliczne opisujące kanały deszczowe, studzienki kanalizacyjne jak i również zlewnie – powierzchnia, uszczelnienie, retencja, współczynnik szorstkości, infiltracja (Kowalska i in., 2013; Widomski i in., 2013; Nowakowska i in., 2017, Yang i in., 2020). Z uwagi na silną interakcję między wspomnianymi parametrami mogą występować problemy z ich identyfikacją w obrębie modelu. Aby te problemy wyeliminować, do identyfikacji parametrów w modelach hydrodynamicznych można zastosować metody optymalizacji na przykład takie jak algorytm genetyczny, mrówkowy, jaja kukułczego, roju pszczoł (Wang, 1991; Fang i Ball, 2007). W podejściu takim zakłada się, że poszukiwany jest jeden zdeterminowany zbiór parametrów, który pozwala na uzyskanie najlepszego dopasowania wyników symulacji otrzymanych za pomocą modelu do wartości pomierzonych (Szeląg i in., 2016). Zastosowanie ujęcia probabilistycznego wynika ze spostrzeżenia, że w przypadku modeli o znacznej liczbie parametrów, przeprowadzenie rozwiązania odwrotnego, mającego na celu wyznaczanie wartości parametrów na podstawie danych pomiarowych, może prowadzić do wielu równoznacznych rozwiązań. Istnienie różnych kombinacji parametrów, które pozwalają na uzyskanie zadowalającego odwzorowania dynamiki analizowanego procesu przez model, wynika najczęściej z braku dostatecznych danych potrzebnych do ich jednoznacznego określenia (Kiczko i in., 2018). Jednym z możliwych rozwiązań tego typu problemu jest przyjęcie probabilistycznej postaci zadania identyfikacji parametrów. W takim przypadku odrzuca się istnienie jednej optymalnej kombinacji wartości analizowanych parametrów na rzecz ich rozkładu losowego rozkładu, którego właściwości są określane w procesie identyfikacji. Wspomniana identyfikacja może być prowadzona za pomocą metody GLUE (ang. *generalized likelihood uncertainty estimation*) (Beven, 1998). Probabilistyczny opis przestrzeni parametrów w metodzie GLUE służy również do opisu niepewności samego modelu, gdzie zmienność parametrów jest utożsamiana nie tylko z niewystarczającą liczbą danych, lecz również niedoskonałością odwzorowania rzeczywistego procesu (niedokładność danych, nieadekwatność opisu matematycznego, wprowadzone uproszczenia) (Beven, 2001). W większości prac związanych z kanalizacją deszczową i ogólnospławną (Sun i in., 2013; Song i in., 2015; Fraga i in., 2016) wyniki analizy niepewności metodą GLUE sprowadzają się do wyznaczenia przedziałów ufności i określenia kombinacji kalibrowanych parametrów, dla których uzyskuje się wysokie

dopasowanie wyników obliczeń do pomiarów. Z uwagi na dużą liczbę parametrów objętych kalibracją w wielu przypadkach analiza niepewności jest rozszerzana o analizę wrażliwości (Dotto i in., 2011; Knighton i in., 2016; Szeląg i in., 2016). Ma ona bardzo istotne znaczenie z punktu widzenia budowy i kalibracji modelu, gdyż przy jej pomocy można zidentyfikować zmienne mające pomijalny wpływ na wyniki symulacji. W takich przypadkach wartości analizowanych zmiennych można przyjąć zgodnie z literaturą przedmiotu i wyeliminować je z analizy niepewności. Jest to ważne z punktu widzenia nakładów obliczeniowych i czasu trwania symulacji komputerowych, jak również pozwala oszczędzić często znaczne środki finansowe poprzez rezygnację z pozyskania danych (np. prowadzenia pomiarów terenowych) które wprowadzone do modelu miałyby tylko nieznaczny wpływ na jakość wyników symulacji. Z przeglądu literatury (Razavi i Gupta, 2015) wynika, że do analizy niepewności stosowane są metody lokalne i globalne. Metody lokalne bazują na definicji pochodnej w punkcie, i jak sama nazwa wskazuje mają charakter lokalny w związku z czym pomijają zależności z pozostałymi parametrami w modelach. W metodach tych obliczany jest współczynnik wrażliwości, na podstawie którego oceniany jest wpływ analizowanej zmiennej niezależnej na wynik symulacji. Z uwagi na prostą implementację metody lokalne analizy wrażliwości znajdują zastosowanie na etapie tworzenia modeli hydrodynamicznych, niemniej jednak nie zawsze uzyskane za ich pomocą wyniki są wiarygodne. Powyższych wad pozbawione są metody globalnej analizy wrażliwości a w szczególności metody wariancyjne (Song i in., 2015). Mimo licznych zalet metod GSA w stosowanych procedurach kalibracji zlewni miejskich kanalizacji deszczowej i ogólnospławnej pomijany jest wpływ genezy opadu deszczu. Brakuje opracowań, w których dyskutowany jest dobór wyników pomiarów hydrogramu odpływu ze zlewni z uwzględnieniem rozkład natężenia opadu deszczu wykorzystywanych do celów kalibracji modelu. Obecnie do kalibracji i walidacji modeli nie ma podstaw teoretycznych doboru hydrogramów do odpowiednich etapów. Jest to bardzo istotny aspekt, bowiem warunkuje on przebieg procedury identyfikacji parametrów modelu zlewni. W rezultacie może to prowadzić do problemów na etapie kalibracji modelu zlewni nie tylko do modelowania hydrogramu, ale także wylania ścieków deszczowych, przepełnienia studzienek kanalizacyjnych itp. Braki w rozważaniach teoretycznych oraz metodologii mają miejsce w odniesieniu do symulacji ilości transportowanych ścieków deszczowych, przy czym podobne problemy występują w przypadku modeli do prognozy jakości ścieków.

2.4. Modelowanie retencji ścieków

Ważnym aspektem wymiarowania, modelowania i tworzenia wytycznych do prawidłowej eksploatacji wielu obiektów zlokalizowanych w obrębie systemów kanalizacyjnych jest zarówno ilość ścieków deszczowych jak i ich jakość (McEnroe, 1992; Stovin i Saul, 2000; Guo, 2004; Paik, 2008;). Aspekt ten rozwijali w swoich pracach również Szelaąg i współautorzy (2016, 2019, 2021), odnosząc się przede wszystkim do wylania ścieków na powierzchnię terenu ze studzienek kanalizacyjnych oraz aspektów projektowania i modelowania zbiorników retencyjnych. Zbiorniki retencyjne są z punktu widzenia tematyki niniejszej pracy ważnymi obiektami funkcjonującymi w obrębie miejskich sieci kanalizacyjnych (Akan i Houghtalen, 2003; De Paola i Ranucci, 2012; De Paola i De Martino, 2013; Szelaąg i in., 2019). Możliwy do doboru zróżnicowany kształt komory retencyjnej pozwala na zastosowanie odpowiedniej konfiguracji urządzeń wylotowych, co z kolei umożliwia uzyskanie zadanego natężenia wypływu ze zbiornika (Mrowiec, 2009; Starzec i in., 2018). Do tej pory taki efekt osiągnęto głównie w zbiornikach wielokomorowych o prostokątnym przekroju komory retencyjnej. Ciekawą alternatywą dla zbiorników prostokątnych są zbiorniki rurowe (Szelaąg i in., 2021). Mimo zbliżonej sprawności hydraulicznej posadowienie i wykonanie zbiornika rurowego jest jednak znacznie łatwiejsze niż w przypadku klasycznego zbiornika prostokątnego, ponieważ można go łatwiej zlokalizować w terenie, gdyż jego ingerencja w istniejącą sieć infrastruktury podziemnej jest mniejsza. Stosowane obecnie metody wymiarowania zbiorników retencyjnych w dużej mierze opierają się na modelowaniu hydrodynamicznym. Jednak ze względu na złożoność modelowanych zjawisk mogą wystąpić problemy z ciągłością algorytmu obliczeniowego. Przykłady zastosowania modeli hydrodynamicznych do wymiarowania zbiorników rurowych przedstawili wcześniej w swoich pracach Kisiel i współautorzy (2008) i Mrowiec (2002, 2009). Również metody graficzne związane z numerycznym rozwiązywaniem równań różniczkowych są dość popularne, ponieważ pozwalają na stosunkowo szybkie obliczenie objętości zbiornika, a jednocześnie są dość precyzyjne. Opracowane zostały metody, w których hydrogram odpływu ze zbiornika schematycznie przedstawiano w kształcie trójkąta, prostokąta lub trapezu (Guo, 1999; Hong i in., 2006). Z kolei uproszczony model z metodą graficzną – analityczną zaproponowali Szelaąg i Kiczko (2014). Wspomniani autorzy bazując na wynikach analizy niepewności dla zlewni miejskiej w Kielcach wykonali również obliczenia rurowego zbiornika retencyjnego wykazując, że współczynnik szorstkości Manninga kanałów ma wpływ na długość projektowanej komory akumulacyjnej (Szelaąg i in., 2016). Wykonane obliczenia wykazały duży rozrzut wyników

obliczeń pojemności zbiornika rurowego, co potwierdziły różnice wartości percentyli 0.05 i 0.95. Ponadto w swoich kolejnych pracach (Szeląg i in., 2019) zajęli się problemem identyfikacji czasu trwania opadu deszczu odpowiedniego do wymiarowania zbiornika przelewowego. Obliczenia te zostały przeprowadzone przy założeniu, że dane opadowe do określenia pojemności zbiornika były ustalone na podstawie krzywych IDF ze wzoru Bogdanowicz – Stachy dla Kielc. Wykonane analizy wykazały duży wpływ niepewności identyfikowanych parametrów w modelu hydrodynamicznym, na czas trwania deszczu do wymiarowania zbiornika retencyjnego, przy czym wartości maksymalne czasu trwania w wyznaczonym przedziale ufności są większe od wartości mediany uzyskanej z za pomocą analizy GLUE. Otrzymane rezultaty symulacji pojemności wspomnianego zbiornika odniesionej do jednostkowej powierzchni uszczelnionej wykazały rozrzut wyników obliczeń dla zadanych wartości czasu trwania opadu deszczu na poziomie 40%. W kolejnej swojej pracy zespół zajmował się graficzno-analityczną metodą projektowania zbiorników rurowych, zintegrowaną z kompleksową analizą wrażliwości (Szeląg i in., 2021). Tego typu metoda wymiarowania może być stosowana jako narzędzie uzupełniające i wspierające w połączeniu z obecnie stosowanymi modelami hydrodynamicznymi. Ocena wpływu parametrów dopływu i charakterystyki rozwiązania odpływowego na projektowaną objętość zbiornika jest istotna z punktu widzenia doboru parametrów wejściowych do wymiarowania, w celu spełnienia wymaganych kryteriów funkcjonowania przelewu (np. występowanie i okresowość przepełnień, liczba przepełnień burzowych w ciągu roku oraz czas napełnienia). Zastosowanie metody sztucznej inteligencji pozwoliło na zbadanie wpływu oddziaływań między parametrami hydrograficznymi a charakterystykami urządzeń wylotowych na wyniki obliczeń objętości, a tym samym pozwoliło zaproponować metodologię ograniczania tych oddziaływań. W swojej pracy autorzy wykazali, że wykorzystując metodę graficzno-analityczną możliwe jest wstępne zdefiniowanie długości komory zbiornika oraz zaprojektowanie urządzeń przelewowych. Dodatkowa implementacja metod data-mining pozwoliła na uszczegółowienie wyników symulacji tak, aby były one zgodne z wynikami obliczeń długości komory otrzymanymi za pomocą równań różniczkowych modelu hydrodynamicznego (SWMM). Przeprowadzone analizy wykazały również, że współczynnik redukcji przepływu był ważnym czynnikiem wpływającym na błędy predykcji związane z długością komory retencyjnej. Wykazano, że błąd wzrastał wraz z wartością tego współczynnika. Zmniejszenie błędu przewidywania długości zbiornika jest istotne z punktu widzenia optymalizacji rozwiązań stosowanych w kanalizacji deszczowej i kontroli spływu, a także tworzenia systemów hybrydowych składających się z retencji kanałowej i zbiorników. Ma to istotne

znaczenie z punktu widzenia podejmowania decyzji o modernizacji, przebudowie lub przyjmowaniu wariantów projektowanej kanalizacji deszczowej.

2.5. Modelowanie wylania ścieków

Z aspektami modelowania ilości ścieków w kanalizacji deszczowej i ogólnospławnej ściśle związane są zagadnienia ich wylania na powierzchnię terenu i udziału przepełnionych studzienek w kanalizacji (Jato-Espino i in., 2018, 2019; Li i Willems, 2020) a także wpływu niepewności modelu hydrodynamicznego na wyniki jednostkowego wylania. Na podstawie tego typu badań stwierdzono między innymi, że na jednostkową objętość wylania ścieków deszczowych na powierzchnię terenu największy wpływ ma współczynnik szorstkości kanałów Manninga (n_n), zaś mniejszy wpływ na takie wylanie mają charakterystyki fizyczno–geograficzne zlewni (Szeląg i in., 2021). Potwierdzają to opisane w pracy zależności między jednostkowym wylaniem a dokładnością identyfikacji wartości współczynnika uszczelnienia teren, współczynnika szorstkości Manninga terenów uszczelnionych i retencji terenów uszczelnionych. Stwierdzono przy tym, że wzrost wartości n_{imp} , d_{imp} skutkuje spadkiem jednostkowej objętości wylania. W odniesieniu do współczynnika korygującego szerokość drogi spływu i współczynnika szorstkości Manninga terenów uszczelnionych stwierdzono, że ich wzrost prowadzi do zwiększenia wartości jednostkowych wylań. Zidentyfikowano również parametry modelu hydrodynamicznego istotne z punktu widzenia jego kalibracji w aspekcie modelowania jednostkowego wylania i przepełnienia studzienek. Jest to istotny aspekt dla doboru rozwiązań z zakresu zrównoważonego rozwoju zlewni. Dzieje się tak, gdyż z punktu widzenia zarządzania zlewnią ważne jest, aby otrzymane wyniki charakteryzowały jak najmniejszą niepewnością. Tylko wtedy uzyskane wyniki symulacji będą wiarygodne, co pozwoli na właściwy dobór i optymalizację rozwiązań pozwalających na poprawę warunków działania sieci kanalizacji deszczowej lub ogólnospławnej. W takiej sytuacji przyjęte rozwiązania pozwolą na uzyskanie założonego efektu hydraulicznego, ekologicznego, społecznego i poprawę warunków życia mieszkańców na terenach zurbanizowanych (Chen i in., 2013). Działania takie są bezpośrednio związane z bardzo popularną obecnie tematyką badań naukowych, prac rozwojowych oraz wdrożeniowych określanych często jako LID (Low Impact Development), rozumianych jako techniki planowania urbanistycznego wspierające zrównoważony rozwój obszarów zurbanizowanych (Cheng i in., 2001; Dietz, 2007; Ahiablame i in., 2012; Khan i in., 2013; Kaykhosravi i in., 2018). Głównym celem takich działań planistycznych jest zarządzanie

powodziami miejskimi poprzez kontrolę odpływu wód opadowych i osłabienie przepływów szczytowych (Elliott i Trowsdale, 2007; Fletcher i in., 2015; Ishaq i in., 2019). LID pozwala wpływać na ryzyko wylania ścieków deszczowych na powierzchnię zlewni miejskiej z wykorzystaniem kilku niestrukturalnych i konstrukcyjnych rozwiązań. Mogą to być rozwiązania zwiększające przepuszczalność powierzchni zlewni poprzez zastosowanie odpowiednich, wspierających infiltrację materiałów budowlanych, np. przepuszczalnych powierzchni ciągów komunikacyjnych (m. in. Zavrl i Zeren, 2010; Saadeh i in., 2019; Sartipi i Sartipi, 2019), zastosowanie zielonej infrastruktury (zielone ściany i dachy) zdolności retencyjnych materiałów porowatych (wypełnienia zielonych dachów, chodników) (Gaffin i in., 2009; Abdollahian i in., 2018), zbiorników bioretencyjnych lub retencji w kanalizacji deszczowej (m.in. Khan i in., 2013; Capotorti i in., 2019; Starzec i Dziopak, 2020). Zielona infrastruktura jest w stanie znacząco zmniejszyć wielkość spływu powierzchniowego, bo aż od 50% do 100%, w zależności od charakterystyki zlewni i opadu lokalnego (Bressy i in., 2014; Demuzere i in., 2014). Wspomniane metody gospodarowania wodami opadowymi skutkują również poprawą jakości wody dzięki wykorzystaniu biogenów przez rośliny oraz adsorpcji zanieczyszczeń na powierzchni cząstek fazy stałej ośrodka porowatego (Bressy i in., 2014; Demuzere i in., 2014; Abdollahian i in., 2018). Zmniejszenie ilości Pog i Zog przez zieloną infrastrukturę odnotowano w przedziale od 65% do nawet 100% (Demuzere i in., 2014). Podsumowując można stwierdzić że zastosowanie odpowiednio dobranych rozwiązań z grupy LID oprócz minimalizowania skutków powodzi miejskich przynosi również korzyści środowiskowe, w tym przede wszystkim poprawę jakości wód powierzchniowych i gruntowych oraz poprawę zaburzonego bilansu wodnego zlewni zurbanizowanej, jak również zmniejszenie zanieczyszczenia powietrza a także wzrost bioróżnorodności (Nordbo i in., 2012; Morakinyo i in., 2016). Wszystkie wspomniane aspekty działania LID przekładają się na wymierne korzyści społeczne i ekonomiczne opisanych rozwiązań (Kevern, 2011; Winz i in., 2011; Huong i Pathirana, 2013; Russo i in., 2017). W odniesieniu do większości rozwiązań inżynierskich wchodzących w zakres działań LID budowane są eksploatowane modele numeryczne symulujące ich funkcjonowanie. Są to zarówno modele mechaniczne jak i statystyczne (Elliott i Trowsdale, 2007; Kaykhosravi i in., 2018; Zhu i in., 2019; Szląg i in., 2021).

2.6. Modelowanie zmian jakości ścieków

Zagadnienia związane z analizą i modelowaniem zmian jakości ścieków deszczowych zachodzących w systemach kanalizacyjnych miały swój początek

w połowie ubiegłego wieku w powiązaniu oddziaływaniem przelewów burzowych sieci ogólnospławnych na wody odbiornika. Jest to problem znaczący ze względu na fakt, że ładunek ChZT zrzucający w skali roku przez przelewy burzowe jest zbliżony do ładunku, odprowadzanego w takim samym czasie do odbiorników z oczyszczonymi ściekami z oczyszczalni ścieków (Dąbrowski, 2004). Wspomniane prace prowadzone były głównie w krajach Europy Zachodniej i Ameryki Północnej, w których istnieje dość duży odsetek kanalizacji ogólnospławnych (w niektórych krajach nawet powyżej 90%). W Polsce problemy związane z oddziaływaniem przelewów burzowych kanalizacji ogólnospławnej na wody odbiornika występują na mniejszą skalę, gdyż większość miejskich sieci kanalizacyjnych w naszym kraju jest rozdzielcza (około 70%) przy czym ich udział stopniowo wzrasta. Powodem tej sytuacji jest to, iż w większości sieci te powstały w przeciągu ostatnich kilkunastu lub kilkudziesięciu lat, gdy coraz częściej rezygnowano z budowy sieci ogólnospławnych. Jednak nawet w takiej sytuacji ważnym i ciekawym z naukowego punktu widzenia są zagadnienia związane z modelowaniem zmienności wskaźników jakości ścieków w kanalizacji deszczowej i ogólnospławnej powodowanych procesami transformacji i biodegradacji zanieczyszczeń (Almeida i in., 1999; Huisman, 2001; Łagód i in., 2009, 2010) oraz ładunku zanieczyszczeń deponowanych w osadnikach, czy odprowadzanych do odbiorników w postaci wypłukiwanych złogów osadów deponowanych w czasie pogody bezdeszczowej lub opadów deszczu o niewielkim natężeniu (Hvitved-Jacobsen, 2002; Dufresne, 2009; Chen i in., 2013). Modelowanie jakości ścieków deszczowych i ogólnospławnych powiązane jest również z analizą działania zbiorników retencyjnych oraz oczyszczalni ścieków deszczowych (Stovin i Saul, 2000; Zhang i in., 2018; Mehmood i in., 2021; Kang i in., 2021; Yazdi i in., 2021;) oraz obiektów małej retencji i zielonej infrastruktury (Bressy i in., 2014; Abdollahian i in., 2018; Paithankar i in., 2020). Przy analizie wspomnianych procesów wykorzystywane są zarówno modele statystyczne jak i mechanistyczne.

3. Podsumowanie

Przytoczone rozważania skupiały się głównie na metodach umożliwiających identyfikację paramentów funkcjonowania sieci kanalizacji deszczowej i ogólnospławnej oraz ich modelowania. Uzyskane z ich pomocą wyniki obliczeń można wykorzystać w wypadku gdy zachodzi potrzeba podejmowania odpowiednich decyzji o modernizacji lub przebudowie sieci kanalizacyjnych. Decyzje takie z jednej strony wynikają z dotychczasowego działania sieci kanalizacyjnej i obiektów na niej zlokalizowanych w ujęciu przestrzennym, jak

również po wdrożeniu zaplanowanych zmian warunkują ich późniejsze warunki pracy. Zmienność w układzie przestrzennym sieci kanalizacyjnych ma wpływ na ostateczny dobór rozwiązania z zakresu zrównoważonego rozwoju zlewni, co z kolei przekłada się na warunki hydrauliczne panujące w przewodach kanalizacyjnych. Z danych literaturowych (Kirshen i in., 2014) wynika, że w zależności od warunków działania sieci kanalizacyjnej można podejmować różnorakie decyzje z zakresu modernizacji. W zasadzie można wyróżnić dwa podejścia, pierwsze z nich bazuje na implementacji w ujęciu przestrzennym w zlewni rozwiązań z zakresu LID pozwalających na redukcję ilości ścieków odpływających ze zlewni, co przekłada się na odciążenie układu rurociągów. Drugie rozwiązanie obejmuje dwa przypadki. W pierwszym z nich poszukuje się optymalnych konstrukcji zbiorników retencyjnych zlokalizowanych w obrębie sieci kanalizacyjnych, co umożliwi uzyskanie założonych efektów hydraulicznych (mają na celu zredukowanie przeciążenia przewodów). Z uwagi na szereg możliwych rozwiązań konstrukcyjnych zbiorników istnieje możliwość ich lokalizacji w pobliżu pasa drogowego, lub wymianę istniejących rurociągów na nowe, ale o większej średnicy (Mrowiec, 2009). W tym ujęciu problemu kluczowe znaczenie mają dwa aspekty tj. lokalizacja zbiorników i optymalizacja dobru rozwiązań konstrukcyjnych. W drugim przypadku podobnie jak w pierwszym projektowane są także zbiorniki, ale odpływ z nich jest regulowany w układzie dynamicznym na podstawie danych o przepływach w sieci kanalizacyjnej. Rozwiązanie to pozwala na kontrolę działania sieci kanalizacyjnych także w czasie rzeczywistym (tzw. RTC) przy czym dużą rolę w takim układzie odgrywa gromadzenie danych opadowych na bieżąco, czy też nawet ich modelowanie z odpowiednim wyprzedzeniem czasowym (prognozowanie). Jest to dość ważne, gdyż daje możliwość odpowiedniego doboru ustawień na odpływie ze zbiornika jeszcze przed wystąpieniem zdarzenia opadowego. Działanie takie może odgrywać znaczącą rolę na etapie kontroli działania układów hydraulicznych w rozległych aglomeracjach miejskich, czego przykładem jest chociażby zabezpieczanie odpowiednich objętości retencyjnej sieci – komór, przepompowni, zbiorników poprzez wykonane z wyprzedzeniem ich opróżnienie.

Literatura

Abdollahian, S., Kazemi, H., Rockaway, T., Gullapalli, V. 2018. Stormwater quality benefits of permeable pavement systems with deep aggregate layers. *Environ.*, 5(6), 1–16, doi:10.3390/environments5060068.

- Ahiablame, L.M.; Engel, B.A.; Chaubey, I. 2012. Effectiveness of low impact development practices: literature review and suggestions for future research. *Water, Air, Soil Pollut.* 223, 4253–4273, doi:10.1007/s11270-012-1189-2.
- Akan, A.O., Houghtalen, R.J. 2003. Urban hydrology, hydraulics, and stormwater quality: engineering applications and computer modeling. Hoboken: J. Wiley & Sons, ISBN 0471431583
- Almeida, M.C., Butler D., Davies J.W. 1999. Modelling in-sewer changes in wastewater quality under aerobic conditions. *Water Sci. Technol.* 39(9), 63–71
- Arfanuzzaman, M., Atiq Rahman, A. 2017. Sustainable water demand management in the face of rapid urbanization and ground water depletion for social–ecological resilience building. *Glob. Ecol. Conserv.* 10, 9–22, doi:10.1016/j.gecco.2017.01.005.
- Aron, G., Ball, J.E., Smith, T.A. 1991. Fractal concept used in time-of-concentration estimates. *J. Irrig. Drain. Eng.*, 117, 635–641, doi:10.1061/(ASCE)0733-9437(1991)117:5(635).
- Bellal, M., Sillen. X., Zech. Y. 1996. Coupling GIS with a distributed hydrological model for studying the effect of various urban planning options on rainfall-runoff relationship in urbanized watersheds. *IAHS-AISH Publ.*, (235): 99–106.
- Beven, K. 1998. GLUE for Windows user manual.
- Beven, K. 2001. How far can we go in distributed hydrological modelling? *Hydrol. Earth Syst Sci.*, 5(1), 1–12, doi:10.5194/hess-5-1-2001.
- Bressy, A., Gromaire, M.-C., Lorgeoux, C., Saad, M., Leroy, F., Chebbo, G. 2014. Efficiency of source control systems for reducing runoff pollutant loads: Feedback on experimental catchments within Paris conurbation. *Water Res.*, 57, 234–246, doi:10.1016/j.watres.2014.03.040.
- Capotorti, G., Alós Ortí, M.M., Copiz, R., et al. 2019. Biodiversity and ecosystem services in urban green infrastructure planning: A case study from the metropolitan area of Rome (Italy). *Urban For Urban Green.* 37, 87–96. doi:10.1016/j.ufug.2017.12.014.
- Chaibandit, K., Konyai, S. 2012. Using statistics in hydrology for analyzing the discharge of Yom river. *APCBEE Procedia*, 1, 356–362 doi:10.1016/j.apcbee.2012.03.059.
- Chen, Z., Han, S., Zhou, F.Y., Wang, K. 2013. A CFD Modeling Approach for Municipal Sewer System Design Optimization to Minimize Emissions into

Receiving Water Body. *Water Resour. Manag.*, 27(7), 2053–2069, doi:10.1007/s11269-013-0272-9.

Cheng, M.S., Coffman, L.S., Clar, M.L. 2001. Low-impact development hydrologic analysis. In: *Urban Drainage Modeling*. Reston: American Society of Civil Engineers, 659–681, doi:10.1061/40583(275)63.

Cristiano, E., Veldhuis, M.C., Van De Giesen, N. 2017. Spatial and temporal variability of rainfall and their effects on hydrological response in urban areas - A review. *Hydrol. Earth Syst. Sci.*, 21(7), 3859–3878, doi:10.5194/hess-21-3859-2017.

Chormanski, J., Van de Voorde, T., De Roeck, T., Batelaan, O., Canters, F. 2008. Improving distributed runoff prediction in urbanized catchments with remote sensing based estimates of impervious surface cover. *Sensors*, 8, 910–932. <https://doi.org/10.3390/s8020910>.

Dąbrowski, W. 2004. Oddziaływanie sieci kanalizacyjnych na środowisko. Wydawnictwo Politechniki Krakowskiej: Kraków.

Demuzere, M., Orru, K., Heidrich, O., et al. 2014. Mitigating and adapting to climate change: Multi-functional and multi-scale assessment of green urban infrastructure. *J. Environ. Manage.*, 146, 107–115, doi:10.1016/j.jenvman.2014.07.025.

De Paola, F., De Martino, F. 2013. Stormwater tank performance: design and management criteria for capture tanks using a continuous simulation and a semi-probabilistic analytical approach. *Water*. 5(4), 1699–1711. doi:10.3390/w5041699.

De Paola, F., Ranucci, A. 2012. Analysis of spatial variability for stormwater capture tank assessment. *Irrig. Drain.*, 61(5), 682–690, doi:10.1002/ird.1675.

Dietz, M.E. 2007. Low impact development practices: A review of current research and recommendations for future directions. *Water Air Soil Pollut.* 186(1–4), 351–363, doi:10.1007/s11270-007-9484-z.

Dotto, C.B.S., Kleidorfer, M., Deletic, A., Rauch, W., McCarthy, D.T., Fletcher, T.D. 2011. Performance and sensitivity analysis of stormwater models using a Bayesian approach and long-term high resolution data. *Environ. Model. Softw.*, 26(10), 1225–1239, doi:10.1016/j.envsoft.2011.03.013.

Dotto, C.B.S., Mannina, G., Kleidorfer, M., et al. 2012. Comparison of different uncertainty techniques in urban stormwater quantity and quality modelling. *Water Res.*, 46(8), 2545–2558, doi:10.1016/j.watres.2012.02.009.

- Dufresne, M., Vazquez, J., Terfous, A., Ghenaim, A., Poulet, J-B. 2009. CFD Modeling of Solid Separation in Three Combined Sewer Overflow Chambers. *J. Environ. Eng.*, 135(9), 776–787, doi:10.1061/(asce)ee.1943-7870.0000017.
- DWA-A 118E, 2006. Hydraulic dimensioning and verification of drain and sewer systems, DWA German Association for Water, Wastewater and Waste. Germany: Hennef.
- Elliott, A.H., Trowsdale, S.A. 2007. A review of models for low impact urban stormwater drainage. *Environ. Model. Softw.*, 22(3), 394–405, doi:10.1016/j.envsoft.2005.12.005.
- Fang, T., Ball, J.E. 2007. Evaluation of spatially variable control parameters in a complex catchment modelling system: A genetic algorithm application. *J. Hydroinformatics*, 9(3), 163–173, doi:10.2166/hydro.2007.026.
- Fletcher, T.D., Shuster, W., Hunt, W.F., et al. 2015. SUDS, LID, BMPs, WSUD and more – The evolution and application of terminology surrounding urban drainage. *Urban Water J.* 12(7), 525–542, doi:10.1080/1573062X.2014.916314.
- Fortin, J-P., Turcotte, R., Massicotte, S., Moussa, R., Fitzback, J., Villeneuve, J-P. 2001. Distributed watershed model compatible with remote sensing and GIS data. I: Description of Model. *J. Hydrol. Eng.*, 6(2), 91–99, doi:10.1061/(asce)1084-0699(2001)6:2(91).
- Fraga, I., Cea, L., Puertas, J., Suárez, J., Jiménez, V., Jácome, A. 2016. Global Sensitivity and GLUE-Based Uncertainty Analysis of a 2D-1D Dual Urban Drainage Model. *J. Hydrol. Eng.*, 21(5), 04016004. doi:10.1061/(asce)he.1943-5584.0001335
- Fu, G., Butler, D. 2014. Copula-based frequency analysis of overflow and flooding in urban drainage systems. *J. Hydrol.*, 510, 49–58, doi:10.1016/j.jhydrol.2013.12.006.
- Gaffin, S., Khanbilvardi, R., Rosenzweig, C. 2009. Development of a green roof environmental monitoring and meteorological network in New York city. *Sensors*, (4), 2647–2660, doi:10.3390/s90402647.
- Gomes, E.P., Blanco, C.J.C. 2021. Daily rainfall estimates considering seasonality from a MODWT-ANN hybrid model. *J. Hydrol. Hydromechanics*, 69(1), 13–28. doi:10.2478/johh-2020-0043.
- Guo, J.C.Y. 1999. Detention storage volume for small urban catchments. *J. Water Resour. Plan. Manag.*, 125, 380–382, doi:10.1061/(ASCE)0733-9496(1999)125:6(380).

- Guo, J.C.Y. 2004. hydrology-based approach to storm water detention basin design using new routing schemes. *J. Hydrol. Eng.*, 9, 333–336, doi:10.1061/(ASCE)1084-0699(2004)9:4(333).
- Hammond, P., Suttie, M., Lewis, V.T., Smith, A.P., Singer, A.C. 2021. Detection of untreated sewage discharges to watercourses using machine learning. *npj Clean Water*, 4(1), doi:10.1038/s41545-021-00108-3.
- Hand, M., Hillyard, S., (ed.). 2014. Big Data? Qualitative Approaches to Digital Research. Bingley: Emerald Group Publishing Limited.
- Hettiarachchi, S., Wasko, C., Sharma, A. 2018. Increase in flood risk resulting from climate change in a developed urban watershed - The role of storm temporal patterns. *Hydrol. Earth Syst. Sci.*, 22(3), 2041–2056, doi:10.5194/hess-22-2041-2018.
- Hodges, B.R. 2019. Conservative finite-volume forms of the Saint-Venant equations for hydrology and urban drainage. *Hydrol. Earth Syst. Sci.*, 23(3), 1281–1304, doi:10.5194/hess-23-1281-2019.
- Hong, Y-M., Yeh, N., Chen., J-Y. 2006. The simplified methods of evaluating detention storage volume for small catchment. *Ecol Eng.* 26(4): 355–364. doi:10.1016/j.ecoleng.2005.12.006.
- Huisman J.L. Transport and transformation processes in combined sewers. Published online 2001:186 S. doi:10.3929/ETHZ-A-004176286.
- Huong, H.T.L., Pathirana, A. 2013. Urbanization and climate change impacts on future urban flooding in Can Tho city, Vietnam. *Hydrol. Earth Syst. Sci.*, 17(1), 379–394, doi:10.5194/hess-17-379-2013.
- Hvitved-Jacobsen, T. 2002. Sewer Processes: Microbial and Chemical Process Engineering of Sewer Networks. Second edition. CRC Press: Taylor & Francis Group.
- Ishaq, S., Hewage, K., Farooq, S., Sadiq, R. 2019. State of provincial regulations and guidelines to promote low impact development (LID) alternatives across Canada: Content analysis and comparative assessment. *J Environ Manage.* 235,389–402, doi:10.1016/j.jenvman.2019.01.074.
- Jato-Espino, D., Sillanpää, N., Andrés-Doménech, I., Rodriguez-Hernandez, J. 2018. Flood risk assessment in urban catchments using multiple regression analysis., *J. Water Resour. Plan. Manag.*, 144(2), 04017085, doi:10.1061/(asce)wr.1943-5452.0000874.

- Jato-Espino, D., Sillanpää, N., Pathak, S. 2019. Flood modelling in sewer networks using dependence measures and learning classifier systems, *J. Hydrol.* 578, 124013, doi:10.1016/j.jhydrol.2019.124013.
- Jefferies, S., Montalto, F. 2018. Modeling urban sewers with artificial fractal geometries. *J. Water Manag. Model.* 26, doi:10.14796/JWMM.C455.
- Ji, C., Li, R., Zhang, Y., Liu, D., Zhang, P., Phanthavong, T. 2015. Projection pursuit autoregression model based on wavelet decomposition and its application in annual runoff prediction. *Shuili Fadian Xuebao/Journal Hydroelectr Eng.*, 34(7), 27–35. doi:10.11660/slfdbx.20150704.
- Kang, J.H., Park, M.H., Ha, S.J., Stenstrom, M.K. 2021. An empirical modeling approach to predicting pollutant loads and developing cost-effective stormwater treatment strategies for a large urban watershed. *Sci. Total Environ.*, 760, 143388, doi:10.1016/j.scitotenv.2020.143388.
- Kaykhosravi, S., Khan, U.T., Jadidi, A. 2018. A comprehensive review of low impact development models for research, conceptual, preliminary and detailed design applications. *Water*, 10(11), 1541, doi:10.3390/w10111541.
- Kevern, J.T. 2011. Green building and sustainable infrastructure: Sustainability education for civil engineers. *J. Prof. Issues Eng. Educ. Pract.*, 137(2), 107–112, doi:10.1061/(ASCE)EI.1943-5541.0000048.
- Khan, U.T., Valeo, C., Chu, A., He, J. 2013. A data driven approach to bioretention cell performance: Prediction and design. *Water*, 5(1), 13–28, doi:10.3390/w5010013.
- Kiczko, A., Szeląg, B., Koziół, A.P., Krukowski, M., Kubrak, E., Kubrak, J., Romanowicz, R.J. 2018 Optimal capacity of a stormwater reservoir for flood peak reduction. *J Hydrol Eng* 23:04018008. doi: 10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0001636
- Kirshen, P., Caputo, L., Vogel, R.M., Mathisen, P., Rosner, A., Renaud, T. 2014. Adapting Urban Infrastructure to Climate Change: A Drainage Case Study. *J. Water Res. Plann. Manage.* 141(4), 04014064. doi: 10.1061/(ASCE)WR.1943- 5452.0000443
- Kisiel, A., Kisiel, J., Malmur, R., Mrowiec, M. 2008. Retention tanks as key elements of modern drainage systems. *Tech. J. Environ.*, 105, 41–63.
- Klingler, C., Schulz, K., Herrnegger, M. 2021. LamaH | Large-Sample Data for Hydrology: Big data für die Hydrologie und Umweltwissenschaften.

Österreichische Wasser und Abfallwirtschaft, 73(7-8), 244–269, doi:10.1007/s00506-021-00769-x.

Knighton, J., Lennon, E., Bastidas, L., White, E. 2016. Stormwater detention system parameter sensitivity and uncertainty analysis using SWMM. *J. Hydrol. Eng.*, 21(8), 05016014, doi:10.1061/(asce)he.1943-5584.0001382.

Kotowski, A., Kaźmierczak, B., Nowakowska, M. 2014. Analysis of rainwater sewerage systems overloads on rakowiec estate in Wrocław caused by climate changes. *Rocz. Ochr. Sr.*, 16(1), 608–626.

Kowalska, B., Kowalski, D., Widomski, M.K. 2013. Modelling of hydraulics and pollutants transport in sewer systems, 1–132. Lublin: Wydawnictwo Politechniki Lubelskiej.

Kwietniewski, M., 2008. GIS w wodociągach i kanalizacji. Warszawa: Wydawnictwo Naukowe PWN.

Kwon, S.J. 2011. Artificial Neural Networks, 1–426. Hauppauge: Nova Science Publishers.

Li, X., Willems, P. 2019. Probabilistic flood prediction for urban sub-catchments using sewer models combined with logistic regression models. *Urban Water J.*, 16(10), 687–697, doi:10.1080/1573062X.2020.1726409.

Li, X., Willems, P. 2020. A hybrid model for fast and probabilistic urban pluvial flood prediction. *Water Resour. Res.*, 56(6), doi:10.1029/2019WR025128.

Łagód, G., Sobczuk, H., Suchorab, Z., Widomski, M.K. 2009. Advection-dispersion pollutant and dissolved oxygen transport as a part of sewage biodegradation model. *Environ. Prot. Eng.*, 35, 305–317.

Łagód, G., Suchorab, Z., Widomski, M.K., Sobczuk, H. 2010. Biofilm in gravitational sewer system and its influence on wastewater biodegradation. *Ecol. Chem. Eng. A.*, 17(12), 1645–1654.

Łagód, G., Widomski, M. K., Suchorab, Z., Wróbel, K., 2010. Modelowanie transportu i biodegradacji zanieczyszczeń w systemach kanalizacyjnych. Warszawa: Komitet Inżynierii Środowiska PAN.

Maskey, S. 2019. How can flood modelling advance in the “big data” age? *J. Flood Risk Manag.*, 12(S1), e12560, doi:10.1111/jfr3.12560.

Mayer-Schönberger, V., Cukier, K., Glatki M. (red.). 2017. Big data: rewolucja, która zmieni nasze myślenie, pracę i życie : efektywna analiza danych, 1–280. Warszawa: MT Biznes.

- McEnroe, B.M. 1992. Preliminary sizing of detention reservoirs to reduce peak discharges. *J. Hydraul. Eng.*, 118(11), 1540–1549, doi:10.1061/(asce)0733-9429(1992)118:11(1540).
- Mehmood, T., Gaurav, G.K., Cheng, L., et al. 2021. A review on plant-microbial interactions, functions, mechanisms and emerging trends in bioretention system to improve multi-contaminated stormwater treatment. *J. Environ. Manage.* 294, 113108, doi:10.1016/j.jenvman.2021.113108.
- Merz, B., Kreibich, H., Schwarze, R., Thieken, A. 2010. Review article “assessment of economic flood damage.” *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 10(8), 1697–1724, doi:10.5194/nhess-10-1697-2010.
- Morakinyo, T.E., Lam, Y.F., Hao, S. 2016. Evaluating the role of green infrastructures on near-road pollutant dispersion and removal: Modelling and measurement. *J. Environ. Manage.*, 182, 595–605, doi:10.1016/j.jenvman.2016.07.077.
- Mosavi, A., Lopez, A., Varkonyi-Koczy, A.R. 2017. Industrial applications of big data: State of the art survey. *Adv. Intell. Syst. Comput.*, 660, 225–232, doi:10.1007/978-3-319-67459-9_29.
- Mosavi, A., Ozturk, P., Chau, K.W. 2018. Flood prediction using machine learning models: Literature review. *Water*, 10(11), 1536, doi:10.3390/w10111536.
- Mrowiec, M. 2002. A tubular tank for stormwater storage in the stormwater collection system. *Gas, Water Sanit. Eng.*, 7, 236–239.
- Mrowiec M. 2009. The effective dimensioning and dynamic regulation sewage reservoirs, 1–166. Częstochowa: Wydawnictwo Politechniki Częstochowskiej.
- Niedzielski, T., Miziński, B. 2017. Real-time hydrograph modelling in the upper Nysa Kłodzka river basin (SW Poland): a two-model hydrologic ensemble prediction approach. *Stoch. Environ. Res. Risk Assess.*, 31(6), 1555–1576. doi:10.1007/s00477-016-1251-5.
- Nordbo, A., Järvi, L., Haapanala, S., Wood, C.R., Vesala, T. 2012. Fraction of natural area as main predictor of net CO₂ emissions from cities. *Geophys. Res. Lett.*, 39(20), 2012GL053087, doi:10.1029/2012GL053087.
- Nowakowska, M., Kaźmierczak, B., Kotowski, A., Wartalska, K. 2017. Calibration and validation of hydrodynamic model of urban drainage system in the example of the city of Wrocław. *Ochr. Sr.*, 39(2), 51–60.

- Özerol, G., Dolman, N., Bormann, H., Bressers, H., Lulofs, K., Böge, M. 2020. Urban water management and climate change adaptation: A self-assessment study by seven midsize cities in the North Sea Region. *Sustain Cities Soc.*, 55, 102066, doi:10.1016/j.scs.2020.102066.
- Paik, K. 2008. Analytical derivation of reservoir routing and hydrological risk evaluation of detention basins. *J. Hydrol.*, 352(1–2), 191–201, doi:10.1016/j.jhydrol.2008.01.015.
- Paithankar, D.N., Taji, S.G. 2020. Investigating the hydrological performance of green roofs using storm water management model. *Mater Today Proc.*, 32(4), 943–950, doi:10.1016/j.matpr.2020.05.085.
- PN-EN 752:2017-06. Zewnętrzne systemy odwadniające i kanalizacyjne Zarządzanie systemem kanalizacyjnym. PKN, 2017
- Rachidi, S., El Alami, J., El Mazoudi, E.H. 2020. Estimation of the monthly Runoff from precipitation and flow measurement networks using Artificial Neural Network. In: *2020 8th International Conference on Wireless Networks and Mobile Communications (WINCOM)*. IEEE, 1–6, doi:10.1109/WINCOM50532.2020.9272514.
- Rahimi, L., Deidda, C., De Michele, C. 2021. Origin and variability of statistical dependencies between peak, volume, and duration of rainfall-driven flood events. *Sci Rep.*, 11(1), 1–10, doi:10.1038/s41598-021-84664-1.
- Razavi, S. Gupta, H.V. 2015. What do we mean by sensitivity analysis? The need for comprehensive characterization of “global” sensitivity in Earth and Environmental systems models, *Water Resour. Res.*, 51(5), 3070–3092, <https://doi.org/10.1002/2014WR016527>
- Rossman, L.A., 2015. Storm water management model. User’s manual version 5.1. Cincinnati: National Risk Management Research Laboratory.
- Russo, A., Escobedo, F.J., Cirella, G.T., Zerbe, S. 2017. Edible green infrastructure: An approach and review of provisioning ecosystem services and disservices in urban environments. *Agric. Ecosyst. Environ.*, 242, 53–66, doi:10.1016/j.agee.2017.03.026.
- Saadeh, S., Ralla, A., Al-Zubi, Y., Wu, R., Harvey, J. 2019. Application of fully permeable pavements as a sustainable approach for mitigation of stormwater runoff. *Int. J. Transp. Sci. Technol.*, 8(4), 338–350, doi:10.1016/j.ijtst.2019.02.001.

- Sartipi, M., Sartipi, F. 2019. Stormwater retention using pervious concrete pavement: Great Western Sydney case study. *Case Stud. Constr. Mater.*, 11, e00274, doi:10.1016/j.cscm.2019.e00274.
- Sañudo, E., Cea, L., Puertas, J. 2020. Modelling pluvial flooding in urban areas coupling the models iber and SWMM. *Water*, 12(9), 2647, doi:10.3390/w12092647.
- Seber. G.A.F, Lee, A.J. 2012. Linear regression analysis. Hoboken: J. Wiley & Sons.
- Siekmann, M., Pinnekamp, J. 2011. Indicator based strategy to adapt urban drainage systems in regard to the consequences caused by climate change. *12th Int Conf Urban Drain*. Porto Alegre, 11–16 September 2011.
- Shuster, W.D., Bonta, J., Thurston, H., Warnemuende, E., Smith, D.R. 2005. Impacts of Impervious Surface on Watershed Hydrology. A review. *Urban Water J.* 2 (4), 263–275. doi: 10.1080/15730620500386529
- Sit, M., Demiray, B.Z., Xiang, Z., Ewing, G.J., Sermet, Y., Demir, I. 2020. A comprehensive review of deep learning applications in hydrology and water resources. *Water Sci Technol.*, 82(12), 2635–2670, doi:10.2166/wst.2020.369.
- Song, X., Zhang, J., Zhan, C., Xuan, Y., Ye, M., Xu, C. 2015. Global sensitivity analysis in hydrological modeling: Review of concepts, methods, theoretical framework, and applications. *J. Hydrol.*, 523, 739–757, doi:10.1016/j.jhydrol.2015.02.013.
- Soonthornnonda, P., Christensen, E.R. 2008. Source apportionment of pollutants and flows of combined sewer wastewater. *Water Res.*, 42(8-9), 1989–1998, doi:10.1016/j.watres.2007.11.034.
- Sordo-Ward, Á., Granados, I., Martín-Carrasco, F., Garrote, L. 2016. Impact of hydrological uncertainty on water management decision. *Water Resour Manag* 30:5535–5551. doi: 10.1007/s11269-016-1505-5.
- Starzec, M., Dziopak, J., Slyś, D., Pochwat, K., Kordana, S. 2018. Dimensioning of required volumes of interconnected detention tanks taking into account the direction and speed of rain movement. *Water*, 10(12), 1826, doi:10.3390/w10121826.
- Stein, L., Pianosi, F., Woods, R. 2020. Event-based classification for global study of river flood generating processes. *Hydrol Process.*, 34(7), 1514–1529, doi:10.1002/hyp.13678.

Stovin, V.R., Saul, A.J. 2000. Computational fluid dynamics and the design of sewage storage chambers. *Water Environ. J.*, 14(2), 103–110, doi:10.1111/j.1747-6593.2000.tb00235.x.

Sun, N., Hong, B., Hall, M. 2013. Assessment of the SWMM model uncertainties within the generalized likelihood uncertainty estimation (GLUE) framework for a high-resolution urban sewershed. *Hydrol. Process.*, 28(6), 3018–3034, doi:10.1002/hyp.9869.

Szeląg, B., Cienciała, A., Sobura, S., Studzinski, J., García, J.T., 2019. Urbanization and Management of the Catchment Retention in the Aspect of Operation of Storm Overflow: A Probabilistic Approach. *Sustainability* 11, 3651. <https://doi.org/10.3390/su11133651>.

Szeląg, B., Kiczko, A., Dąbek, L. 2016. Sensitivity and uncertainty analysis of hydrodynamic model (SWMM) for storm water runoff forecasting in an urban basin -A case study. *Ochr Sr.* 38(3), 15–22.

Szeląg, B., Kiczko, A., Dąbek, L. 2019. Stormwater reservoir sizing in respect of uncertainty. *Water*, 11(2), 321, doi:10.3390/w11020321.

Szeląg, B., Kiczko, A. 2014. The graphic method of sizing pipe reservoir for short, high-intensity rainfalls. *Ann. Warsaw Univ. Life Sci. L. Reclam.*, 46(3), 221–232, doi:10.2478/sggw-2014-0018.

Szeląg, B., Kiczko, A., Musz-Pomorska, A., et al. 2021. Advanced graphical–analytical method of pipe tank design integrated with sensitivity analysis for sustainable stormwater management in urbanized catchments. *Water*, (8), 1035, doi:10.3390/w13081035.

Szeląg, B., Kiczko, A., Łagód, G., De Paola, F. 2021. Relationship between rainfall duration and sewer system performance measures within the context of uncertainty. *Wat. Res. Manage.* In print.

Szeląg, B., Suligowski, R., Drewnowski, J., De Paola, F., Fernandez-Morales, F.J., Bąk, Ł. 2021. Simulation of the number of storm overflows considering changes in precipitation dynamics and the urbanisation of the catchment area: A probabilistic approach. *J. Hydrol.*, 598, 126275, doi:10.1016/j.jhydrol.2021.126275.

Szeląg, B., Suligowski, R., Studziński, J., De Paola, F. 2020. Application of logistic regression to simulate the influence of rainfall genesis on storm overflow operations: A probabilistic approach. *Hydrol. Earth Syst. Sci.*, 24(2), 595–614, doi:10.5194/hess-24-595-2020.

- Taghizadeh, S., Khani, S., Rajaei, T. 2021. Hybrid SWMM and particle swarm optimization model for urban runoff water quality control by using green infrastructures (LID-BMPs). *Urban For Urban Green.*, 60, 127032, doi:10.1016/j.ufug.2021.127032.
- Thorndahl, S. 2009. Stochastic long term modelling of a drainage system with estimation of return period uncertainty. *Water Sci. Technol.*, 59(12), 2331–2339, doi:10.2166/wst.2009.305.
- Thorndahl, S., Willems, P. 2008. Probabilistic modelling of overflow, surcharge and flooding in urban drainage using the first-order reliability method and parameterization of local rain series. *Water Res.*, 42(1–2), 455–466. doi:10.1016/j.watres.2007.07.038.
- Vandenberghe, S., Verhoest, N.E.C., Buyse, E., De Baets, B. 2010. A stochastic design rainfall generator based on copulas and mass curves. *Hydrol. Earth. Syst. Sci.*, 14(12), 2429–2442, doi:10.5194/hess-14-2429-2010.
- Vernieuwe, H., Vandenberghe, S., De Baets, B., Verhoest, N.E.C. 2015. A continuous rainfall model based on vine copulas. *Hydrol Earth Syst Sci.*, 19(6), 2685–2699, doi:10.5194/hess-19-2685-2015.
- Vidarthi, V.K., Jain, A., Chourasiya, S. 2020. Modeling rainfall-runoff process using artificial neural network with emphasis on parameter sensitivity. *Model Earth Syst Environ.*, 6(4), 2177–2188, doi:10.1007/s40808-020-00833-7.
- Wang, Q.J. 1991. The genetic algorithm and its application to calibrating conceptual rainfall-runoff models. *Water Resour. Res.*, 27(9), 2467–2471, doi:10.1029/91WR01305.
- Weisberg, S. 2014. Applied Linear Regression. Fourth edition. Hoboken: J. Wiley & Sons.
- Widomski, M.K., Kowalski, D., Iwanek, M., Łagód, G. 2013. Modeling of water flow and pollutants transport in porous media: with exemplary calculations in FEFLOW, 1–108. Lublin: Wydawnictwo Politechniki Lubelskiej.
- Willuweit, L., O’Sullivan, J.J. 2013. A decision support tool for sustainable planning of urban water systems: Presenting the dynamic urban water simulation model. *Water Res.*, 47(20), 7206–7220, doi:10.1016/j.watres.2013.09.060.
- Winz, I., Brierley, G., Trowsdale, S. 2011. Dominant perspectives and the shape of urban stormwater futures. *Urban Water J.*, 8(6), 337–349, doi:10.1080/1573062X.2011.617828.

- Yang, L., Li, J., Kang, A., Li, S., Feng, P. 2020. The effect of nonstationarity in rainfall on urban flooding based on coupling SWMM and MIKE21. *Water Resour. Manag.*, 34(4), 1535–1551, doi:10.1007/s11269-020-02522-7.
- Yazdi, M.N., Scott, D., Sample, D.J., Wang, X. 2021. Efficacy of a retention pond in treating stormwater nutrients and sediment. *J. Clean Prod.*, 290, 125787, doi:10.1016/j.jclepro.2021.125787.
- Yu, C.W., Hodges, B.R., Liu, F. 2020. A new form of the Saint-Venant equations for variable topography. *Hydrol. Earth Syst. Sci.*, 24(8), 4001–4024, doi:10.5194/hess-24-4001-2020.
- Yu, P.S., Yang, T.C., Chen, S.Y., Kuo, C.M., Tseng, H.W. 2017. Comparison of random forests and support vector machine for real-time radar-derived rainfall forecasting. *J. Hydrol.*, 552, 92–104 doi:10.1016/j.jhydrol.2017.06.020.
- Zavrl, M.S., Zeren, M.T. 2010. Sustainability of Urban Infrastructures. *Sustainability*, 2(9), 2950–2964, doi:10.3390/su2092950.
- Zhang, P., Cai, Y., Wang, J. 2018. A simulation-based real-time control system for reducing urban runoff pollution through a stormwater storage tank. *J. Clean Prod.*, 183, 641–652, doi:10.1016/j.jclepro.2018.02.130.
- Zhang, S., Guo, Y. 2015. SWMM simulation of the storm water volume control performance of permeable pavement systems. *J. Hydrol. Eng.*, 20(8), 06014010, doi:10.1061/(asce)he.1943-5584.0001092.
- Zhu, H., Yu, M., Zhu, J., Lu, H., Cao, R. 2019. Simulation study on effect of permeable pavement on reducing flood risk of urban runoff. *Int. J. Transp. Sci. Technol.*, 8(4), 373–382, doi:10.1016/j.ijtst.2018.12.001.

Zielona architektura i zagospodarowanie wody opadowej jako element strategii przeciwdziałania zmianom klimatycznym na obszarach zurbanizowanych

Marcin K. Widomski¹, Anna Musz-Pomorska¹

¹ Katedra Zaopatrzenia w Wodę i Usuwania Ścieków, Wydział Inżynierii Środowiska, Politechnika Lubelska, Lublin

1. Wstęp

Niniejsza praca zawiera przegląd literatury przybliżający aktualny stan wiedzy na temat wykorzystania zrównoważonych metod zagospodarowania wód deszczowych na obszarach zlewni zurbanizowanych mających na celu przeciwdziałanie skutkom zmian klimatycznych. Obszary miejskie jako zlewnie o zaburzonym naturalnym bilansie wodnym są niezwykle podatne na skutki, z jednej strony, oddziaływania wysokich temperatur, z drugiej strony, występowania intensywnych i gwałtownych zjawisko pogodowych, deszczy nawalnych i burz. W związku z powyższym, na obszarach zurbanizowanych możliwe są skrajne zjawiska: zubożenie zasobów wodnych zlewni oraz jej podtopienia i zanieczyszczenia wód powierzchniowych i podziemnych. Podstawowym zadaniem zrównoważonego gospodarowania wodami opadowymi na terenie zlewni zurbanizowanych, w świetle obserwowanych zmian klimatycznych, jest więc poprawa zaburzonego bilansu wodnego, zmniejszenie objętości i prędkości spływu powierzchniowego oraz obniżenie zapotrzebowania na wodę na cele bytowo gospodarcze. Powyższe zadanie spełniają omówione w pracy pokrycia powierzchni terenu nawierzchniami wodoprzepuszczalnymi, zielone dachy oraz stosowanie instalacji przechwytywania wody deszczowej.

2. Gospodarowanie zasobami wody na terenach zurbanizowanych

Biorąc pod uwagę fakt ograniczonej dostępności wody słodkiej ze źródeł lądowych i podziemnych, ok. 2,5% całej objętości wody na Ziemi (Yang i Liu, 2020; Santamarta i in., 2014), szacuje się, że do 2050 roku co najmniej jedna czwarta populacji będzie dotknięta chronicznymi lub powtarzającymi się niedoborami wody (Yang i Liu, 2020). Dostępność i jakość wody jest

organiczna poprzez zmiany klimatyczne wpływające na globalną temperaturę, a także wzorce opadów i parowania (Azadi i in., 2019; Santamarta i in., 2014). Dodatkowym ważnym czynnikiem powodującym ograniczenie dostępności wody jest jej rosnące zużycie wywołane przyrostem populacji i rosnącym globalnym zapotrzebowaniem na żywność (Nagypál i in., 2020; Yang i Liu, 2020; Arfanuzzaman i Rahman, 2017). Globalne kryzysy wodne są również potęgowane przez niedostateczną gospodarkę wodną, nieracjonalne rolnictwo i produkcję biopaliw, urbanizację (obszary miejskie są jednym z głównych konsumentów i źródeł zanieczyszczeń wody na całym świecie), niestabilność polityczną i brak edukacji, (Özerol i in., 2020).

Zaspokajanie potrzeb obecnych i przyszłych rozwijających się pokoleń, żyjących w niezdegradowanym środowisku, także poprzez właściwe wykorzystanie zasobów naturalnych, w tym wody pitnej, której zasoby są zagrożone przez urbanizację, wzrost liczby ludności, a także przez zmiany klimatyczne jest jednym z paradygmatów zrównoważonego rozwoju (Caparros-Martínez, 2020; Garric i in., 2020; Özerol i in., 2020; Mihelcic, i in., 2003; Kärrman, 2001; WCED, 1987). Biorąc pod uwagę fakt, iż odnawialne zasoby wodne na mieszkańca w Europie zmniejszyły się o 24% w ciągu ostatnich 50 lat, prognozowane są stałe lub czasowe niedobory wody na powierzchni około jednej trzecia terytorium UE (EEA, 2019). Antropopresja spowodowana m.in. zużyciem wody przez ludność, usługi i przemysł, odprowadzaniem ścieków sanitarnych do wód powierzchniowych i podziemnych, niewłaściwą gospodarką stałymi odpadami komunalnymi, wzmożoną urbanizacją powodującą wzmożony spływ z powierzchni uszczelnionych wraz z czynnikami naturalnymi, tj. warunki klimatyczne, susze, ograniczone opady, infiltracja, przepływy powierzchniowe i podziemna oraz charakterystyka warstw wodonośnych bezpośrednio wpływają na dostępne zasoby wodne, dlatego ich ochrona ma kluczowe znaczenie dla zrównoważonego rozwoju regionów zurbanizowanych i wiejskich (Garric i in., 2020; Maurya i in., 2020; Özero i in., 2020; Garcia i in., 2019; Othman, 2013; Mariolakos, 2007; Palme i in., 2005).

Zapotrzebowanie na wodę na obszarach zurbanizowanych krajów rozwiniętych, włączając budynki mieszkalnictwa jednorodzinne obejmuje nie tylko objętość wody przeznaczoną do bezpośredniego spożycia czy przygotowania żywności ale także wodę niezbędną do higieny osobistej, spłukiwania toalet, prania, sprzątania, mycia pojazdów oraz podlewania ogrodów (Sepheri i in., 2018; Silva i in., 2015; Mourad i in., 2011).

W Polsce, aktualne zapotrzebowanie na wodę obejmujące średnie dobowe zużycie wody na jednego mieszkańca wynosi 80–160 dm³/(d·osobę), w tym spłukiwanie toalet 30–45 dm³/(d·osobę), pranie 16–20 dm³/(d·osobę) i sprzątanie 5–10 dm³/(d·osobę). Dodatkowo mieszkańcy domów jednorodzinnych

wykorzystują wodę wodociągową do mycia pojazdów $1,9 \text{ dm}^3/(\text{d} \cdot \text{osobę})$ oraz nawadniania ogródków $0,16\text{--}0,22 \text{ dm}^3/(\text{d} \cdot \text{m}^2)$ (Dz. U. 2002 nr 8 poz. 70). Jak widać, znaczna objętość wody o jakości przeznaczonej do bezpośredniego spożycia przez ludzi, nawet do $75 \text{ dm}^3/\text{dzień}$ ($27,3 \text{ m}^3$ na rok) jest bezpowrotnie zużywana na cele, do realizacji których woda zdatna do picia nie jest niezbędna.

Rozwój stopnia urbanizacji zlewni, powiązany z budową budynków mieszkaniowych, użyteczności publicznej, handlowych, usługowych, jezdni, ulic, chodników i parkingów zmienia naturalny bilans wodny danego obszaru (Pęczkowski i in., 2018; Schultz i in., 2018; Wakonde i in., 2018; Silva i in., 2006). W przypadku zlewni naturalnej w przybliżeniu 40% opadu powraca do atmosfery poprzez proces ewapotranspiracji, około 50% zasila wody gruntowe przez płytką i głęboką infiltrację a 10% objętości opadu tworzy spływ powierzchniowy. Uszczelnienie powierzchni terenu zlewni w zakresie 10–20% powoduje wzrost spływu powierzchniowego do poziomu 20% objętości opadu oraz 10% spadek infiltracji. Dalszy wzrost udziału powierzchni uszczelnionych, w zakresie 30–50%, skutkuje przyrostem spływu powierzchniowego do poziomu 30%. Wreszcie, udział powierzchni uszczelnionych w zakresie 70–100% zlewni miejskiej prowadzi do wzrostu odpływu powierzchniowego do wysokości 55% objętości opadu oraz spadek ewapotranspiracji i infiltracji, do wartości, odpowiednio 30% i 15% objętości opadu (TU1206-WG2.0-001). Widoczny jest zatem wyraźny związek pomiędzy udziałem powierzchni uszczelnionych na terenie zlewni zurbanizowanej a wzrostem objętości spływu powierzchniowego wymagającego zagospodarowania) oraz wywierającego, poprzez transport zanieczyszczeń zmywanych z powierzchni, znaczną antropopresję na środowisko naturalne (Timm i in., 2018; Wakode i in., 2018; Silva i in., 2006). Powyższe stanowi także wyraźne zagrożenie podtopieniami zlewni zurbanizowanej na skutek wystąpienia charakterystycznych dla ocieplającego się klimatu gwałtownych i intensywnych zjawisk pogodowych (Kancierz i in., 2016; Kołodziejczyk, 2016). Najpopularniejsze zidentyfikowane zanieczyszczanie wód opadowych w zlewniach zurbanizowanych to: metale, tj. cynk, kadm, ołów, żelazo, nikiel, chrom; osady zawiesiny ogólnej; ropopochodne tj. paliwa, oleje, płyny chłodnicze i hydrauliczne; substancje biogenne tj. nawozy i substancje organiczne; pyły z klocków hamulcowych i opon (Sartipi i Sartipi 2019; Guan i in., 2016; Sakson i in., 2014; Egodawatta i in., 2012; Mangani i in., 2005). Rozbudowa istniejącej bądź budowa nowej kanalizacji deszczowej w żaden sposób nie wpłynie na poprawę bilansu wodnego zlewni oraz na ochronę wód powierzchniowych przed zanieczyszczeniami zawartymi w wodach deszczowych.

Cele ochrony wód powierzchniowych i podziemnych określone w Ramowej Dyrektywie Wodnej (2000/60/CE) wymagają efektywnego zarządzania

zlewniami rzek, zrównoważonego wykorzystania wód oraz szerokiego zaangażowania społecznego (Termeer i in., 2011). Tak więc, aby ograniczyć możliwe emisje do wody powierzchniowej, wód gruntowych i gleby i zmniejszyć presję środowiskową spowodowaną gospodarką wodami opadowymi, wody deszczowe powinny być gromadzone i oczyszczane na miejscu, jak najbliżej źródła zanieczyszczenia (Kärman, 2001; Harding, 2006). Alternatywą dla tradycyjnie pojmowanej kanalizacji deszczowej są różne zrównoważone metody zagospodarowywania wód opadowych na terenach zurbanizowanych mające na celu zmniejszenie spływu powierzchniowego poprzez zwiększenie intercepcji, ewapotranspiracji oraz infiltracji wykorzystujące np. roślinność (zielona architektura, zielone dachy), właściwości retencyjne materiałów porowatych (wypełnienie zielonych dachów), przepuszczalne wykończenie nawierzchni ciągów komunikacyjnych oraz naziemne i podziemne zbiorniki wody deszczowej, np. (Sartipi i Sartipi, 2019; Timm i in., 2018; Demuzerea i in., 2014; Silva i in., 2006). Omawiane metody zagospodarowywania wód deszczowych wpływają także na poprawę ich jakości poprzez zużycie substancji odżywczych przez rośliny oraz adsorpcji zanieczyszczeń na powierzchni ziaren fazy stałej ośrodka porowatego (Abdollahian i in., 2018).

3. Powierzchnie wodoprzepuszczalne

Prostsze metody oceny podatności gruntu na sufozję ograniczają się do Metody zrównoważonego zarządzania wodami opadowymi oparte o proces infiltracji poprzez przepuszczalne podłoże wykorzystując tradycyjne materiały pokrycia lecz z przerwami umożliwiającymi wsiąkanie wody (Classic Permeable Pavements) lub przepuszczalne materiały pokrycia terenu (Designed Permeable Pavements), w tym płyty i powierzchnie wykonane z wodoprzepuszczalnego betonu lub porowatego asfaltu, np. (Boogaard i Lucke, 2019; Saadeh i in., 2019; Sartipi i Sartipi, 2019; Zhu i in., 2019; Timm i in., 2018). Przykładowo, prowadzone w Europie badania (Timm i in., 2018) wykazały, iż roczna infiltracja wód opadowych przez asfaltowe powierzchnie wybranych parkingów i dróg w Niemczech i UK stanowiła 6–9% całkowitego opadu. Z drugiej strony użycie płyt chodnikowych pozwoliło na uzyskanie infiltracji rzędu 38–53% wysokości opadu, zastosowanie zaś otoczków, cegieł czy bruku pozwoliło na wzrost infiltracji do poziomu ponad 70% wartości opadu. Badania prowadzone przez Danz i in. (2020) wykazały następujące przyrosty infiltracji wody do gruntu dla różnych powierzchni: 94%–1703% dla zazębiających się płyt betonowych, 16%–40% dla porowatych asfaltów oraz 5%–169% dla betonu wodoprzepuszczalnego. Powyższe było możliwe dzięki wystąpieniu w słabo

przepuszczalnym materiale pokrycia szczelin wypełnionych materiałem o wyższej wodoprzepuszczalności lub zastąpienie materiału nieprzepuszczalnego przepuszczalnym. Biorąc powyższe pod uwagę istotnym wydaje się powszechne stosowanie pokrycia powierzchni terenu za pomocą porowatych asfaltów i betonów wodoprzepuszczalnych (jamistych) charakteryzujących się otwartą strukturą (brakiem zamkniętych przestrzeni międzyziarnowych), wysoką porowatością objętościową, rzędu 15–25% oraz współczynnikiem filtracji z zakresu 0,2–1,4 cm/s, tj. $2 \cdot 10^{-3}$ – $1,4 \cdot 10^{-2}$ m/s (Danz i in., 2020; Hatanaka i in., 2019; Moretti i in., 2019; Sartipi i Sartipi, 2019; Rahn i in., 2017; Magesvari i Narasimha, 2013). Stosowanie różnego rodzaju domieszek, m.in. polimerowych (włókna polipropylenowe (PPF), grube włókna polipropylenowe (PPTF), syntetyczne włókna poliolefinowe i aramidowe (POA); bitum modyfikowany polimerami (PMB), okruszki bitumu modyfikowanego gumą (CRMB), styren-butadien-styren (SBS)-modyfikowany bitumem, kauczuk styrenowo-butadienowy (SBR), bitum wysokoelastyczny (HVB), utwardzony kompozyt z włókna węglowego (CCFCM) oraz materiałów odpadowych (np. szkło, włókna gumowe, węglowy popiół lotny, szlaka, żużel stalowniczy, pył krzemionkowy, pokryte miedzią włókna stalowe (copper coated steel fiber (CCF)), droбноziarniste trociny, rozdrobniona pestka owocu olejowca gwinejskiego (Palm Kernel Shell), łupiny skorup skorupiaków wodnych itp.) przy produkcji asfaltów porowatych i betonów wodoprzepuszczalnych pozwala nie tylko wpłynąć na zmianę ich właściwości mechanicznych ale uzyskać niekiedy wyższe wartości współczynnika filtracji, sięgające poziomu powyżej 2,5 cm/s, tj. $2,5 \cdot 10^{-2}$ m/s (Tan i in., 2020; Zhu i in., 2020; Slebi-Acevedo i in., 2019; AlShareedah i in., 2019; Gupta i in., 2019; Liu i in., 2019a; Liu i in., 2019b; Moretti i in., 2019; Opiso i in., 2019; Khankhaje i in., 2017; Bonicelli i in., 2016).

Tab. 1. Właściwości wybranych materiałów powierzchni wodoprzepuszczalnych

Materiał	Ks [mm/s]	Wytrzymałość na ściskanie [MPa]	Literatura
PC + łupiny ziaren palmy olejowej	4,50–15,00	5,50–11,00	Khakhaje i in., 2017
PC + muszle sercówek	3,50–11,50	6,00–12,00	
PC + węglowy popiół lotny+ drobne trociny	0,19–0,26	5,35–10,76	Opiso i in., 2019
PC+włókna: polipropylen, poliolefina, polipropylen/polietylen, polipropylen o wysokiej wytrzymałości	6,30–26,10	ITS 1,40–2,20	Bonicelli i in., 2016
PC+ pył krzemionkowy	10,60	10,42	Bonicelli i in., 2016
PC	4,00–11,00	-	Hatanaka i in., 2019
PC	6,23–10,20	5,46–6,80	Sandoval i in., 2020
PC	5,00–14,00	5,00–35,70	Maguesvari i Narasimha, 2013
PC+CCFCM (utwardzony kompozyt z włókna węglowego)	3,12–5,54	13,00–16,00	AlShareedah i in., 2019
PA+stalowe kule	2,85–3,25	ITS 2,72–2,97	Liu i in., 2019
PC+odpady żelazne	3,20	21,50	Tan i in., 2020
PC+ polypropylene thick fiber (PPTF)	3,71–8,12	18,12–20,79	Zhu i in., 2020
PC+ włókno stalowe pokryte miedzią (CCF)	5,71–5,85	18,78–21,48	
PC+ włókna polipropylenowe (PPF)	4,38–6,01	19,54–21,15	
PC+pył krzemionkowy	3,85–3,93	23,6–25,30	Liu i in. 2019
PA+ żużel z pieca łukowego (EAFS) + żużel kadziowy (LFS)	0,90–1,51	ITS 1,31–1,41	Skaf i in. 2019

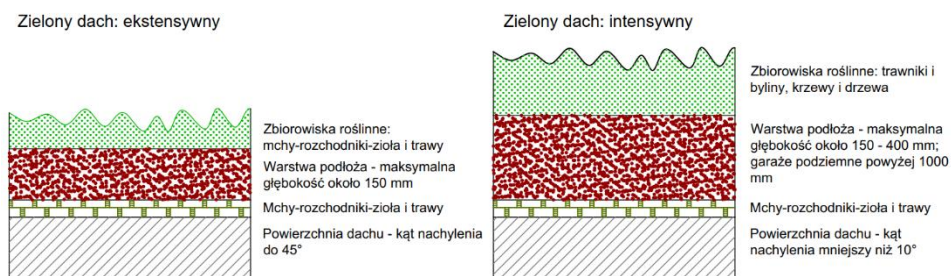
Tabela 1 zawiera zestawienie przykładowych znanych materiałów powierzchni wodoprzepuszczalnych, wraz z zastosowanymi domieszkami, oraz wartości współczynników filtracji i wytrzymałości na ściskanie.

Wody opadowe, spływające po powierzchniach uszczelnionych zlewni zurbanizowanej transportują ze sobą znaczne ilości zróżnicowanych osadów organicznych lub nieorganicznych, które na skutek spadku prędkości przepływu przez ośrodek porowaty, mogą zostać w nim zdeponowane, wpływając poprzez proces kolmatacji na stopniowe pogorszenie charakterystyk hydraulicznych ośrodka. Zaobserwowany kilkudziesięcioprocentowy spadek przewodnictwa wodnego, np. 80% w ciągu 6–8 lub 10 lat, betonu wodoprzepuszczalnego i asfaltu porowatego wywołany procesem kolmatacji (Conley i in., 2020; Marcaida i in., 2018; Razzaghmanesh i Beecham, 2018; Sañudo-Fontaneda i in., 2014; Lucke i Beecham, 2011) wymaga prowadzenia prac serwisowych mających na celu usunięcie złożeń osadów z przestrzeni międzyziarnowych (Conley i in., 2020; Sandoval i in. 2020; Saadeh i in., 2019). Przykładowo, Al-Rubaei i in. (2013) wykazali spadek współczynnika filtracji betonu wodoprzepuszczalnego z poziomu 0,78 cm/s do 0,012 cm/s po okresie dwóch lat wykorzystywania bez prac serwisowych. Badania przeprowadzone przez Andrés-Valeriego i in. (2016) sugerują, iż mieszanki betonu wodoprzepuszczalnego są mniej podatne na kolmatację niż asfalty porowate oraz mogą zostać łatwiej oczyszczone przez wody spływu powierzchniowego. Razzaghmanesh i Beecham (2018) wskazują, iż prace konserwacyjne przepuszczalnego pokrycia niezależnie od jego typu powinny być przeprowadzane regularnie co dwa lata. Najpopularniejsze opisane w literaturze sposoby konserwacji asfaltów i betonów porowatych to zastosowanie ręcznych szczotek, myjek ciśnieniowych, odkurzaczy i dmuchaw do usuwania liści, mechanicznych zamiatarek i myjek ulicznych, przedmuchiwanie sprężonym powietrzem połączone z odkurzaniem lub myciem ciśnieniowym (Denz i in., 2020; Razzaghmanesh i Beecham, 2018). Klasyczne odkurzanie jednak, za pomocą odkurzaczy przemysłowych lub ulicznych, skuteczne w przypadku zazębających się płyt betonowych, okazuje się często niezbyt skuteczne w przypadku asfaltów porowatych i betonu jamistego (Danz i in., 2020). Niektóre zaś z zastosowanych sposobów, np. mycie połączone ze zmiataniem, wykazały wyjątkowo niską skuteczność, czasem nawet doprowadzając do zwiększenia kolmatacji powierzchni. W przypadku znacznego spadku przepuszczalności porowatych asfaltów i betonów stosowane jest także mechaniczne usuwanie, frezowanie, zewnętrznej, 2–2,5 cm warstwy materiału pozwalające, zwłaszcza w przypadku asfaltów, na uzyskanie wodoprzepuszczalności zbliżonej do początkowej (Razzaghmanesh i Beecham, 2018).

4. Zielone dachy

Zielone dachy, jako element zielonej architektury na terenach zurbanizowanych wpisują się w działania zrównoważonego gospodarowania wodami opadowymi. Zielone dachy cieszą się obecnie dużą popularnością w zurbanizowanych regionach rozwiniętych lub szybko rozwijających się krajów gdzie znajdują zastosowanie jako sposób przywracania zaburzonego bilansu wodnego w miastach, a także ograniczaniu ewentualnej emisji zanieczyszczeń do wód powierzchniowych i gruntowych (Gdela i in., 2019; Shafique i in., 2018; Speak i in., 2013; Gregorine i Claisen, 2011; Berndtsson, 2010; Lazarin i in., 2005).

Dachy zielone składają się zwykle z trzech głównych warstw: roślinności, podłoża i drenażu (Shafique i in., 2018; Bianchini i Hagawe, 2012; Graffin i in., 2009). Znane są dwa główne typy dachów zielonych (Rysunek 1.), różniące się grubością warstwy podłoża oraz maksymalnym dopuszczalnym kątem nachylenia połaci dachowych. Zielone dachy ekstensywne, trwałe i łatwe w utrzymaniu, możliwe do montażu na dachach spadzistych, do 45 stopni mają porowatą warstwę podłoża o grubości do 150 mm. Drugi typ, wykorzystujące trawę jako roślinność tzw. zielone dachy intensywne, o grubości podłoża powyżej 150 mm, można montować na powierzchniach nachylonych do 10 stopni, wymagają konserwacji oraz okresowego nawadniania (Bianchini i Hagawe, 2012). Stwierdzono, że montaż lekkich, ekstensywnych dachów zielonych, łatwiejszy i możliwy na większej liczbie powierzchni, jest mniej skuteczny w ograniczaniu spływu w porównaniu z cięższymi i bardziej wymagającymi zielonymi dachami intensywnymi (Pęczkowski i Kowalczyk, 2018).



Rys.1. Schemat ekstensywnego i intensywnego zielonego dachu (opracowanie własne)

Zielony dach, jako element zrównoważonej gospodarki zielonej wody, wykorzystuje rośliny do przechwytywania wody opadowej oraz pobierania

wody przez korzenie z porowatego podłoża i przenoszenia jej do atmosfery w procesie transpiracji. Podłoże jako materiał porowaty o określonej przewodności hydraulicznej i zdolnościach zatrzymywania wody służy do infiltracji i zatrzymywania wód opadowych. Pozostała woda przesącza się, gromadzona jest przez warstwę drenażową i transportowana do systemów zarządzania wodami deszczowymi. Ostatnie doniesienia naukowe sugerują, że zielone dachy, ze względu na przedstawione powyżej możliwości, są w stanie znacząco opóźnić szczyt odpływu wody opadowej i zmniejszyć całkowitą objętość odpływu, nawet do 50 – 90% wód opadowych (Shafique i in., 2018).

Liczne badania, np. (Pereira i in., 2020; Bressy i in., 2014; Demuzerea i in., 2014) pokazują, iż działania LID (Low Impact Development) polegające na wdrażaniu zielonej infrastruktury prowadzą do znacznego zmniejszenia spływu powierzchniowego oraz ograniczenie szczytów przepływu. Stovin i in., (2012) wykazali, że przy zastosowaniu skumulowanej retencji w postaci zielonych dachów, możliwe jest stłumienie szczytowego odpływu spływu z deszczu burzowego o 60%. Co sugeruje, iż zielone dachy mogą w znacznym stopniu przyczynić się do łagodzenia spływów burzowych związanych z opadami o wysokiej częstotliwości. Znaczną redukcję spływu z zielonych dachów (od 2% do 100% w zależności od głębokości podłoża oraz stopnia pokrycia szatą roślinną; 2% w przypadku podłoża o głębokości 16 cm i bez pokrycia roślinami) potwierdzają badania Soulis i in., (2017). Z kolei Wang i in., (2017) wykazali, iż dachy ekstensywne, z podwójną warstwą podłoża, z domieszką mieszaniny węgla aktywnego z perlitem i vermikulitem wykazują większe zdolności retencyjne, odpowiednio 66% i 56%, w porównaniu z pojedynczą warstwą substratu (53%). Dodatkowo, jak wskazują badania, m.in. Morgan i in., (2011), zielone dachy zmniejszyły średnią całkowitą zawartość zawiesiny (TSS) w pierwszym spłukaniu średnio o 63%.

Sprawność hydrauliczna zielonych dachów jest związana z kilkoma czynnikami, w tym: opadami (wysokość, intensywność i rozkład w czasie opadów), długością okresów suchych między opadami, głębokością warstwy podłoża oraz jego właściwościami fizycznymi i hydraulicznymi, głównie składem cząstek, przewodnością hydrauliczną w stanie nasyconym i nienasyconym i charakterystyką retencji wody (Schultz i in., 2018; Brezonik i Stadelmann, 2002). Wspomniana przewodność hydrauliczna i zdolność do retencji wody (zatrzymywanie wody w ośrodkach porowatych) odgrywają kluczową rolę w opóźnianiu spływu powierzchniowego poprzez ograniczenie przesiąkania wody grawitacyjnie (przesiłekającej w dół, zatrzymywanej przy ciśnieniu ssania gleby poniżej 100 cm) i zapewnieniu dostępności wody dla roślin. Jednak w przypadku podłoży, opartych głównie na kamieniach, żwirze i różnej frakcji piasków, wysoka przewodność nasycona, duża ilość wody

grawitacyjnej i ograniczona objętość retencji wody, w stosunku do podłoża zawierających znaczny udział drobnych cząstek (frakcje pylaste i gliniaste), sprawność hydrauliczna może być zmniejszona.

Możliwości zatrzymywania wody i przewodność hydrauliczna w stanie nasyconym podłoża zielonych dachów mogą być poprawione przez hydrożele nasiąkliwe, zwane również agrożelami, które stanowią unikalne materiały, głównie polimery hydrofilowe, wykazujące zdolność do wchłaniania i zatrzymywania dużej ilości wody, nawet w niesprzyjających warunkach, np. pod ciśnieniem (Lv i in., 2019; Rabat i in., 2016). Hydrożele mają szerokie zastosowanie przemysłowe, w tym do oczyszczania wody i w rolnictwie (Saruchi i in., 2019). Hydrożele stosuje się w celu poprawy retencji wodnej gleb na terenach suchych i półsuchych, zwłaszcza na glebach piaszczystych o dużej przewodności nasyconej i niedostatecznej retencji oraz w uprawach roślin o płytkiej strefie korzeniowej i dużym zapotrzebowaniu na wodę (Abdallah, 2019; Saruchi i in., 2019). Zatem zastosowanie hydrożelu lub mieszanki hydrożelowo-gruntowej do konstrukcji zielonego dachu może zwiększyć zdolność zatrzymywania wody, zmniejszyć przewodność hydrauliczną nasyconą i nienasyconą oraz zmniejszyć objętość przesiąkniętej wody, dzięki czemu możliwa jest poprawa sprawności hydraulicznej podłoża zielonego dachu, zwłaszcza podczas przedłużających się okresów suchych między kolejnymi opadami deszczu (Abdallah, 2019). Dodatkowo, zastosowanie hydrożelu może spowolnić utratę azotu przez gleby piaszczyste spowodowane wysoką infiltracją oraz przesiąkaniem spowodowanym znacznymi opadami atmosferycznymi (Rabat i in., 2016).

5. Systemy zbierania wody deszczowej

Instalacje z odzyskiwaniem wody deszczowej, Rain Water Harvesting (RWH), umożliwiają gromadzenie, oczyszczanie wody deszczowej oraz wykorzystanie jej na cele bytowo gospodarcze w zastosowaniach niewymagających wody o jakości wymaganej do spożycia przez ludzi m.in. spłukiwania toalet, prania, zmywania powierzchni podłóg, mycia samochodów oraz podlewania zieleni (Suleiman i in., 2020; Sepheri i in., 2018; Melville-Shreeve i in., 2016). Umożliwiają w ten sposób znaczne zmniejszenie zapotrzebowanie na wodę wodociągową oraz ograniczają antropopresję wywieraną przez zrzut nieoczyszczanych wód deszczowych z kanalizacji deszczowej do odbiorników (Oviedo-Ocana, 2018; Sepheri i in., 2018; Xu i in., 2018; Burns i in., 2015; Park i in., 2009; Soonthornnonda i Christensen, 2008).

Najprostsze instalacje odzysku wody deszczowej, umożliwiające jej wykorzystanie do podlewania zieleni i mycia pojazdów, mogą składać się ze

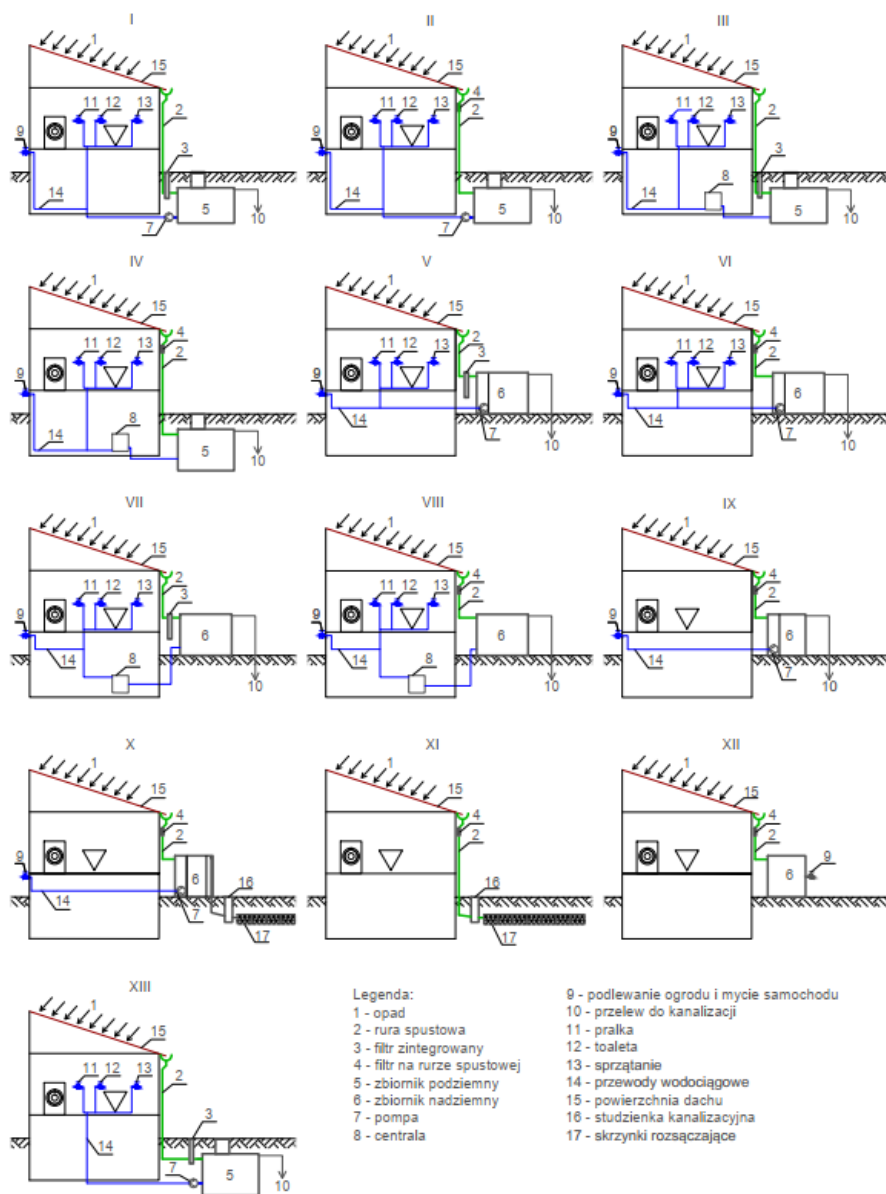
zbiornika (nad- lub podziemnego) pozwalającego na gromadzenie wody oraz filtra zamontowanego na rurze spustowej instalacji kanalizacji deszczowej. Nieskomplikowane układy rozsączające, umożliwiające wprowadzenie wody deszczowej bezpośrednio do gruntu za pomocą przewodów drenarskich, komór drenarskich lub skrzynek rozsączających nie umożliwiają wykorzystania wody na cele gospodarcze. Bardziej zaawansowane układy RWH pozwalająca na wykorzystanie wody deszczowej wewnątrz i na zewnątrz budynku, np. do spłukiwania toalet, prania oraz sprzątania, poza wymienionymi wcześniej elementami składowymi, wymagają montażu zintegrowanych filtrów oraz pomp w zbiorniku retencyjnym. Dodatkowo, możliwe jest wykorzystanie automatycznej centrali sterującej pracą instalacji wewnętrznej, uzupełniającej braki wody opadowej wodą czerpaną z wodociągów oraz umożliwiającą zrzut nadmiaru wody deszczowej do kanalizacji lub elementów rozsączających, rowów melioracyjnych itp. (Musz-Pomorska i in., 2020; Xu i in., 2018; Melville-Shreeve i in., 2016).

Rysunek 2 przedstawia opracowane przez autorów (Musz-Pomorska i in., 2020) schematy możliwych układów instalacji z odzyskiem wody deszczowej dla budynku mieszkalnictwa jednorodzinnego (4 mieszkańców, powierzchnia dachu 230 m², powierzchnia zieleni 400 m², średnia roczna wysokość opadu 600 mm, zapotrzebowanie wody wodociągowej na cele bytowo-gospodarcze 209,3 m³/rok), natomiast tabela 2 zawiera zestawienie części składowych poszczególnych instalacji oraz możliwą do wykorzystania objętość wody deszczowej wraz z procentowym zmniejszeniem zapotrzebowania na wodę wodociągową.

Układy RWH, powszechnie wprowadzane w różnych krajach na obszarach zurbanizowanych dotkniętych kryzysem wodnym pozwalające na indywidualne, lokalne przechwytywanie i magazynowanie wody deszczowej są powszechnie akceptowane, wspierane przez regulacje UE oraz traktowane jako alternatywna metoda zaopatrzenia w wodę (Gnecco i in., 2017; Amos i in., 2016; Melville-Shreeve i in., 2016; Campisano i in., 2013; Cook i in., 2013; EU, 2009). W warunkach miejskich zastosowanie RWH, co pokazano także w tabeli 2 pozwala na zmniejszenie poboru wody wodociągowej nawet o 60–80% (Ghaffarian Hoseini i in., 2016; Lazarova i in., 2003). Obniżony dzięki zastosowaniu RWH pobór wody wodociągowej nie tylko odbija się pozytywnie na jej zasobach i bilansie wodnym zlewni (Burns i in. 2015; Campisano and Modica, 2015; Petrucci i in., 2012; Zhang i in., 2012; Gardner, 2010) ale także, poprzez zmniejszenie opłat za pobraną wodę wodociągową i odprowadzone ścieki sanitarne, może przynosić wymierne korzyści ekonomiczne (Musz-Pomorska i in., 2020).

Tab. 2. Właściwości wybranych materiałów powierzchni wodoprzepuszczalnych

Wariant	Zbiornik		Pompa	Filtr		Centrala	Wykorzystanie wody deszczowej				Zużycie wody deszczowej [m ³ /rok]	Udział w zapotrzebowaniu na wodę wodociągową [%]
	Podziemny	Nadziemny		Wewnętrzny	Rura spustowa		Dom	Ogród	Pojazd	Rozsączanie		
I	+	-	+	+	-	-	+	+	+	-	110,0	52,6
II	+	-	+	-	+	-	+	+	+	-	110,0	
III	+	-	-	+	-	+	+	+	+	-	110,0	
IV	+	-	-	-	+	+	+	+	+	-	110,0	
V	-	+	+	+	-	-	+	+	+	-	110,0	
VI	-	+	+	-	+	-	+	+	+	-	110,0	
VII	-	+	-	+	-	+	+	+	+	-	110,0	
VIII	-	+	-	-	+	+	+	+	+	-	110,0	12,8
IX	-	+	+	-	+	-	-	+	+	-	26,8	
X	-	+	+	-	+	-	-	+	+	+	26,8	
XI	-	-	-	-	+	-	-	-	-	+	0,0	0
XII	-	+	-	-	+	-	-	+	+	-	26,8	12,8
XIII	+	-	+	+	-	-	+	-	-	-	83,2	39,7



Rys. 2. Opracowane warianty systemów RWH dla budownictwa jednorodzinnego (Musz-Pomorska i in., 2020)

6. Podsumowanie

Opóźnienie spływu powierzchniowego, zmniejszenie jego objętości, zwiększenie infiltracji wód opadowych do gruntu, ochrona jakości zasobów wód powierzchniowych i podziemnych oraz obniżenie poboru wody na cele bytowo-gospodarcze to główne środowiskowe efekty stosowania omawianych sposobów zagospodarowywania wód deszczowych na obszarach zlewni zurbanizowanych w aspekcie postępujących zmian klimatycznych. Stosowanie wykończenia powierzchni terenu powłokami wodoprzepuszczalnymi, montaż intensywnych i ekstensywnych zielonych dachów oraz wykorzystywanie instalacji przechwytywania, gromadzenia i wykorzystania wód deszczowych powinny być szeroko popularyzowane w rejonach miejskich. Dodatkowo, rozwiązania te, wymiennie wpływające na zabezpieczenie zlewni zurbanizowanej przed podtopieniami związanymi z występowaniem coraz większej liczby gwałtownych i intensywnych opadów atmosferycznych, nie wymagają ingerencji w plan zagospodarowania przestrzennego, gdyż wykorzystują już dostępne powierzchnie, budynki oraz instalacje deszczowe. Pokrycie powierzchni ulic, chodników, placów szczelnymi warstwami betonu czy asfaltu może być z powodzeniem zastąpione przez betony czy asfalty wodoprzepuszczalne, elementy ażurowe czy chociażby kostkę. Zielone dachy różnego typu można montować na praktycznie każdej połaci dachowej spełniającej wymagania wytrzymałościowe. Zaś instalacje z odzyskaniem wody deszczowej mogą być realizowane praktycznie w każdym budynku mieszkalnictwa jednorodzinnego, wielorodzinnego czy użyteczności publicznej. Warto pamiętać także o tym, że zielona architektura oraz stosowanie porowatych pokryć powierzchni terenu wpływa pozytywnie na termikę budynków oraz przestrzeni otwartych zapobiegając ich nadmiernemu nagrzewaniu się poprzez bezpośrednią ekspozycję na promieniowanie słoneczne..

Literatura

- Abdallah, AM. 2019. The effect of hydrogel particle size on water retention properties and availability under water stress. *International Soil and Water Conservation Research*, 7(3), 275–285. Doi: 10.1016/j.iswcr.2019.05.001.
- Abdollahian, S., Kazemi, H., Rockaway, T., Gullapalli, V. 2018. Stormwater Quality Benefits of Permeable Pavement Systems with Deep Aggregate Layers. *Environments*, 5(6), 68. Doi: 10.3390/environments5060068.

- Al-Rubaei, A.M., Stenglein, A.L., Viklander, M., Blecken, G.T. 2013. Long-Term hydraulic performance of porous asphalt pavements in Northern Sweden. *Journal of Irrigation and Drainage Engineering*, 139(6), 99–505.
- AlShareedah, O., Nassiri, S., Chen, Z., Englund, K., Li, H., Fakron, O. 2019. Field performance evaluation of pervious concrete pavement reinforced with novel discrete reinforcement. *Case Studies in Construction Materials*, 10, e00231. doi: 10.1016/j.cscm.2019.e00231.
- Amos, C.C., Rahman, A., Gathenya, J.M. 2016. Economic Analysis and Feasibility of Rainwater Harvesting Systems in Urban and Peri-Urban Environments: A Review of the Global Situation with a Special Focus on Australia and Kenya. *Water*, 8(4), 149. Doi: doi.org/10.3390/w8040149.
- Andrés-Valeri, V.C., Marchioni, M., Sanudo-Fontaneda, L.A., Giustozzi, F., Becciu, G. 2016. Laboratory Assessment of the Infiltration Capacity Reduction in Clogged Porous Mixture Surfaces. *Sustainability*, 8(8), 751. Doi: 10.3390/su8080751.
- Arfanuzzaman, M. & Rahman, A.A. 2017. Sustainable water demand management in the face of rapid urbanization and ground water depletion for social-ecological resilience building. *Global Ecology and Conservation*, 10, 9–22. Doi: 10.1016/j.gecco.2017.01.005.
- Azadi, F., Ashofteh, P.S., Loáiciga, H.A. 2019. Reservoir water-quality projections under climate-change conditions. *Water Resources Management*, 33(1), 401–421. Doi: 10.1007/s11269-018-2109-z.
- Berndtsson, J.C. 2010. Green roof performance towards management of runoff water quantity and quality: A review. *Ecological Engineering*, 36(4), 351–360. Doi: 10.1016/j.ecoleng.2009.12.014.
- Bianchini, F. & Hagawe, K. 2012. How "green" are the green roofs? Lifecycle analysis of green roof materials. *Building and Environment*, 48, 57–65. Doi: 10.1016/j.buildenv.2011.08.019.
- Bonicelli, A., Arguelles, G.M., Pumarejo, L.G.F. 2016. Improving pervious concrete pavements for achieving more sustainable urban roads. *Procedia Engineering*, 161, 1568–1573. Doi: 10.1016/j.proeng.2016.08.628.
- Boogaard, F., Lucke, T. 2019. Long-Term Infiltration Performance Evaluation of Dutch Permeable Pavements Using the Full-Scale Infiltration Method. *Water*, 11, 320. Doi: 10.3390/w11020320.

- Bressy, A., Gromaire, M.C., Lorgeoux, C., Saad, M., Leroy, F., Chebbo, G. 2014. Efficiency of source control systems for reducing runoff pollutant loads: Feedback on experimental catchments within Paris conurbation. *Water Research*, 57, 234–246, Doi: 10.1016/j.watres.2014.03.040.
- Brezonik, P.L., Stadelmann, T.H. 2002. *Water Research*, 36:1743-1757. Doi: 10.1016/S0043-1354(01)00375-X.
- Burns, M.J., Fletcher, T.D., Duncan, H.P., Hatt, B.E., Ladson, A.R., Walsh, C.J. 2015. The performance of rainwater tanks for stormwater retention and water supply at the household scale: an empirical study. *Hydrological Processes*, 29(1), 152–160. Doi:10.1002/hyp.10142.
- Campisano, A., Gnecco, I., Modica, C., Palla, A. 2013. Designing domestic rainwater harvesting systems under different climatic regimes in Italy. *Water Science and Technology*, 67, 2511–2518. Doi:10.2166/wst.2013.143.
- Campisano, A., Modica, C. 2015. Appropriate resolution timescale to evaluate water saving and retention potential of rainwater harvesting for toilet flushing in single houses. *Journal of Hydroinformatics*, 17(3), 331–344, Doi: 10.2166/hydro.2015.022.
- Caparrós-Martínez, J.L., Rueda-Lópe, N., Milán-García, J., Valenciano, J.deP. 2020. Public policies for sustainability and water security: The case of Almeria (Spain). *Global Ecology and Conservation*, 23, e01037. Doi:10.1016/j.gecco.2020.e01037.
- Conley, G., Beck, N., Riihimäki, C.A., Tanner, M. 2020. Quantifying clogging patterns of infiltration systems to improve urban stormwater pollution reduction schemes. *Water Research*, X 7, 100049. Doi: 10.1016/j.wroa.2020.100049.
- Cook, S., Sharma, A., Chong, M. 2013. Performance analysis of a communal residential rainwater system for potable supply: a case study in Brisbane, Australia. *Water Resource Management*, 27(14), 4865–4876. Doi:10.1007/s11269-013-0443-8.
- Danz, M.E., Selbig, W.R., Buer, N.H. 2020. Assessment of Restorative Maintenance Practices on the Infiltration Capacity of Permeable Pavement. *Water*, 12, 1563. Doi: 10.3390/w12061563.
- Demuzerea, M.K., Orru, O., Heidrich, E. et al. 2014. Mitigating and adapting to climate change: Multi-functional and multi-scale assessment of green urban infrastructure. *Journal of Environmental Management*, 146, 107e115. doi: 10.1016/j.jenvman.2014.07.025.

Directive 2000/60/EC of The European Parliament and of The Council of 23 October 2000 establishing a framework for Community action in the field of water policy. <https://eur-lex.europa.eu/legal-content/en/TXT/?uri=CELEX:32000L0060>.

Dz.U. 2002 nr 8 poz. 70. Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 14 stycznia 2002 r. w sprawie określenia przeciętnych norm zużycia wody.

Egodawatta, P., Miguntanna, N.S., Goonetilleke, A. 2012. Impact of roof surface runoff on urban water quality. *Water Science & Technology*, 66(7), 1527–1533. Doi: 10.2166/wst.2012.348.

Elliott, A.H. & Trowsdale, S.A. 2007. A review of models for low impact urban stormwater drainage. *Environmental Modelling and Software*, 22(3), 394–405. Doi: 10.1016/j.envsoft.2005.12.005.

European Commission: Study on water performance of buildings. Reference report 070307/2008/520703/ETU/D2. European Commission (DG ENV) 2009.

European Environmental Agency, 2019. Available online: <https://www.eea.europa.eu/pl/sygna142y/sygnaly-2018/artykuly/zuzycie-wody-w-europie-2014> (accessed on 5 May 2020).

Garcia, M., Koebele, E., Deslatte, A., Ernst, K., Manago, K.F., Treuer, G. 2019. Towards urban water sustainability: Analyzing management transitions in Miami, Las Vegas, and Los Angeles. *Global Environmental Change*, 58, 101967. Doi: 10.1016/j.gloenvcha.2019.101967.

Gardner, T. & Vieritz, A. 2010. The role of rainwater tanks in Australia in the twenty 1st century. *Architectural Science Review*, 53, 107–125. Doi:10.3763/asre.2009.0074.

Garrick, D., Iseman, T., Gilson, G., et al. 2020. Scalable solutions to freshwater scarcity: Advancing theories of change to incentivize sustainable water use. *Water Research*, 9, 100055. Doi:10.1016/j.wasec.2019.100055.

Gdela, M., Widomski, M.K., Musz-Pomorska, A. 2019. Hydraulic efficiency of selected intensive green roof substrates. *Ecological Chemistry and Engineering A*, 26 (1–2), 37–45. Doi: 10.2428/ecea.2019.26(1-2)4.

Gnecco, I., Palla, A., La Barbera, P. 2017. The role of domestic rainwater harvesting systems in storm water runoff mitigation. *European Water*, 58, 497–503. Available online: https://www.ewra.net/ew/pdf/EW_2017_58_72.pdf (accessed on 1 July 2021).

- Gregorine, B.G., Claisen, J.C. 2011. Effect of a modular extensive green roof on stormwater runoff and water quality. *Ecological Engineering*, 37(6):963–969. Doi 10.1016/j.ecoleng.2011.02.004.
- Guan, M., Sillanpää, N., Koivusalo, H. 2016. Storm runoff response to rainfall pattern, magnitude and urbanization in a developing urban catchment. *Hydrological Processes*, 30:543–557. Doi: 10.1002/hyp.10624.
- Gupta, A., Rodriguez-Hernandez, J., Castro-Fresno, D. 2019. Incorporation of Additives and Fibers in Porous Asphalt Mixtures: A Review. *Materials*, 12, 3156. Doi: 10.3390/ma12193156.
- Harding, R. 2006. Ecologically sustainable development: Origins, implementation and challenge. *Desalination*, 187, 229–239. Doi: 10.1016/j.desal.2005.04.082.
- Hatanaka, S., Kamalova, Z., Harada, M. 2019. Construction of a nonlinear permeability model of pervious concrete and drainage simulation of heavy rain in a residential area. *Results in Materials*, 3, 100033. Doi: 10.1016/j.rinma.2019.100033.
- Hoseini, G.A., Tookey, J., Yusoff, S.M., Hassan, N.B. 2016. State of the art of rainwater harvesting systems towards promoting green built environments: a review. *Desalination Water Treatment*, 57(1), 95–104. Doi:10.1080/19443994.2015.1021097.
- Kanclerz, J., Murat-Błażejewska, S., Dragon, K., Birk, S. 2016. Wpływ urbanizacji w strefie podmiejskiej na stosunki wodne w zlewniach małych cieków. *Inżynieria Ekologiczna (Ecological Engineering)*, 46, 94–99. Doi: 10.12912/23920629/61470.
- Kärman, E. 2001. Strategies towards sustainable wastewater management. *Urban Water*, 3, 63–72. Doi: 10.1016/S1462-0758(01)00018-8.
- Khankhaje, E., Rafieizonooz, M., Salim, M.R., Mirza, J., Salmiati, Hussin M.W. 2017. Comparing the effects of oil palm kernel shell and cockle shell on properties of pervious concrete pavement. *International Journal of Pavement Research and Technology*, 10(5), 383–392.
- Kołodziejczyk, K. 2016. Analiza wpływu wielkości uszczelnienia terenu na hydrogram odpływu ze zlewni. *Acta Scientiarum Polonorum Formatio Circumietus*, 15(4), 103–114. Doi: 10.15576/ASP.FC/2016.15.4.103.

- Lazarin, M., Castellotti, F., Busato, F. 2005. Experimental measurements and numerical modelling of a green roof. *Energy and Buildings*, 37(15), 1260–1267. Doi: 10.1016/j.enbuild.2005.02.001.
- Lazarova, V., Hills, S., Birks, R. 2003. Using recycled water for non-potable, urban uses: a review with particular reference to toilet flushing. *Water Science & Technology, Water Supply*, 3(4), 69–77. Doi:10.2166/ws.2003.0047.
- Liu, H., Luo, G., Wang, L., Wang, W., Li, W., Gong, Y. 2019a. Laboratory Evaluation of Eco-Friendly Pervious Concrete Pavement Material Containing Silica Fume. *Applied. Sciences*, 9, 73. Doi: 10.3390/app9010073.
- Liu, H., Zhu, B., Wei, H., Chai, C., Chen, Y. 2019b. Laboratory Evaluation on the Performance of Porous Asphalt Mixture with Steel Slag for Seasonal Frozen Regions. *Sustainability*, 11, 6924. Doi: 10.3390/su11246924.
- Lucke, T. & Beecham, S. 2011. Field investigation of clogging in a permeable pavement system. *Building Research & Information*, 39, 603–615. Doi: 10.1080/09613218.2011.602182.
- Lv, S., Wu, M., Shen, Y. Enhanced swelling ratio and water retention capacity for novel super-absorbent hydrogel. *Colloids and Surfaces A: Physicochemical and Engineering Aspects*, 583:123972. Doi: 10.1016/j.colsurfa.2019.123972.
- Maguesvari, M.U., Narashima, V.L. 2013. Studies on characterization on pervious concrete for pavement applications. *Procedia-Social and Behavioral Studies*, 104, 198–207.
- Mangani, F., Maione, M., Mangani, G., Berloni, A., Tatano, F. 2005. Evaluation of the Pollutant Content in Road Runoff First Flush Waters. *Water, Air and Soil Pollution*, 160(1), 213–228. Doi: 10.1007/s11270-005-2887-9.
- Marcaida, A.K., Nguyen, T.H., Ahn, J. 2018. Investigation of Particle-Related Clogging of Sustainable Concrete Pavements. *Sustainability*, 10, 4845. Doi: 10.3390/su10124845.
- Mariolakos, I. 2007. Water resources management in the framework of sustainable development. *Desalination*, 213(1–3), 147–151. Doi: 10.1016/j.desal.2006.05.062.
- Maurya, S.P., Singh, P.K., Ohri, A., Singh, R. 2020. Identification of indicators for sustainable urban water development planning. *Ecological Indicators*, 108, 105691. Doi:10.1016/j.ecolind.2019.105691.

- Meville-Shreeve, P., Ward, S., Butler, D. 2016. Rainwater harvesting Typologies for UK houses: a multi criteria analysis of system configurations. *Water*, 8, 129. Doi:10.3390/w80440129.
- Mihelcic, J., Crittenden, J., Small, M., et al. 2003. Sustainability science and engineering: the emergence of a new metadiscipline. *Environmental Science & Technology*, 37(23), 5314–5324. Doi: 10.1021/es034605h.
- Moretti, L., Di Mascio, P., Fusco, C. 2019. Porous Concrete for Pedestrian Pavements. *Water*, 11, 2105. Doi: 10.3390/w11102105.
- Morgan, S., Alyaseri, I., Retzlaff, W. 2011. Suspended solids in and turbidity of runoff from green roofs. *International Journal of Phytoremediation*, 13, 179–193. Doi:10.1080/15226514.2011.568547.
- Mourad, K.A., Berndtsson, J.C., Berndtsson, R. 2011. Potential fresh water saving using greywater in toilet flushing in Syria. *Journal of Environmental Management*, 92, 2447–2453. Doi:10.1016/j.jenvman.2011.05.004.
- Musz-Pomorska, A., Widomski, M.K., Gołębiowska, J. 2020. Financial sustainability of selected rain water harvesting systems for single-family house under conditions of eastern Poland. *Sustainability*, 12(12), 4853. Doi: 10.3390/su12124853.
- Nagypál, V., Mikó, E., Hodúr, C. 2020. Sustainable Water Use Considering Three Hungarian Dairy Farms. *Sustainability*, 12(8), 3145. Doi: 10.3390/su12083145.
- Opiso, E.M., Reinerio, S., Jemima, R. 2019. Effects of coal fly ash and fine sawdust on the performance of pervious concrete. *Heliyon*, 5, e02783. Doi: 10.1016/j.heliyon.2019.e02783.
- Othman, S.N., Noor, Z.Z., Abba, A.H., Yusuf, R.O. 2013. Review of life cycle assessment of integrated solid waste management in some Asian countries. *Journal of Cleaner Production*, 43, 251–262. Doi: 10.1016/j.jclepro.2012.09.043.
- Oviedo-Ocana, A.R., Dominguez, I., Ward, S., Rivera-Sanchez, M.L., Zaraza-Pena, J.M. 2018. Financial feasibility of end-user designed rainwater harvesting and greywater reuse systems for high water use households. *Environmental Science and Pollution Research*, 25, 19200–19216. Doi:10.1007/s11356-017-8710-5.
- Özerol, G., Dolman, N., Bormann, H., Bressers, H., Lulofs, K., Böge, M. 2020. Urban water management and climate change adaptation: A self-assessment

study by seven midsize cities in the North Sea Region. *Sustainable Cities and Society*, 55, 102066. Doi:10.1016/j.scs.2020.102066.

Palme, U., Lundin, M.; Tillman, A.M.; Molander, S. Sustainable development indicators for wastewater systems - researchers and indicator users in a co-operative case study. *Resour. Conserv. Recycl.* 2005, 43(3), 293–311; DOI:10.1016/j.resconrec.2004.06.006.

Park, M.H., Swamikannu, X., Stenstrom, M.K. 2009. Accuracy and precision of the volume-concentration method for urban stormwater modeling. *Water Research*, 43, 2773–2786. Doi:10.1016/j.waters.2009.03.045.

Pereira, B., David, L.M., and Galvno, A. 2020. Green Infrastructures in Stormwater Control and Treatment Strategies. *Proceedings*, 48, 7. Doi:10.3390/ECWS-4-06526.

Petrucci, G., Deroubaix, J.F., de Gouvello, B., Deitsch, J.C., Bompard, P., Tassin, B.2012. Rainwater harvesting to control stormwater runoff in suburban areas. An experimental case-study. *Urban Water Journal*, 9(1), 45–55. Doi:10.1080/1573062X.2011.633610.

Pęczkowski, G., Kowalczyk, T., Szawernoga, K., Orzepowski, W., Żmuda, R., Pokładek, R. 2018. Hydrological Performance and Runoff Water Quality of Experimental Green Roofs. *Water*, 10, 1185. Doi: 10.3390/w10091185.

Rabat, N.E., Hashim, S., Majid, R.A. 2016. Effect of Different Monomers on Water Retention Properties of Slow Release Fertilizer Hydrogel. *Procedia Engineering*, 148, 201–207. Doi:10.1016/j.proeng.2016.06.573.

Rahn, K.A., Davis, P., Dougherty, M. 2017. Laboratory methods examining the effects of pavement runoff. *Procedia Engineering*, 196, 527–534. Doi: 10.1016/j.proeng.2017.07.234.

Razzaghmanesh, M. & Beecham, S.A. 2018. Review of Permeable Pavement Clogging Investigations and Recommended Maintenance Regimes. *Water*, 10, 337. Doi: 10.3390/w10030337.

Report of the World Commission on Environment and Development: Our Common Future, 1987. Available online: <https://sustainabledevelopment.un.org/content/documents/5987our-common-future.pdf> (accessed on 5 May 2020).

Saadeh, S., Ralla, A., Al-Zubi, Y., Wu, R., Harvey, J. 2019. Application of fully permeable pavements as a sustainable approach for mitigation of stormwater

runoff. *International Journal of Transportation Science and Technology*, 8, 338–350. Doi: 10.1016/j.ijtst.2019.02.001.

Sakson, G., Zawilski, M., Badowska, E., Brzezińska, A. 2014. Zanieczyszczenie ścieków opadowych jako podstawa wyboru sposobu ich zagospodarowania. *Czasopismo Inżynierii Lądowej, Środowiska i Architektury*, 61(3/I), 253–264. DOI: 10.7862/rb.2014.60.

Sandoval, G.F.B., Galobardes, I., De Moura, A.C. 2020. Hydraulic behavior variation of pervious concrete due to clogging. *Case Studies in Construction Materials*, 13, e00354,. Doi: 10.1016/j.cscm.2020.e00354.

Santamarta, J.C., Neris, J., Rodríguez-Martín, J., Arraiza, M.P., López, J.V. 2014. Climate change and water planning: New challenges on islands environments. *IERI Procedia*, 9, 59–63. Doi: 10.1016/j.ieri.2014.09.041.

Sa?udo-Fontaneda, L.A., Andrés-Valeri, V.C.A., Rodriguez-Hernandez, J., Castro-Fresno, D. 2014. Field study of infiltration capacity reduction of porous mixture surfaces. *Water*, 6, 661–669. Doi: 10.3390/w6030661.

Sartipi, M., Sartipi, F. 2019. Stormwater retention using pervious concrete pavement: Great Western Sydney case study. *Case Studies in Construction Materials*, 11, e00274. Doi: 10.1016/j.cscm.2019.e00274.

Saruchi, Kumar, V., Mittal, H, Alhassan, S.M. 2019. Biodegradable hydrogels of tragacanth gum polysaccharide to improve water retention capacity of soil and environment-friendly controlled release of agrochemicals. *International Journal of Biological Macromolecules*, 132, 152–1261. Doi: 10.1016/j.ijbiomeac.2019.04.023.

Schultz, I., Sailor, D.J., Starry, O. 2018. Effects of substrate depth and precipitation characteristics on stormwater retention by two green roofs in Portland OR. *Journal of Hydrology: Regional Studies*, 18, 110–118. Doi: 10.1016/j.ejrh.2018.06.008.

Sepehri, M., Malekinezhad, H., Ilderomi, Al.R., Talebi, A., Hosseini, S.Z. 2018. Studying the effect of rain water harvesting from roof surfaces on runoff and household consumption reduction. *Sustainable Cities and Society*, 43, 317–324. Doi:10.1016/j.scs.2018.09.005.

Shafique, M., Kim, R., Kyung-Ho, K. 2018. Green Roof for Stormwater Management in a Highly Urbanized Area: The Case of Seoul, Korea. *Sustainability*, 10, 584. Doi: 10.3390/su10030584.

Silva, F.O.R., Wehrmann, A., Henze, H. J., Modelm N. 2006. Ability of plant-based surface technology to improve urban water cycle. *Urban Forestry & Urban Greening* 4, 145–158.

Skaf, M., Pasquini, E., Revilla-Cuesta, V., and Ortega-López, V. 2019. Performance and Durability of Porous Asphalt Mixtures Manufactured Exclusively with Electric Steel Slags. *Materials* (Basel), 12(20): 3306. Doi: 10.3390/ma12203306

Slebi-Acevedo, C.J., Pascual-Munoz, P., Lastra-González, P., Castro-Fresno, D. 2019. Multi-Response Optimization of Porous Asphalt Mixtures Reinforced with Aramid and Polyolefin Fibers Employing the CRITIC-TOPSIS Based on Taguchi Methodology. *Materials*, 18, 12(22), 3789. Doi: 10.3390/ma12223789.

Soonthornnonda, P. & Christensen, E.R. 2008. Source apportionment of pollutants and flows of combined sewer wastewater. *Water Research*, 42. 1889–1998. Doi:10.1016/j.watres.2007.11.034.

Soulis, K., Ntoulas, N., Nektarios, P., Kargas, G. 2017. Runoff reduction from extensive green roofs having different substrate depth and plant cover. *Ecological Engineering*, 102, 80–89. Doi:10.1016/j.ecoleng.2017.01.031.

Speak, A.F., Rothwell, J.J., Lindley, S.J., Smith, C.L. 2013. Rainwater runoff retention on an aged intensive green roof. *Science Total Environmental*, 461–462(1), 28–38. Doi 10.1016/j.scitotenv.2013.04.085.

Stovin, V., Vesuviano, G., Kasmin, H. 2012. The hydrological performance of a green roof test bed under UK climatic conditions. *Journal of Hydrology*, 414–415, 148–161. Doi:10.1016/j.jhydrol.2011.10.022.

Suleiman, L., Olofsson, B., Saurí, D., Palau-Rof, L. 2020. A breakthrough in urban rain-harvesting schemes through planning for urban greening: Case studies from Stockholm and Barcelona. *Urban Forestry & Urban Greening*, 126678. Doi:10.1016/j.ufug.2020.126678.

Tan, Y., Zhu, Y., Xiao, H. 2020. Evaluation of the Hydraulic, Physical, and Mechanical Properties of Pervious Concrete Using Iron Tailings as Coarse Aggregates. *Applied. Sciences*, 10, 2691. Doi: 10.3390/app10082691.

Termeer, C.J.A.M., Dewulf, A.R.P.J., van Rijswick, H.F.M.W., van Buuren, A., Huitema, D., Meijerink, S. 2011. The regional governance of climate adaptation: A framework for developing legitimate, effective, and resilient governance arrangements. *Climate Law*, 2(2), 159–179. Doi 10.3233/CL-2011-032.

Timm, A., Kluge, B., Wessolek, G. 2018. Hydrological balance of paved surfaces in moist mid-latitude climate - A review. *Landscape and Urban Planning* 175, 80–91. Doi: 10.1016/j.landurban.2018.03.014.

TU1206 COST Sub-Urban WG2. Reported. (Eds.) Mielby S., Eriksson I., Campbell D., et al. Considering access to subsurface knowledge - Evaluation of practices and techniques.

Wakode, H.B., Baier, K., Jha, R., Azzam, R. 2018. Impact of urbanization on groundwater recharge and urban water balance for the city of Hyderabad, India. *International Soil and Water Conservation Research* 6, 51–62. Doi: 10.1016/j.iswcr.2017.10.003.

Wang, X., Tian, Y., Zhao, X. 2017. The influence of dual-substrate-layer extensive green roofs on rainwater runoff quantity and quality. *Science Total Environmental*, 592, 465–476. Doi:10.1016/j.scitotenv.2017.03.124.

Willems, P., Arnbjerg-Nielsen, K., Olsson, J., Nguyen, V.T.V. 2012. Climate change impact assessment on urban rainfall extremes and urban drainage: Methods and shortcomings. *Atmospheric Research*, 103, 106–118. Doi: 10.1016/j.atmosres.2011.04.003.

Xu, W.D., Fletcher, T.D., Duncan, H.P., Bergmann, D.J., Breman, J., Burns, M.J. 2018. Improving the Multi-Objective Performance of Rainwater Harvesting Systems Using Real-Time Control Technology. *Water*, 10, 147. Doi:10.3390/w10020147.

Yang, T.H. & Liu, W.C. 2020. A General Overview of the Risk-Reduction Strategies for Floods and Droughts. *Sustainability*, 12(7), 2687. Doi: 10.3390/su12072687.

Zhang, X., Hu, M., Chen, G., Xu, Y. 2012. Urban rainwater utilization and its role in mitigating urban water logging problems: a case study in Nanjing, China. *Water Resources Management*, 26,3757–3766. Doi:10.1007/s11269-012-0101-6.

Zhu, H., Wen, C., Wang, Z., Li, L. 2020. Study on the Permeability of Recycled Aggregate Pervious Concrete with Fibers. *Materials*, 2020, 13, 321. Doi: 10.3390/ma13020321.

Zhu, H., Yu, M., Zhu, J., Lu, H., Cao, R. 2019. Simulation study on effect of permeable pavement on reducing Floyd risk of Urban runoff. *International Journal of Transportation Science and Technology*, 8, 373–382. Doi: 10.1016/j.ijtst.2018.12.001.

Wieloaspektowe wykorzystanie retencjonowania wód opadowych w budownictwie jednorodinnym dzięki synergii wiedzy z wielu dziedzin

Bożena Gil¹, Paweł Grajper¹, Arkadiusz Kolka², Adam Gil³

¹ Katedra Inżynierii Wody i Ścieków, Wydział Inżynierii Środowiska i Energetyki, Politechnika Śląska, Gliwice

² Katedra Budowy Maszyn, Wydział Mechaniczny Technologiczny, Politechnika Śląska, Gliwice

³ Katedra Teorii, Projektowania i Historii Architektury, Wydział Architektury, Politechnika Śląska, Gliwice

1. Wprowadzenie

Obserwowane współcześnie zmiany klimatu są powszechne i coraz intensywniejsze (Gutiérrez et al, 2021). Na całym świecie podejmowane są działania mające na celu zarówno ich ograniczenie jak i dostosowanie się do nich. Prowadzone są one w skalach: globalnych zarządzanych przez organizacje międzynarodowe, regionalnych (skala państw) aż do zupełnie lokalnych. Działania zmierzające do adaptacji miast do zmian klimatu są również podejmowane przez państwa członkowskie UE, w tym Polskę.

W Polsce program (Rajkowska i in, 2013) dotyczący adaptacji do zmian klimatu obejmuje miasta powyżej 100 tys. mieszkańców. Zostały w nim wytypowane 44 miasta, w których, zamieszkiwało prawie 30% populacji kraju (około 47% mieszkańców miast) (Kacperczyk i in, 2018). Wskazano w nim zakresy najbardziej wrażliwe na destabilizację w rezultacie zmian klimatycznych - gospodarkę wodną a następnie energetykę, transport oraz zdrowie publiczne. Rozwój infrastruktury zielonej i błękitnej na obszarach zurbanizowanych czyli między innymi małą retencję wskazano jako jedno z kluczowych działań, które mają wspomagać tę adaptację.

Z perspektywy mieszkańca, mała retencja podnosi komfort życia lokalnie (Rose, 2019), wewnątrz tkanki miejskiej jak też ponadlokalnie poprzez powiązanie przestrzeni zurbanizowanej z terenami otwartymi, niezurbanizowanymi. Z perspektywy zarządcy wodami opadowymi natomiast, mała retencja pozwala na zagospodarowanie tych wód w miejscu ich występowania.

Nowoczesne podejście do zagospodarowania wód opadowych (Geiger i in., 1999; Gil i in., 2016; Shukri, 2014) zmierza więc do decentralizacji sposobu

zagospodarowania wód opadowych oraz przywrócenia naturalnej struktury bilansu wodnego. Decentralizacja powinna się odbyć poprzez zagospodarowanie wód opadowych w miejscu ich powstania lub ich wykorzystanie do celów bytowych/gospodarczych (Geiger i in., 1999) a przywrócenie naturalnej struktury bilansu wodnego powinno odbywać się poprzez (Chełmicki, 2012; Słyś, 2008) zwiększenie infiltracji wód opadowych do gruntu i zmniejszenie spływu do wód powierzchniowych, oraz zwiększenie ewapotranspiracji.

Jako interesujące przykłady takich rozwiązań hybrydowych można wskazać zagospodarowania wód opadowych w dzielnicy Augustenbor w Malmö (Dania) (Shukri, 2014), na osiedlu Kronsberg w Hannoverze (Niemcy) (Heise, 2002), czy w kwartale Potsdamer Platz w Berlinie (Niemcy) (Dreiseitl, 2006). Jako przykłady rozwiązań dla obszarów o dużej gęstości zabudowy (gdzie wykorzystanie infrastruktury zielonej i błękitnej jest problematyczne ze względu na brak powierzchni) można wskazać dziedziniec Green Water Square Bellamyplein w Rotterdamie (Holandia) (Hampshire, 2019; Gil i in, 2019), który na co dzień pełni funkcje rekreacyjne, natomiast w czasie opadów ulewnych lub nawałnych staje się zbiornikiem retencyjnym. Można wskazać także wiele dobrych rozwiązań dla miejskich przestrzeni komunikacyjnych, które pozwalają nie tylko retencjonować opad ale także go podczyścić i odprowadzić do gruntu. Narzędziem propagowania takich rozwiązań jest „Katalog Dobrych Praktyk-Zasady zrównoważonego gospodarowania wodami opadowymi pochodzącymi z nawierzchni pasów drogowych” (Lejcuś i in., 2017). Rozwiązania tego typu mogą być również wykorzystane w systemach ruchu uspokojonego (Mall, 2021) czy woonerfach. Przykładami rozwiązań w skali pojedynczej działki/budynku są dachy / ogrody zielone, ściany zielone, otwarte i zamknięte zbiorniki, niecki infiltracyjne oraz ogrody deszczowe (Geiger et al, 1999; Bassert 2003; Lejcuś i in., 2019; Słyś, 2008; Burszta-Adamiak, 2014).

Należy podkreślić, że o ile w skali urbanistycznej, działania skupiają się głównie na zapobieganiu przepełnieniu sieci i powodziom miejskim (jako rezultatom opadów ulewnych lub nawałnych) o tyle działania w skali pojedynczych działek mają na celu głównie zwiększenie udziału wód opadowych odprowadzanych do gruntu, co ma za zadanie lokalnie ograniczyć zjawisko suszy glebowej i tym samym poprawić stan zieleni jako elementu lokalnego środowiska.

W tej skali znacznie rzadziej analizuje się wykorzystanie małej retencji jako elementu ograniczającego skutki opadów ulewnych lub opadów nawałnych. Nie oznacza to jednak, że nie jest to możliwe. Wymaga to jednak poszerzonych działań analitycznych na etapie projektowania/wydawania warunków dla zabudowy, oraz wyposażenia systemu w odpowiednie sterowanie tak aby był on użyteczny dla nieprzeszkolonego użytkownika.

Celem niniejszego artykułu jest pokazanie zastosowania modeli hydraulicznych do precyzyjnego oszacowania parametrów przydomowego systemu małej retencji, ukazanie praktycznego rozwoju takiego systemu oraz korzyści wynikających z zastosowania takiego zautomatyzowanego, systemu zarówno w zakresie nawadniania działki jak i jej ochrony przed skutkami opadów nawaalnych.

Analizy zostały przeprowadzone w warunkach typowej mieszkaniowej zabudowy podmiejskiej na terenie Górnego Śląska (miasto Gliwice).

2. Zmiany w strukturze obszarów podmiejskich

Trendy rozwoju miast od lat nie ulegają zmianie. Pomimo różnorodnych prób przeciwdziałania, obserwujemy wyludnianie się śródmieść i exurbanizację (rozlewanie się przedmieść). Nie jest to trend korzystny z punktu widzenia struktury miasta - jego rezultatem jest degradacja śródmieść, izolacja kulturowa, problemy komunikacyjne, gentryfikacja, wzrost kosztów infrastruktury i mediów. Skutki widoczne są także w strukturze układów sieci, w tym sieci kanalizacji deszczowej.

Miejscowe Plany Zagospodarowania Przestrzennego (MPZP) takich peryferyjnych obszarów są do siebie zbliżone. Na potrzeby tej pracy przeanalizowano plany miejscowe dla pięciu dzielnic obrzeżnych Gliwic (Tabela 1). Z analizy tej wynika, że na znacznych obszarach dominować tam ma zabudowa jednorodzinna (domy wolnostojące, bliźniacze lub szeregowe) o zbliżonych parametrach urbanistycznych.

Tab. 1. Wartości parametrów urbanistycznych w analizowanych MPZP (opracowanie własne na podstawie MPZP, 2021)

Lp	Wskaźnik	Dzielnica				
		„A”	„B”	„C”	„D”	„E”
1	Jednorodzinna wolnostojąca					
2	Minimalna powierzchnia działki budowlanej	600	800	350–700	800	800
3	Maksymalna powierzchnia zabudowy	50%	50%	30%	35%	~40%
4	Minimalna powierzchnia biologicznie czynna	40%	35%	60%	45%	40%
5	Minimalna szerokość frontu działki	20	18	–	16	16
6	Intensywność zabudowy (przedział)	0,1–1,0	0,8	0,4–0,8	0,7–1	0,8
7	Bliźniacza					
8	Minimalna powierzchnia działki budowlanej	450	400	350–700	600	–
9	Maksymalna powierzchnia zabudowy	50%	50%	30%	50%	–
10	Minimalna powierzchnia biologicznie czynna	40%	35%	60%	30%	–
11	Minimalna szerokość frontu działki	16	14,5	–	10	–
12	Intensywność zabudowy (przedział)	0,1–1,0	0,8	0,4–0,8	0,7–1	–
13	Szeregowa					
14	Minimalna powierzchnia działki budowlanej	–	300	350–700	300	–
15	Maksymalna powierzchnia zabudowy	–	50%	30%	35%	–
16	Minimalna powierzchnia biologicznie czynna	–	35%	60%	45%	–
17	Minimalna szerokość frontu działki	–	7,5	–	6	–
18	Intensywność zabudowy (przedział)	–	0,8	0,4–0,8	0,7–1	–

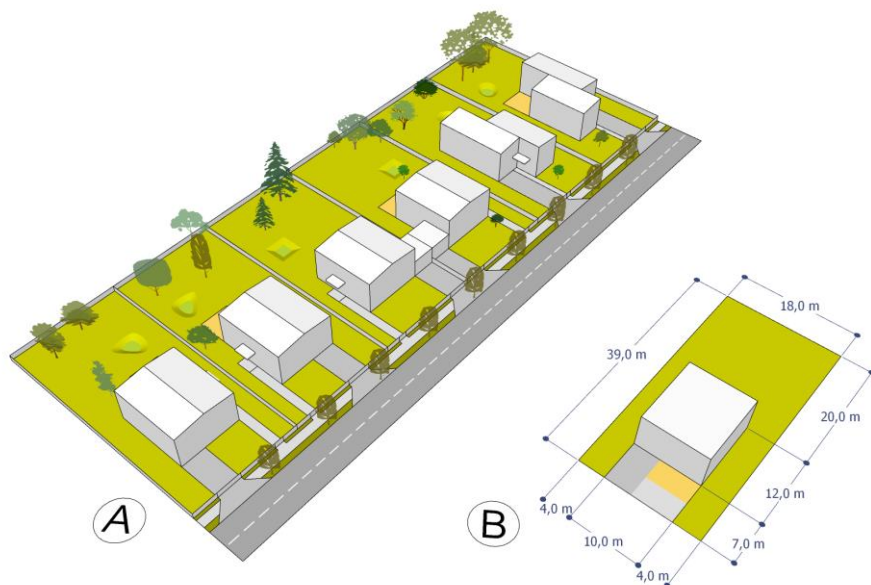
Analiza przestrzenna tych dzielnic wskazuje natomiast, że często występują tam zgrupowania podobnych obiektów jako rezultat działań deweloperskich. Założenia takie liczą sobie z reguły od kilku do kilkudziesięciu (20–30) domów zlokalizowanych na podobnej wielkości działkach, usytuowanych wzdłuż jednej ulicy. Układ taki wynika z wykorzystania pod zabudowę odrolnionych działek

łanowych. W przyszłości należy spodziewać się pojawiania tam kolejnych zgrupowań zabudowy deweloperskiej, co ma swoje odzwierciedlenie w zapisach MPZP. Tego typu powtarzalna zabudowa – budowana jako jedna inwestycja po uzyskaniu wspólnych warunków i pozwoleń – jest też dobrym kandydatem do przetestowania zintegrowanych rozwiązań z zakresu małej retencji.

Na podstawie analizy MPZP sformułowano uogólnione zapisy dotyczące kształtowania osiedla jednorodzinnych domów wolnostojących o typowych parametrach często występujących w rzeczywistości (Tabela 2).

Tab. 2. Wartości parametrów urbanistycznych przyjętych w rozwiązaniu modelowym dla zabudowy jednorodzinnej wolnostojącej (opracowanie własne na podstawie MPZP, 2021)

Lp	Nazwa	Wartość parametru	Wartości przyjęte
1	Minimalna powierzchnia działki budowlanej	700 m ²	702 m ²
2	Maksymalna powierzchnia zabudowy	50%	100–120 m ² (14%),
3	Powierzchnia szczelna poza budynkiem		98 m ² (14%)
4	Minimalna powierzchnia biol. czynna	40%	504 m ² (72%)
5	Minimalna szerokość frontu działki	18m	18m (4+10+4)
6	Intensywność zabudowy (przedział)	0,1–1,0	0,3
7	Liczba kondygnacji nadziemnych	3	2



Rys. 1. (A).Schemat osiedla, (B) schemat bilansu działki, na którym oparto osiedle (opracowanie własne)

Na tej podstawie powstał schemat typowej działki i osiedla (Rysunek 1). Schemat ten jest niezbędny do oszacowania bilansu wodnego takiej zabudowy. Do analizy powierzchni szczelnych przyjęto dość typowe założenia przestrzenne: dom wolnostojący o powierzchni rzutu ok 100–120m² (około 10x12m) oraz działka, o szerokości frontu 18m. Przyjęto także odsunięcie elewacji frontowej o ok 7m od granicy działki aby zapewnić miejsce na parkowanie przed domem (lub garaż/wiatę). Dla uproszczenia założono, że przestrzeń ta będzie miała nawierzchnię szczelną na całej szerokości domu (około 7x10m). To uproszczenie pozwala wliczyć dojście piesze do domu i ewentualne inne utwardzenia terenu w koło budynku (taras etc.). W analizie przyjęto dachy płaskie ale zmiana dachów na wielospadowe nie zmienia bilansów.

3. Wykorzystanie modelu hydraulicznego do oceny działania indywidualnych systemu zagospodarowania wód opadowych

Wykorzystanie małej retencji wymaga od projektantów poszerzenia wiedzy na temat wzajemnych zależności pomiędzy procesami hydrauliczno-hydrologicznymi

(takimi jak: opad, spływ powierzchniowy, infiltracja, intercepcja, parowanie, retencja wody, odpływ) oraz ekologicznymi (takimi jak: biologiczne, fizyczne i chemiczne procesy obiegu materii, transpiracja, biodegradacja, produkcja pierwotna, denitryfikacja). Każda z metod zagospodarowania wód opadowych charakteryzuje się określoną, dynamiczną równowagą pomiędzy ww. procesami hydrologicznymi. Dlatego łącząc różnorodne metody zagospodarowania wód opadowych należy zwrócić uwagę na indywidualne właściwości tych procesów. Przykładowo intensywność infiltracji wody do gruntu jest zmienna w czasie (w pierwszym okresie opadów jest największa a następnie maleje wykładniczo, osiągając stałą wartość (Dębski, 1965). W naszej strefie klimatycznej średnio ok. 16%–25% wysokości opadów podlega infiltracji do gruntu (i zależy to nie tylko od przepuszczalności terenu (Słyś, 2008)). Dlatego w celu zwiększenia ilości wody opadowej odprowadzanej do gruntu korzystne jest połączenie infiltracji z retencją (np. poprzez zastosowanie rowów/niecek retencyjno-infiltracyjnych oraz zbiorników).

Narzędziem, które może wspomagać projektantów na etapie wyboru metody zagospodarowania jest model hydrauliczny. Pozwala on uwzględnić warunki związane z charakterystyką opadów, warunkami gruntowo-wodnymi oraz z możliwością (lub jej brakiem) odprowadzenia wód opadowych do kanalizacji.

W niniejszej pracy wykorzystano model hydrodynamiczny opracowany w programie SWMM5 EPA, który od 2009r. pozwala modelować elementy małej retencji, w tym zbiorniki na wodę opadową (tzw. beczki), dachy zielone, ogrody deszczowe, niecki i rowy infiltracyjne i bioretencyjne (Bond et al, 2021). Model został opracowany z wykorzystaniem oraz fali dynamicznej w czasie pogody deszczowej (symulacja z krokiem czasowym 30s).

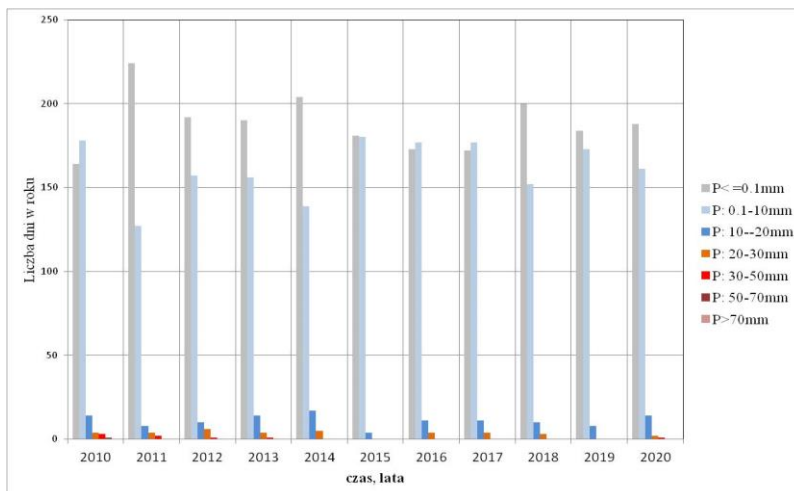
3.1. Podstawa wyboru analizowanych scenariuszy

Roczna wysokość opadów w Gliwicach, gdzie zlokalizowana jest zlewnia modelowa, w ostatnich dziesięciu latach wahała się pomiędzy 450 mm i 936 mm. Wysokość opadów została określona dla miasta Gliwice na podstawie obliczenia dobowej wysokości opadów metodą odległości odwróconych (Dębski, 1965) w oparciu o dane z posterunków meteorologicznych Katowice i Racibórz (Dane publiczne IMGW-PIB, 2021).

Liczba dni z opadem (dobowa suma opadów powyżej 0.1mm) średnio w analizowanym okresie wynosiła 172 dni w roku (minimalnie 140 dni w roku, maksymalnie 212 dni). Najczęściej występowały dni z sumą opadów do 10mm (Rysunek 2). Liczba dni z opadem 30–50mm (który w skali Lorenca jest opadem zagrażającym podtopieniami (Lorenc, 2021) występowała średnio przez niecały dzień w roku (maksymalnie w analizowanym okresie przez 4 dni), a liczba dni

z opadem 50–70mm (który w skali Lorenca jest opadem groźnym powodziowo (Lorenc, 2021) średnio występowała 0.1 dnia (maksymalnie 1 dzień w roku).

Z analizy danych dobowych z lat 2021–2020 wynika, że opady dobowe o wysokości powyżej 52mm występują z prawdopodobieństwem 10%, a o wysokości powyżej 30mm z prawdopodobieństwem ok. 50%.



Rys. 2. Liczba dni w roku dla wybranych przedziałów wysokości opadów dla Gliwic (oprac. wł. na podstawie IMGW-PIB, 2021)

Należy zaznaczyć, iż pomimo, że prawdopodobieństwo ww. intensywnych opadów wydaje się ze statystycznego punktu widzenia dość niskie, z perspektywy rodziny zamieszkującej dom jednorodzinny odbiór jest zauważalnie inny. Ponieważ czas istnienia pojedynczego gospodarstwa możemy oszacować na ok 30 lat (jedno pokolenie, od wprowadzenia się do domu do przekazania domu następnemu pokoleniu/spadkobiercom) to wystarczy, że lokalne podtopienie zdarzy się w tym okresie raz aby rodzina straciła efekty lat pracy a czasem cały dobytek. Z punktu widzenia pojedynczego mieszkańca oznacza to nie tylko konieczność odtworzenia utraconego/zniszczonego mienia ale i trwałą utratę zaufania do środowiska, w którym żyją oraz do instytucji państwowych jako gwaranta ich bezpieczeństwa. Dlatego przeciwdziałanie takim lokalnym podtopieniom ma znacznie większe znaczenie społeczne niż to, na które wskazywałyby dane statystyczne.

Z perspektywy takiego inwestora istotne jest również jak zmiany klimatu w perspektywie najbliższych 30 lat wpłyną na zastosowane rozwiązania. Wpływ zmian klimatu przeanalizowano na podstawie systemu Klimada 2.0 stworzonego

przez Instytut Ochrony Środowiska (Klimada 2.0 IOŚ, 2021). Sprawdzono dwa skrajne scenariusze, jeden oznaczony symbolem RCP 4.5, który zakłada wprowadzenie nowych technologii, pozwalających na większą redukcję CO₂ (globalny wzrost średniej temperatury Ziemi w odniesieniu do epoki przedindustrialnej o 2.5°C) i drugi scenariusz oznaczony symbolem RCP 8.5, który zakłada utrzymanie obecnego stanu redukcji CO₂ (prognozuje się wzrost temperatury Ziemi w odniesieniu do epoki przedindustrialnej o 4.5°C). W analizie wybrano parametry, które mają szczególne znaczenie dla komfortu życia mieszkańców (średnia temperatura powietrza, suma wysokości opadów, liczba dni z wysokością opadów powyżej 20mm) oraz wpływają na kształtujące się warunki rozwoju roślinności i dobór gatunków roślinności (liczba dni wegetacyjnych, liczba dni bez opadów, liczba dni mroźnych). Z analizy wynikają między innymi:

- zmiany charakteru opadów (wzrost sumy rocznej wysokości opadów, wzrost liczby dni z opadem powyżej 20mm, wzrost liczby dni bez opadów),
- zmiany charakteru temperatury (wzrost średniej temperatury powietrza, wzrost liczby dni z temperaturą powyżej 5°C i zmniejszenie liczby dni z temperaturą poniżej 0°C).

Tab. 3. Prognozowane zmiany wybranych parametrów, związanych ze zmianą klimatu, dla scenariusza RCP 4.5 i scenariusza RCP 8.5, dla Gliwic (oprac. wł. na podstawie Klimada 2.0 IOŚ, 2021)

lp	Parametry	Dane historyczne 2011–2021r	Perspektywa 30 lat 2041–2050r	
			Scenariusz RCP 4.5	Scenariusz RCP 8.5
1	Średnia temperatura, °C	9.37	10.16	10.36
2	Liczba dni wegetacyjnych, temperatura powyżej 5°C, dni	257	262 (↑)	267 (↑)
3	Liczba dni mroźnych, temperatura poniżej 0°C, dni	25	21 (↓)	21 (↓)
4	Średnia roczna suma wysokości opadów, mm	770	770.6	851.1 (↑)
5	Liczba dni z opadem powyżej 20 mm, dni	4	4.3 (↑)	5.0 (↑)
6	Liczba dni bez opadów, przy temperaturze powyżej 5°C, dni	157	160 (↑)	158

Aby ocenić przyjęte rozwiązania przeanalizowano następujące scenariusze:

- pierwszy scenariusz określony dla aktualnego natężenia deszczu wykorzystywanego do projektowania kanalizacji deszczowej. Natężenie

deszczu określone wg wzoru Błaszczyka, dla rocznej sumy wysokości opadów $P=750\text{mm}$ i częstotliwości występowania $c=10$ lat (wymagania lokalne odpowiadające wydawanym warunkom), czas trwania opadów $t=15\text{min}$,

- drugi scenariusz dla prognozowanego natężenia deszczu z sumą wysokości opadów prognozowaną dla roku 2040 wg modelu klimatycznego dla scenariusz RCP 8.5 (Tab. 3).
- trzeci scenariusz dla opadu krótkotrwałego z sumą wysokości opadów równą 30 mm (opad nawalny wg skali Chomicza $k=6$ [12]), który wg skali Lorenza odpowiada opadowi zagrażającemu wystąpieniem podtopień [6],
- czwarty scenariusz dla opadu krótkotrwałego z sumą wysokości opadów równą 56 mm (opad nawalny wg skali Chomicza $k=6$ [2]), który wg skali Lorenza odpowiada opadowi groźnemu powodziowo [6].

3.2. Ocena możliwości retencjonowania i zagospodarowania wód opadowych

Dla zlewni modelowej przyjęto dwa warianty rozwiązań opisane w dalszej części artykułu jako Wariant I i Wariant II.

W wariantcie I wody opadowe z dachów i terenów utwardzonych odprowadzane były do zbiornika retencyjnego. Zbiornik retencyjny zaprojektowano jako zbiornik podziemny z możliwością zagospodarowania wód opadowych.

Dla obu wariantów wyliczono taką samą wielkość zbiornika retencyjnego, natomiast założono różne wykorzystanie retencyjne terenu (z ogrodem deszczowym i bez). W obu wariantach pojemność czynną zbiornika obliczono w oparciu o metodę Annena i Londonga (Edel, 2017). W rezultacie przyjęto wstępnie objętość zbiornika równą 6m^3 . W obu wariantach założono, że zebrane wody opadowe będą wykorzystane do podlewania terenów zielonych (działki). Na potrzeby podlewania zarezerwowano 3dm^3 wody na 1m^2 powierzchni terenu zaplanowano trzy podlewania w tygodniu (Jodłowska, 2018).

Przyjęto następujące warunki brzegowe modelu:

- średnią zdolność do infiltracji wód, wilgotną glebę, grunt piaszczysto-gliniasty z roślinnością (początkowa intensywność infiltracji 54mm/h ; końcowa intensywność infiltracji 5.7mm/h , stała recesji $k=0.069\text{min}^{-1}$ (Kazimierczak i in, 2012),
- niski poziom wód gruntowych,
- ograniczoną możliwość odprowadzenia wód opadowych do kanalizacji deszczowej (maksymalny odpływ wód opadowych do kanalizacji $2\text{dm}^3/\text{s}$).

W wariancie II, w celu zwiększenia infiltracji wód opadowych do gruntu zaproponowano zastosowanie dodatkowo ogrodu deszczowego o powierzchni około 4m². Ogród ten powinien być obniżony około 30–40cm w stosunku do terenu sąsiadującego. Podłoże powinno składać się z warstw chłonnych – kamieni, piasku, żwiru oraz warstwy drenażowej – łącznie około 0.8m (Domanowska, 2015; Bond, 2021). Łączna pojemność ogrodu to ok 2–2,5m³. Ogród ten powinien być obsadzony roślinami odpornymi na zmianę wilgotności (turzyca pospolita, kosaciec syberyjski etc.). Przewidziano ukształtowanie działki wymuszające spływ powierzchniowy w kierunku ogrodu deszczowego. W przypadku przepełnienia niecki ogrodu nadmiar wód opadowych odprowadzany był do zbiornika retencyjnego.

Zastosowanie takiego ogrodu deszczowego w wariancie II zmniejszyło ilość wód opadowych odprowadzanych bezpośrednio do zbiornika retencyjnego, co przedstawia Tabela 4. Mimo, że dla większości dni nastąpiła znaczna redukcja przepływu chwilowego i możliwa stała się redukcja pojemności zbiornika (zarówno dla obecnego jak i prognozowanego opadu miarodajnego), dla dni z opadami o wysokości powyżej 30mm w ciągu doby (Scenariusz 3 i Scenariusz 4) ww. wykorzystanie wód opadowych nie wpłynęło w istotny sposób na obniżenie przepływu maksymalnego dopływającego do zbiornika retencyjnego. Dla sumy opadów dobowych powyżej 30mm występującej z prawdopodobieństwem przewyższenia 50%, które stanowi zagrożenie podtopieniami, konieczne było zastosowanie zbiornika o większej pojemności w każdym z tych dwóch wariantów.

Tab. 4. Zmiany dopływu maksymalnego do zbiornika oraz optymalna objętość retencyjna pozwalająca na ochronę terenów przed podtopieniem w zależności od scenariusza opadów oraz przyjętego wariantu zagospodarowania (opracowanie własne)

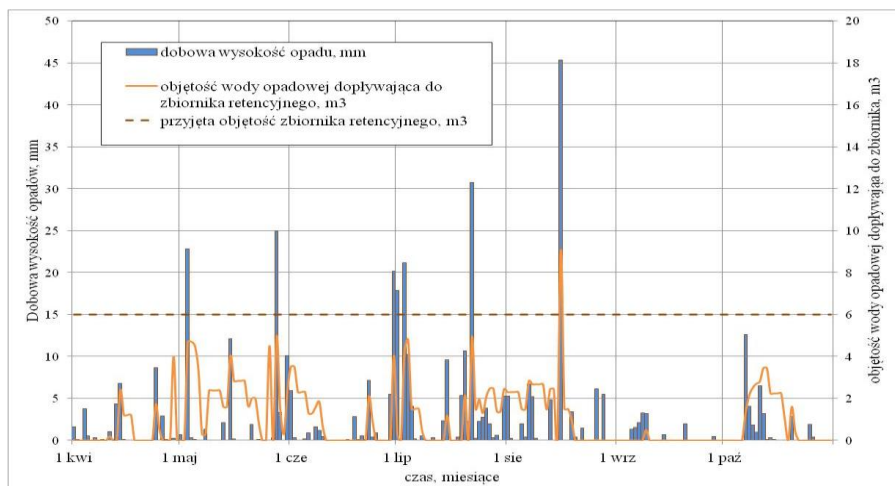
Scenariusz	Maksymalny dopływ do zbiornika, dm ³ /s Wariant		Optymalna objętość czynna zbiornika, m ³ Wariant		Czas opróżniania zbiornika, h Wariant		Stopień wypełnienia zbiornika, % Wariant	
	I	II	I	II	I	II	I	II
1	6.51	2.53	4.7	3	0.9	0.5	0.48	0.1
2	7.63	3.42	6.3	4.7	1	0.7	0.49	0.1
3	13.5	12	12.6	12.6	3	2	0.97	0.7
4	15.17	12.1	14.1	14.1	6	6	1	1

Dla wariantu I, przeprowadzono dodatkowo analizę działania w dłuższym okresie czasu, np. w okresie wegetacyjnym. W tym celu do analizy

wykorzystano dane z 2016 r. (roczna suma wysokości opadów była powyżej przeciętnej). Podczas modelowania zaproponowano zastosowanie następującego algorytmu symulującego pracę układu:

- podczas okresów bezdeszczowych co 3 dni było planowane podlewanie terenów zielonych raz w ciągu dnia z wydajnością $3\text{dm}^3/\text{m}^2$ powierzchni,
- dodatkowo w okresach bezdeszczowych założono prewencyjne utrzymanie maksymalnie $3/4$ objętości zbiornika, pozostała część był odprowadzana do kanalizacji deszczowej,
- dzień przed występowaniem opadów o spodziewanej wysokości 20–30 mm pojemność zbiornika była obniżana do $1/2$ objętości dzięki odprowadzeniu wód ze zbiornika do kanalizacji
- dzień przed występowaniem opadów o spodziewanej wysokości powyżej 30 mm zbiornik wypompowywany był całkowicie.

Zastosowanie takiego algorytmu pozwoliło na pokrycie zapotrzebowania na podlewanie terenów zielonych w 54% w analizowanym roku 2016. Zaproponowane rozwiązanie nie zabezpieczyło układu przed możliwością podtopienia w okresie występowania opadów nawałnych. Z obliczeń wynika, że aby zabezpieczyć działkę przed deszczami nawałnymi konieczny jest zbiornik (lub układ zbiornik + ogród deszczowy) o objętości ok 15m^3 . Taka objętość wystarczyłaby także aby zapewnić całkowite zapotrzebowanie na wodę do podlewania.



Rys. 3. Zmiany wysokości opadów, suma wysokości opadów oraz objętość zbiornika retencyjnego w okresie wegetacyjnym, dla danych z roku 2016 (opracowanie własne)

Zastosowanie systemu umożliwiającego maksymalne wykorzystanie wód opadowych do celów podlewania wymaga zastosowania monitoringu i sterowania. W takich przypadkach prog, przy których algorytm sterowania umożliwia otwarcie lub zamknięcie np. zastawki umożliwiającej odprowadzenie nadmiaru wód opadowych do kanalizacji deszczowej, muszą być dobierane indywidualnie. Takie działania często przeprowadza się etapowo w celu zoptymalizowania rozwiązania.

4. Wykorzystanie systemu monitoringu i sterowania do optymalnego zagospodarowania wód opadowych

Równolegle z analizami opracowywano rzeczywisty system testowy wdrożony na prywatnej działce. Działka zlokalizowana jest pod Gliwicami na terenach o strukturze charakterystycznej dla przedmieść (rozproszona zabudowa jednorodzinna). System ten różni się znacząco od teoretycznego rozwiązania modelowego ze względu na zastane warunki lokalizacji (dwa źródła zasilania instalacji, istniejące: działka, dom, zbiornik i studnia, brak możliwości odprowadzenia wód do sieci). Dlatego w rozwiązaniu testowym skupiono się na opracowaniu zautomatyzowanego sterowania instalacją, która wykorzystywała zgromadzoną wodę wyłącznie do nawadniania działki.

W związku z tym na pierwszy plan wybił się drugi z wymienionych aspektów – maksymalne zagospodarowanie wód opadowych w całym okresie wegetacyjnym i związane z tym wprowadzenie systemu monitoringu i sterowania. Przy jego opracowywaniu należało zwrócić uwagę na dwa elementy:

- możliwość przejścia przez zbiornik całości opadów z powierzchni nieprzepuszczalnych na działce, w okresie występowania opadów ulewnych, nawalnych (co oznacza, że przed falą opadów zbiornik powinien być opróżniony),
- właściwe sterowanie zużyciem wody opadowej w okresach bez opadów w celu wykorzystania do podlewania całej zmagazynowanej wody, przy minimalnym stopniu uzupełniania jej z innych źródeł.

Na terenie działki znajduje się dom o powierzchni dachu ok. 250m², nawierzchnia drogowa (przepuszczalna) ok. 210m², ok 400m² trawnika i ok 450m² ogrodu z roślinnością wysoką, średnią i niską (drzewa, krzewy, kwiaty, warzywa). Wody opadowe z dachu oraz podjazdu odprowadzane były do istniejącego, podziemnego, bezodpływowego zbiornika retencyjnego o pojemności 3,77m³.

Na obszarze, na którym znajduje się nieruchomość, nie ma systemu do odprowadzania wód opadowych (brak kanalizacji deszczowej lub ogólnospławnej,

oraz cieków) dlatego przy doborze wielkości zbiornika retencyjnego założono, że cała zretencjonowana woda musi być wykorzystana do podlewania. Dodatkowo, z uwagi na fakt, że teren posiada niekorzystne warunki gruntowe a budynek jest podpiwniczony, nie zaprojektowano przelewu awaryjnego z ww. zbiornika.

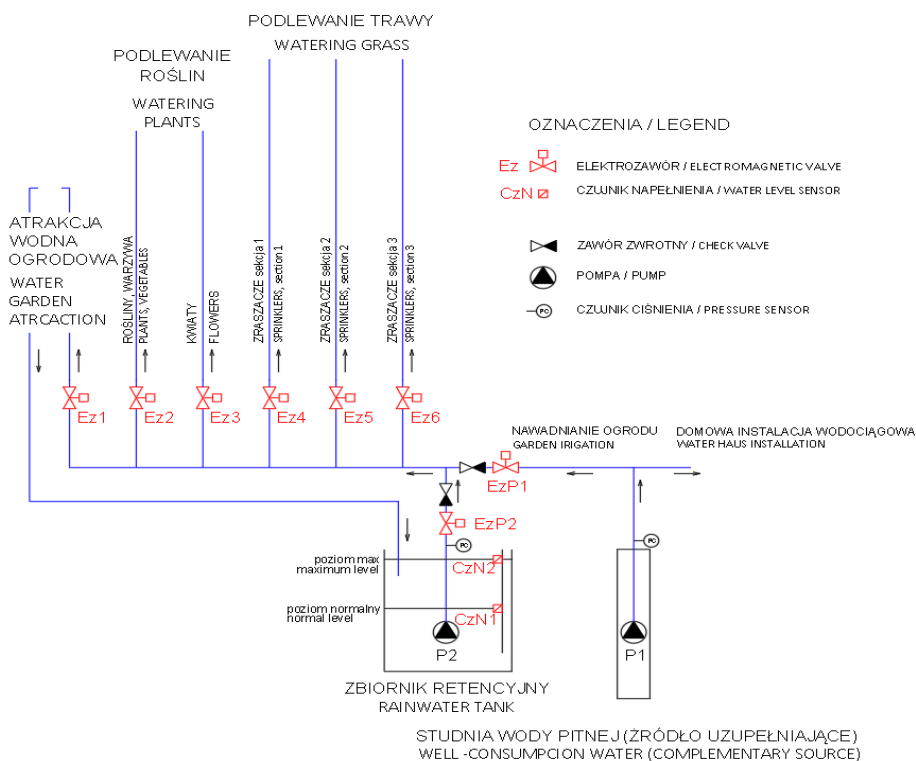
Z uwagi na małą pojemność retencyjną zbiornika, w dłuższych okresach bezdeszczowych, do podlewania wykorzystywana była również woda ze studni głębinowej. Woda ta, była pompowana do zbiornika retencyjnego a następnie wykorzystywana do podlewania terenów zielonych.

Podlewanie roślin odbywało się przy pomocy kompensacyjnych linii kroplujących o wydajności całkowitej ok. $1,5\text{m}^3/\text{h}$. Podlewanie trawy realizowane z kolei było przy pomocy zraszaczy wynurzanych o łącznym wydatku ok $2,0\text{m}^3/\text{h}$. Układ nawadniania wyposażono w kaskadę wodną. Kaskada pracowała w układzie zamkniętym umożliwiając podwyższenie temperatury wody krążącej w obiegu i stanowiąc jednocześnie atrakcję wodną w ogrodzie.

Instalację do zagospodarowania wód opadowych wyposażono w system monitoringu składający się z czujników napętnienia w zbiorniku retencyjnym (Rysunek 4), czujników ciśnienia na przewodzie tłocznym ze zbiornika i ze studni i elektrozaworów do sterowania przepływem wody podczas nawaniania. Sercem układu był autorski sterownik wykonany przy użyciu mikrokomputera Raspberry Pi 4 (Kolka i in., 2021). Sterownik umieszczony został wraz elektrozaworami w zbiorniku retencyjnym.

Kluczowymi zadaniami systemu sterowania były:

- automatyzacja procesu podlewania w optymalnych porach dnia, mająca na celu minimalizację parowania, poprawę przyswajania wody i uniknięcie szoku termicznego roślin.
- kontrola maksymalnego poziomu napętnienia zbiornika retencyjnego, który był opróżniany przed falami opadów,
- zminimalizowanie wykorzystania wody ze studni głębinowej (która dodatkowo wykorzystywana była do celów bytowych i gospodarczych).



Rys. 4. Schemat ideowy zagospodarowania wód opadowych – współpraca studni wraz ze zbiornikiem retencyjnym podczas podlewania terenów zielonych (opracowanie własne)

System monitoringu i sterowania miał działać w jak największym zakresie bezobsługowo oraz niezawodnie. W pierwszej fazie w systemie automatyzacji nie przewidziano zautomatyzowania prewencyjnego opróżniania zbiornika w celu przejścia intensywnych opadów (nawałnych). Ze względu na konieczność opróżniania zbiornika na teren działki (przez podlewanie) przyjęto także odmienny system opróżniania – poprzez wielokrotne (z przerwami) odpompowywanie niewielkich ilości wody. Przewiduje się zrealizowanie drugiej fazy pozwalającej w pełni zautomatyzować proces prewencyjnego opróżniania zbiornika.

Założenia I fazy uzasadniono następująco:

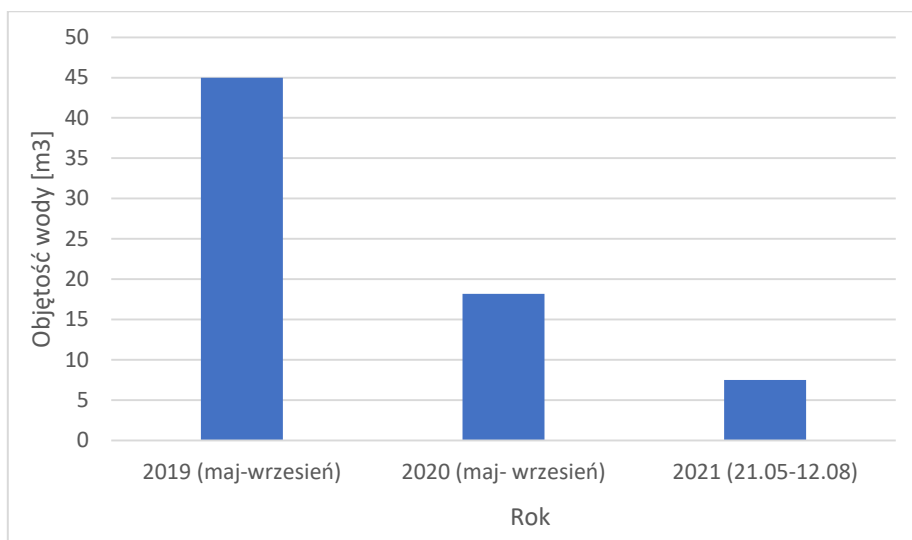
- Procedura awaryjnego, czasowego wypompowywania wody po osiągnięciu maksymalnego napełnienia zapewni komfort użytkowania i poczucie bezpieczeństwa. Ponadto pozwoli w pełni wykorzystać opad utrzymując bezpieczne napełnienie zbiornika.

- Automatyzacja wykorzystania studni zapewni komfort użytkowy i eksploatacyjny. Tryb nawadniania bezpośredniego uwzględni wydajność studni nie doprowadzając do zapiaszczenia. Napełnianie zbiornika wodą ze studni realizowane automatycznie o 12:00 (w czasie potencjalnie największej insolacji) podwyższy temperaturę wody.
- Podlewanie trawy o świcie przyczyni się do oszczędności wody, pozwoli utrzymać odpowiednią wilgotność trawnika – wyeliminuje stany zawilgocenia, choroby grzybiczne oraz poparzenia. Podlewanie o świcie i zmierzchu zapewni lepszą vegetację szczególnie ogrodu warzywnego.

System rozpoczął działanie, w trybie ręcznym, w 2019. W okresie, od maja do września 2020 roku, gdy wdrożono I fazę automatyzacji i optymalizacji układu, bezpośrednio ze zbiornika wypompowane zostało ok. 12,0 m³ wody na podlewanie trawnika. Ze studni na podlewanie trawnika zużyto ok. 6,2 m³ wody. Trawnik podlewany był co drugi dzień o świcie. Na podlewanie zużywano jednorazowo od 0,17 do 0,33 m³ wody. Strukturę zużycia wody na podlewanie trawnika przedstawiono na rysunek 5.

Z uwagi na wprowadzenie rozdziału wody do podlewania roślin ozdobnych i warzyw określenie zużycia wody na podlewanie tych roślin nie było możliwe. Podobne zależności zaobserwowano w roku 2021.

W tej fazie proces opróżniania awaryjnego i prewencyjnego uruchamiany był manualnie w oparciu o prognozę opadów. W roku 2020 od maja do grudnia awaryjne odpompowywanie wody związane z osiągnięciem stanu maksymalnego napełnienia zbiornika zostało uruchomione 177 razy. Proces awaryjnego pompowania polegał na podlewaniu trawy przez okres 5 minut po osiągnięciu poziomu maksymalnego (Cz1). Tym samym z układu awaryjnie odpompowane zostało ok. 29,5 m³ wody.



Rys. 5. Redukcja zużycia wody na podlewanie w okresie wegetacyjnym od maja 2019 do sierpnia 2021 (oprac. własne)

Na podstawie dotychczasowych obserwacji automatyzacja przyczyniła się do znacznej redukcji zużycia wody na podlewanie. Redukcja zużycia wody na podlewanie trawy między rokiem 2019 a rokiem 2020 wyniosła ok 60%. Rozdział nawadniania roślin oraz ubytek wody poprzez parowanie uniemożliwiają sporządzenia kompletnego bilansu. Wobec powyższego w II fazie układ zostanie wyposażony w przepływomierze na przewodzie tłocznym obu pomp oraz ultradźwiękowy miernik napęnienia w zbiorniku.

Automatyzacja I fazy w zakresie awaryjnego wypompowywania wody zapewniła komfort użytkownika. Ponadto pozwoliła w pełni wykorzystać opad utrzymując bezpieczne napęnienie zbiornika. W 2020 roku odpompowany nadmiar stanowił ok. $29,3\text{m}^3$ a w okresie od 01 maja do 12 sierpnia 2021 roku wyniósł $25,3\text{m}^3$. Stosunkowo duże ilości wód nadmiarowych wskazują na istotność procedury awaryjnego pompowania. Planowana jest w związku z tym modernizacja układu (faza II) z wykorzystaniem sterowania przy pomocy prognozy opadów oraz ewentualnie alertów RCB.

5. Podsumowanie

W chwili obecnej na rynku dostępnych jest szereg rozwiązań zagospodarowania wód opadowych przeznaczonych dla zabudowy jednorodzinnej (Geiger et Ol, 1999; Bassert 2003; Lejcuś i in., 2019) takich jak

zbiorniki retencyjne, zbiorniki na deszczówkę, otwarte niecki z możliwością retencji (z drenażem lub bez), ogrody deszczowe. Z punktu widzenia zarządzającego gospodarką wodną wszystkie te rozwiązania mają znaczenie, pozwalają bowiem na zmniejszenie przepływu maksymalnego w sieci oraz zwiększenie ilości wód opadowych odprowadzanych lokalnie do środowiska. Mogą być one także rozwiązaniami interesującymi wizualnie (z punktu widzenia architektonicznego) podnosząc atrakcyjność nieruchomości. Ważne jest jednak uświadomienie inwestorowi, że rozwiązania takie posiadają istotne ograniczenia w wyniku (Geiger et al, 1999; Słyś, 2008):

- ograniczonej zdolności gruntu do wchłaniania wód opadowych,
- wysokiego poziomu wód gruntowych,
- niewystarczającej powierzchni służącej do zagospodarowywania wód opadowych,
- limitowania przez dysponenta sieci ilości wód, które można odprowadzić do kanalizacji.

W rezultacie standardowe rozwiązania przejmowania i zagospodarowania wód opadowych nie zabezpieczają inwestora przed podtopieniami na skutek deszczów nawalnych. Uświadomienie tych ograniczeń inwestorom/właścicielom często powoduje zmianę rozwiązania projektowego, tak aby zwiększyć margines bezpieczeństwa.

Zapewnienie takiego bezpieczeństwa nie jest jednak proste. Wymaga analizy różnych scenariuszy opadów. W celu wykonania takiej analizy należy posłużyć się modelami hydraulicznymi. Tego typu modele pozwalają na przeprowadzenie analizy techniczno-ekonomicznej związanej z wyborem optymalnych parametrów takich jak pojemność retencyjna zbiorników, wydajność pomp etc.

Ma to szczególne znaczenie dzisiaj, gdy państwowe programy pomocowe promują tworzenie zbiorników na wodę deszczową o minimalnych objętościach (wsparcie objęte są już instalacje ze zbiornikami od 2m³). Tworzy to fałszywe poczucie bezpieczeństwa i komfortu u osób, które zdecydują się zamontowanie takiego systemu. System taki sprawdza się bowiem w warunkach normalnych ale jest niewydolny w warunkach opadów nawalnych.

Także manualne sterowanie opróżnianiem zbiornika nie jest akceptowalnym rozwiązaniem dla niedoświadczonych użytkowników. W celu zwiększenia bezpieczeństwa działania podczas opadów nawalnych oraz maksymalnego wykorzystania zgromadzonych wód opadowych, niezbędne jest wykorzystanie systemów monitoringu i sterowania. Korzystne jest rozbudowanie systemu monitoringu i sterowania o kolejne elementy takie jak czujnik wilgotności gleby czy stacja pogodowa oraz połączenie go ze źródłami danych meteorologicznych takimi jak prognozy opadów i alerty RCB. Tylko wtedy osiągnięty zostanie cel związany racjonalnym z wykorzystaniem wody opadowej, minimalizacją suszy

glebowej, i ograniczeniem zrzutów wód opadowych do kanalizacji, a co za tym idzie zmniejszeniem ryzyka lokalnych podtopień. Taki system pozwoli w pełni wykorzystać opad utrzymując bezpieczne napełnienie zbiornika retencyjnego.

Literatura

Bassett A. D., Giancola D., Goo A., et.al. 2003. The Practice of Low Impact Development. U.S. Strony. Washington: Department of Housing and Urban Development Office of Policy Development and Research Washington, D.C..

Bond J., Batchabani E., Batchabani M.. 2021. Modelling a Bioretention Basin and Vegetated Swale with a Trapezoidal Cross Section using SWMM LID Controls. *Journal of Water Management Modeling*, 29, s.C474.

Burszta-Adamiak E. 2014. Zielone dachy jako element zrównoważonych systemów odwadniających na terenach zurbanizowanych. Strony, Wrocław: Wydawnictwo Uniwersytetu Przyrodniczego we Wrocławiu.

Chełmicki W. 2002. Woda. Zasoby, degradacja, ochrona. Warszawa: Wydawnictwo Naukowe PWN.

Dane publiczne Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej Państwowy Instytut Badawczy. <https://danepubliczne.imgw.pl/>. dostęp: 2021.08.20

Dębski K. 1965. Hydrologia. Warszawa: Arkady.

Domanowska M., Kostecki J.. 2015. Ogrody deszczowe w miastach jako jedno z narzędzi wdrażania usług ekosystemów. Zeszyty Naukowe nr 158. Inżynieria Środowiska. Strony, Zielona Góra Uniwersytet Zielonogórski.

Dreiseitl H. & Grau D. 2006. Wasserlandschaften-Planen, Bauen und Gestalten mit Wasser. Strony, Basel: Birkhäuser.

Edel R. 2017. Odwodnienie dróg. Strony, Warszawa: Wydawnictwa Komunikacji i Łączności.

Geiger W., Dreiseitl H. 1999. Nowe sposoby odprowadzania wód deszczowych: Poradnik Retencjonowania I Infiltracji Wód Deszczowych Do Gruntu Na Terenach Zabudowanych. Bydgoszcz: Projprzem-Eko.

Gil A., Gil B. DATA Hybrydowe przestrzenie miejskie - kreatywne połączenie przestrzeni architektonicznej i proekologicznych technologii małej retencji. Redaktor publikacji, Gliwice. Wydawnictwo Politechniki Śląskiej.

Gil B., Gil A. 2016 Innowacyjne Rozwiązania Techniczne Zagospodarowania Wód Deszczowych. Hydroprezentacje XIX 2016, 1–10, Krynica Zdrój: NOT FSNT.

Gutiérrez J. M., Jones R., Narisma G. T., et al. 2021. Climate Change 2021: The Physical Science Basis. Working Group I contribution to the Sixth Assessment Report of the Intergovernmental Panel on Climate Change. Intergovernmental Panel on Climate Change, Cambridge University Press.

Hampshire A., Sipes J.L. 2019. From disaster to sustainability: breaking the cycle of floods in Houston. AIMS Geosciences November 2019 5(4).

Heise P. 2002. Nachhaltigkeit von Weltausstellungen am Beispiel der Expo 2000 in Hannover - eine Wirkungsanalyse (am Beispiel der Expo-Siedlung Hannover Kronsberg; Anm. sdg21.eu). Strony, Dortmund: Faculty of Spatial Planning at the University of Dortmund.

Instytut Ochrony Środowiska (oprac. zbior.), 2021. Scenariusze zmian klimatu w Polsce w XXI wieku. 2021. klimada2.ios.gov.pl/klimat-scenariusze dostęp: 2021.08.20.

Jodłowska K. 2018. Jak prawidłowo podlewać trawnik. Oszczędne podlewanie trawnika. <https://czterykaty.pl/czterykaty/1,104040,18405192,jak-prawidlowo-podlewac-trawnik-oszczedne-podlewanie-trawnika.html>, dostęp: 2021.08.20.

Kacperczyk E., Korczak-Żydaczewska K., Milusz M., et al. 2018. Powierzchnia i ludność w przekroju terytorialnym w 2018 r. Warszawa: Główny Urząd statystyczny, stat.gov.pl, dostęp: 2021.08.10

Kaźmierczak B., Kotowski A.. 2012. Weryfikacja przepustowości kanalizacji deszczowej w modelowaniu hydrodynamicznym. Wrocław: Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej.

Kolka A., Grajper P. 2021. An approach to automation of rain water harvesting and distribution systems.

Lejcuś K., Burszta-Adamiak E., Dąbrowska J., et.al. 2017. Katalog Dobrych Praktyk - Zasady zrównoważonego gospodarowania wodami opadowymi pochodzącymi z nawierzchni pasów drogowych. Wydział Inżynierii Miejskiej. Urząd Miasta Wrocławia.

Lejcuś K., Burszta-Adamiak E., Wróblewska K., et.al. 2019. Katalog dobrej praktyki. Zasady zrównoważonego gospodarowania wodami opadowymi na obszarach zurbanizowanych. Wrocław. Departament Zrównoważonego Rozwoju Biuro Wody i Energii. Urząd Miasta Wrocław. dostęp: 2021.08.20-

Lorenc H., Cebulak E., Głowicki B., Kowalewski M. 2012. Struktura występowania intensywnych opadów deszczu powodujących zagrożenie dla społeczeństwa, środowiska i gospodarki Polski. W: H. Lorenc (red.), Klęski żywiołowe a bezpieczeństwo wewnętrzne kraju, s. 8., Warszawa: Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej

Mall GmbH. Regenwasserbewirtschaftung und Niederschlagswasserbehandlung. 2021. Mall-Versickerungsanlage Innodrain. dostęp: 2021.08.20

Miejscowe plany zagospodarowania przestrzennego. 2021. Gliwice. Urząd Miejski w Gliwicach. <https://bip.gliwice.eu/plany-miejscowe>. Dostęp: 2021.08.20.

Rajkowska B., Hajto M., Tiukało A., i in. 2019. Plan adaptacji miasta Gliwice do zmian klimatu do roku 2030. W: Opracowanie Planów adaptacji do zmian klimatu w miastach powyżej 100 tys. mieszkańców. Warszawa: Ministerstwo Środowiska.

Rajkowska B., Hajto M., Tiukało A., i in. 2013. Strategiczny plan adaptacji dla sektorów i obszarów wrażliwych na zmiany klimatu do roku 2020 z perspektywą do roku 2030. Warszawa: Ministerstwo Środowiska.

Rose J. F.P. Dobrze nastrojone miasto. 2019. Kraków. Wydawnictwo Karakter.

Shukri A. 2014. Comparison between an open stormwater system and a conventional pipe system using MIKE URBAN. <https://www.researchgate.net/publication/252931582>, dostęp: 2021.08.2

Słyś D. 2008. Retencja i infiltracja wód deszczowych. Strony, Rzeszów: Oficyna Wydaw. Politechniki Rzeszowskiej.

Wykorzystanie ścieków szarych jako jedna z metod przeciwdziałania negatywnym skutkom zmian klimatycznych

Małgorzata Iwanek¹, Paweł Suchorab¹

¹ Katedra Zaopatrzenia w Wodę i Usuwania Ścieków, Wydział Inżynierii Środowiska, Politechnika Lubelska, Lublin)

1. Wprowadzenie

W ciągu ostatnich kilkudziesięciu lat obserwuje się ocieplenie klimatu zarówno w skali globalnej, jak i we wszystkich innych skalach przestrzennych, przy czym im mniejsza jest skala przestrzenna, tym większe wahania można zaobserwować w długofalowej tendencji wzrostu temperatury. O ociepleniu klimatu świadczą nie tylko wyniki pomiarów temperatury powietrza, zwiększenie liczby dni upalnych w ciągu roku, przy jednoczesnym zmniejszeniu liczby dni chłodnych, ale również podniesienie się poziomu oceanów jako skutek spływu wód z topniejących lodowców oraz zwiększenia objętości coraz cieplejszej wody (Kundzewicz, 2012). Obserwuje się prognozowane na przełomie XX i XXI w. częstsze silne fale upałów i długie okresy bezdeszczowe (van den Hurk i in., 2006). Wzrost temperatury wody powoduje szybsze jej parowanie, co w konsekwencji przyspiesza bądź zaburza cykl hydrologiczny. Opady deszczu, stanowiące główne źródło odnawialnych zasobów wodnych, stają się coraz bardziej nierównomierne i trudne do przewidzenia, zwiększa się ich intensywność. Klasyczny podział na strefy klimatyczne w wielu miejscach traci swoją aktualność. Na terenie Europy obserwuje się przekształcenie warunków klimatycznych zmierzające do wyodrębnienia dwóch pór roku – suchej i zimnej. Problem z dostępem do wody pojawia się nie tylko w krajach pustynnych. W państwach położonych wzdłuż północnego wybrzeża Morza Śródziemnego oraz Morza Czarnego obserwuje się postępujące stepowienie (www.stopsuszy.imgw.pl, www.ziemia.narozdrozu.pl). Niedostatek wody dotyka co najmniej 11% populacji oraz 17% terytorium Unii Europejskiej (www.ec.europa.eu).

Ocieplenie klimatu stanowi zagrożenie dla lodowców i lądolodów Arktyki i Antarktydy oraz lodowców wysokogórskich, stanowiących największe zasoby wody słodkiej na Ziemi. Woda zgromadzona w postaci lodu i śniegu od wieków była uwalniana stopniowo, stale zasilając rzeki środkowej Azji, Ameryki

Południowej i Północnej oraz Europy, zaopatrując w wodę miliardy ludzi (Viviroli i in., 2007; Immerzeel i in., 2020, www.imgw.pl). Obecnie wzrost globalnej temperatury powoduje gwałtowne topnienie lodowców oraz znaczne zmniejszenie się ich powierzchni (Kundzewicz, 2012; www.national-geographic.pl).

Zmiany klimatyczne i ich skutki zauważalne są również w Polsce. Od końca XIX w. obserwuje się stopniowy wzrost średniej rocznej temperatury powietrza, przy czym od ostatniej dekady XX w. trend ten jest zdecydowanie wyraźniejszy (www.klimada.mos.gov.pl). Wzrost temperatury powoduje zwiększenie intensywności opadów (Kundzewicz, 2012), dlatego pora letnia charakteryzuje się długimi okresami bezdeszczowymi, oddzielanymi gwałtownymi intensywnymi ulewami i nawałnicami, powodującymi miejscowe podtopienia, niepoprawiającymi jednak warunków hydrologicznych zlewni. Na warunki hydrologiczne negatywnie wpływają również coraz częstsze w ostatnich dekadach beżśnie zimy. Skutkuje to ujemnym bilansem wodnym i obniżeniem poziomu wód gruntowych (Wols i in., 2014 a,b).

Występowaniem suszy zagrożone jest 55,64% terenu Polski. Pięć procent powierzchni kraju stanowią obszary o ekstremalnym poziomie zagrożenia suszą. Silnie zagrożone tereny obejmują część Pomorza Zachodniego, Wielkopolskę, Kujawy, Nizinę Śląską, Wyżynę Małopolską i Wyżynę Lubelską, Wysoczyznę Łódzką, Mazowsze, Polesie i Podlasie (www.stopsuszy.pl). Terytorium Polski charakteryzuje się stosunkowo niskimi zasobami wody, a odpływ rzek należy do najniższych w Europie (Michalczyk i Sposób, 2021). Na jednego mieszkańca Polski przypada 1585 m³ wody na rok (dane z 2017 r. www.worldometers.info).

Dostęp do wystarczającej ilości wody o odpowiedniej jakości jest zarówno prawem, jak i koniecznym warunkiem prawidłowego funkcjonowania ludzi, zwierząt i roślin, dlatego ochrona zasobów wodnych jest jednym z priorytetowych zadań polityki na poziomie światowym, europejskim i krajowym. Od początku 2016 r. obowiązuje Agenda na Rzecz Zrównoważonego Rozwoju 2030, której cel 6. dotyczy zapewnienia wszystkim ludziom dostępu do wody i warunków sanitarnych poprzez zrównoważoną gospodarkę zasobami wodnymi (www.un.org.pl). Od czerwca 2023 r. na terenie Unii Europejskiej ma obowiązywać Rozporządzenie w sprawie minimalnych wymogów dotyczących ponownego wykorzystania wody do nawadniania w rolnictwie (Regulation, 2020). Obecnie ponownie wykorzystuje się około 1 mld m³/rok oczyszczonych ścieków komunalnych, co stanowi około 2,4% oczyszczonych ścieków komunalnych i mniej niż 0,5% rocznego poboru słodkiej wody w UE. Potencjał Unii jest jednak znacznie wyższy, szacuje się, że ponownie mogłoby być wykorzystywanych około 6 mld m³/rok ścieków (www.ec.europa.eu).

2. Instalacja dualna jako sposób ograniczenia zużycia wody pitnej

Oszczędzanie wody jest obecnie koniecznością przede wszystkim ze względu na potrzebę ochrony środowiska naturalnego, zwłaszcza źródeł wody. Wodę można oszczędzać poprzez ograniczenie jej zużycia oraz przez ponowne wykorzystanie. Wielkość poboru wody zależy od standardu wyposażenia budynków oraz wieku, statusu i nawyków higienicznych mieszkańców. Pod koniec XX w. w Polsce znacznie zmniejszyło się życie wody, co było skutkiem wprowadzenia obowiązkowego opomiarowania zużycia i podniesienia taryfy za wodę, a także – choć w mniejszym stopniu – zwiększenia się proekologicznej świadomości społeczeństwa. Branża sanitarna odpowiedziała na potrzeby społeczne – na rynku pojawiły się urządzenia zużywające znacznie mniej wody (pralki, zmywarki), baterie wyposażone w perlatory i ograniczniki wypływu, płuczki ustępowe z podwójnymi przyciskami (Merc i Stępniak, 2015).

W gospodarstwach domowych woda zużywana na cele spożywcze, mycie naczyń oraz higienę osobistą, która musi spełniać wymagania określone w Rozporządzeniu Ministra Zdrowia (2017), stanowi niespełna 50% całej ilości zużywanej wody (Merc i Stępniak, 2015). Na pokrycie pozostałych potrzeb np. spłukiwanie toalet czy prace porządkowe, można wykorzystać wodę gorszej jakości, niespełniającej wymogów wody przeznaczonej do spożycia, np. wodę z recyklingu. Wtórne wykorzystanie wody jest możliwe dzięki zastosowaniu urządzeń kompaktowych (miska ustępowa połączona z umywalką) lub instalacji dualnych.

W instalacjach dualnych ścieki niezawierające fekaliiów i moczu nie łączą się z pozostałymi ściekami, odprowadzane są oddzielnymi przewodami (system IV PN-EN 12056-1:2002), a następnie po podczyszczeniu doprowadzane są do urządzeń wykorzystujących je (płuczek ustępowych) za pomocą układu przewodów niezależnych od przewodów z wodą pitną. Niewykorzystane podczyszczone ścieki (nadmiar) odprowadzane są do kanalizacji, natomiast ewentualny deficyt jest uzupełniany wodą pitną, przy czym konieczne jest zastosowanie przerwy powietrznej – zabezpieczenia z grupy A wg PN-EN 1717:2003 (Chudzicki i Malesińska, 2013).

Chociaż instalacje dualne cieszą się rosnącym zainteresowaniem w wielu krajach europejskich, na poziomie EU wciąż nie ma jednolitych regulacji prawnych odnośnie stosowania tych instalacji. Jednak przy opracowywaniu przepisów regulujących kwestię recyklingu wody należy wziąć pod uwagę Art. 12 p. 1 Dyrektywy Rady Europejskiej 91/271/EWG, według którego „Oczyszczone ścieki wykorzystuje się powtórnie, w każdym przypadku, gdy jest

to właściwe. Drogi usuwania muszą do minimum ograniczać skutki niekorzystne dla środowiska”. Problem wykorzystania oczyszczonych ścieków szerzej został przedstawiony w zatwierdzonych w 2016 r. wytycznych pt. „Wspólna strategia wdrażania Ramowej Dyrektywy wodnej oraz Dyrektywy Powodziowej” (www.ec.europa.eu). Wytyczne nie są aktem prawnym, mają na celu jedynie wsparcie władz poszczególnych państw członkowskich w działaniach przeciwdziałających deficytom wody i w przystosowaniu się do skutków zmian klimatu. Pomimo braku ram prawnych na poziomie międzynarodowym odnośnie ponownego wykorzystania wody, niektóre państwa opracowały w tym zakresie własne regulacje lub wytyczne (Sanz i Gawlik, 2014). Przykładowo Niemcy dopuszczają stosowanie instalacji dualnej, jeśli poza spełnieniem wymogów technicznych, instalacja spełnia wymogi ekonomiczne – czas zwrotu inwestycji musi być na akceptowalnym poziomie (Nolde, 2005).

Główną zaletą stosowania instalacji dualnej jest oszczędność wody przeznaczonej do spożycia, a więc wysokiej jakości. Poza tym do zalet można zaliczyć mniejsze zużycie energii przez pompy tłoczące wodę, mniejszą ilość ścieków w oczyszczalni, możliwość uzyskania certyfikatu ekologicznego dla budynku (Alexander i Clark, 2016). Stosowanie instalacji dualnych przynosi też korzyści ekonomiczne – instalacja dualna może stać się opłacalna nawet po 3–5 latach eksploatacji. Jednak opłacalność systemu instalacji dualnej należy obliczać indywidualnie dla każdego przypadku – rentowność w dużym stopniu zależy od ceny wody, która zwykle różni się znacznie w zależności od lokalizacji. Z drugiej strony, pewne zalety instalacji dualnej można również uznać za wady: mniej ścieków powoduje gorsze warunki przepływu hydraulicznego w sieciach kanalizacyjnych. Dodatkowo każda inwestycja ma wpływ na środowisko naturalne, zdrowie ludzi, globalne ocieplenie, itp. (Hoekstra, 2016) i powinna zostać uwzględniona w ogólnej ocenie inwestycji. Zwiększone zużycie zasobów na etapie budowy instalacji dualnej skłania do poddawania ich dodatkowym analizom w tym zakresie. Obecnie istnieje kilka narzędzi wspomagających ocenę oddziaływania inwestycji na środowisko: ślad wodny (Hoekstra i in. 2011), Virtual Water Trade (Chapagain i Hoekstra, 2004) czy ocena cyklu życia (Góralczyk i in., 2001).

3. Ścieki szare i woda szara

Zarówno w polskiej, jak i zagranicznej literaturze ścieki szare definiowane są jako ścieki pochodzące z odpływu z wanien, pryszniców, umywalk, pralek, zmywarek i zlewozmywaków, z wyraźnym wykluczeniem odpływu z toalet (Grzelak i Fiałkiewicz-Kozieł, 2017; Li F. i in., 2009 a, b). Polska norma PN-EN

12056-1:2002 cz.1, definiuje ścieki szare jako ścieki nie zawierające fekaliów i moczu.

Ścieki szare można podzielić na jasnoszare i ciemnoszare. Pierwsze z nich to ścieki mało zanieczyszczone (ang. LGW – *low pollutant grey water*), które pochodzą z umywalek, pryszniców i wanien. Ścieki ciemnoszare (ang. HGW – *high pollutant grey water*) pochodzą z pralek i zlewozmywaków i są bardziej zanieczyszczone od jasnoszarych (Jaszczyżyn i Komorowska-Kaufman, 2014).

Poza wymienionym wyżej podziałem, biorąc pod uwagę różny skład jakościowy ścieków, należy rozróżnić ścieki szare wypływające z przyborów sanitarnych przed oczyszczeniem i ścieki szare po oczyszczeniu, doprowadzane np. do płuczek ustępowych. Chudziński i Malesińska (2013) proponują, by określenie „ścieki szare” odnosić tylko, do pierwszej z wymienionych grup ścieków, natomiast ścieki gotowe do ponownego użycia nazywać „wodą szarą”.

3.1. Charakterystyka ilościowa

Działanie systemu instalacji dualnej jest technicznie uzasadnione, gdy ilość produkowanych ścieków szarych jest nie mniejsza niż zapotrzebowanie na wodę szarą. Sporządzenie bilansu ścieków szarych i wody szarej jest kłopotliwe, gdyż w Polsce wciąż brakuje wytycznych, zaleceń czy literatury technicznej z zakresu projektowania, wykonania i eksploatacji instalacji dualnych wykorzystujących ścieki szare. Z konieczności projektanci szukają wsparcia w przepisach zagranicznych – australijskich, singapurskich, a głównie w normach brytyjskich (Chudziński i Malesińska, 2013; Orłowska-Szostak i Kowaliszyn, 2016).

Według brytyjskiej normy BS 8525:2010-1 *Greywater systems – Code of practice* wyznaczenie ilości ścieków szarych i wody szarej można przeprowadzić dwoma sposobami. Pierwszy z nich – uproszczony, znajduje zastosowanie w projektowaniu instalacji dualnych w budynkach jednorodzinnych. Polega on na przyjęciu stałych wskaźników zapotrzebowania na wodę szarą na poszczególne cele (np. spłukiwanie toalet), niewymagające jakości wody pitnej. Druga z metod – szczegółowa, polega na obliczeniu ilości ścieków szarych oraz zapotrzebowania na wodę szarą w zależności od liczby użytkowników instalacji oraz ilości wody przeznaczonej na konkretne cele, z uwzględnieniem współczynników wykorzystywania poszczególnych przyborów sanitarnych. Metoda szczegółowa może być stosowana w budynkach handlowych, przemysłowych, hotelowych i pokrewnych, a także może być wykorzystywana w przypadku pojedynczych budynków mieszkalnych (Lipska, 2016; Ludwińska i Paduchowska, 2017). W obliczeniach bilansu ścieków według metody szczegółowej najpierw wyznacza się ilość ścieków szarych

możliwych do uzyskania (wzór (1)), a następnie określa się zapotrzebowanie na wodę szarą (wzór (2)):

$$Y_G = n \cdot \left[S \cdot U_S + B \cdot U_b + H_{wb} \cdot U_{hwb} + F_{wb} + \left(\frac{W}{L} \right) \cdot U_{wm} \right] \quad (1)$$

gdzie: Y_G – ilość ścieków szarych możliwych do odzyskania [dm^3], n – liczba osób [os.], S – średni wypływ z natrysku [dm^3/min], U_S – współczynnik korzystania z natrysku [–], B – objętość wanny do przelewu (przed wejściem kąpiącego) [dm^3], U_b – współczynnik korzystania z wanny [–], H_{wb} – średni maksymalny wypływ z baterii [dm^3/min], U_{hwb} – współczynnik korzystania z umywalk [–], F_{wb} – ustalony wypływ z baterii używany do napełniania naczyń [$\text{dm}^3/(\text{os} \cdot \text{d})$], W – zużycie wody na potrzeby pralki w jednym cyklu prania [dm], L – maksymalna wartość załadunku pralki zalecana przez producenta [kg], U_{wm} – współczynnik korzystania z pralki [–].

$$C = n \cdot \left[V_{WC} \cdot U_{sf} + V_{FWC} \cdot U_{Ff} + V_{PWC} \cdot U_{Pf} + \left(\frac{W}{L} \right) \cdot U_{wm} \cdot P_{WM} \right] \quad (2)$$

gdzie: C – zapotrzebowanie na wodę szarą [dm^3], V_{WC} – objętość płuczki ustępowej z systemem pojedynczego spłukiwania [dm^3], U_{sf} – współczynnik używania toalety z systemem pojedynczego spłukiwania [–], V_{FWC} – pełna objętość płuczki ustępowej toalety z systemem podwójnego spłukiwania [dm^3], U_{Ff} – współczynnik użytkowania trybu pełnego spłukiwania toalety z systemem dualnego spłukiwania [–], V_{PWC} – częściowa objętość spłukiwania dla toalet z systemem podwójnego spłukiwania [dm^3], U_{Pf} – współczynnik użytkowania trybu częściowego spłukiwania toalety z systemem dualnego spłukiwania [–], P_{wm} – odsetek wody szarej w całkowitej wodzie zużywanej przez pralki [–], pozostałe oznaczenia jak we wzorze (1).

3.2. Charakterystyka jakościowa

Skład ścieków zależy od miejsca ich wytwarzania, może również zmieniać się w czasie, co jest skutkiem nierównomiernego zużycia wody oraz procesów degradacji chemicznej i biologicznej niektórych substancji zawartych w wodzie, zachodzących podczas jej transportu i magazynowania (Oteng-Peprah i in., 2018a). Pod względem fizycznym ścieki szare charakteryzują się stosunkowo wysoką temperaturą (do 35°C), co jest spowodowane wykorzystywaniem ciepłej wody do higieny osobistej i gotowania. Podwyższona temperatura może sprzyjać niepożądanemu wzrostowi mikroorganizmów, może też powodować wytrącanie węglanów, zwłaszcza CaCO_3 , oraz innych soli nieorganicznych, charakteryzujących się mniejszą rozpuszczalnością w wysokich temperaturach. Stężenie całkowitej zawiesiny w ściekach szarych może wahać się w granicach

190–537 mg/l. Zwiększeniu zawartości zawiesiny sprzyja mycie warzyw, owoców, butów oraz pranie ubrań zabrudzonych piaskiem lub innymi cząstkami gruntu (Edwin i in. 2014; Oteng-Peprah i in., 2018b).

Pod względem chemicznym jakość ścieków szarych jest różna w zależności nawyków użytkowników wody, rodzaju i ilości środków czystości używanych do prania, sprzątania i kąpieli, a także od jakości wody pitnej dostarczanej użytkownikom. Ścieki szare charakteryzują się wysoką biodegradowalnością, ocenianą stosunkiem ChZT/BZT₅. Większa wartość ChZT względem BZT₅ (od 1,4 do 3,2 razy) wskazuje, że prawie połowa materii organicznej w ściekach szarych ulega biodegradacji (Halalsheh et al., 2008). Wartość pH szarych ścieków w dużej mierze zależy od pH i zasadowości wody, z której ścieki te pochodzą, i zwykle mieści się w zakresie 5÷9. Ścieki pochodzące z mycia lub prania zazwyczaj wykazują wysokie pH ze względu na obecność substancji alkalicznych w detergentach (Eriksson i in., 2002; Oteng-Peprah i in., 2018a). W ściekach szarych w znacznych ilościach występuje również sól. Jego źródłem jest wykorzystywana w kuchni sól oraz mydła na bazie sodu. Składniki detergentów do prania są głównym źródłem fosforanów, których zawartość w ściekach również waha się między 4 a 14 mg/l, natomiast głównym źródłem azotu (od 4 do 74 mg/l) są odpady kuchenne (Boyjoo et al., 2013). Ponadto w ściekach szarych można stwierdzić występowanie ksenobiotyków i drobnoustrojów biologicznych, a także metali ciężkich – ołowiu, niklu, kadmu, miedzi, rtęci, chromu (Abed i Scholz, 2016; Oteng-Peprah i in., 2018a; Norman i in., 2018; Maya, 2019).

Przed ponownym wykorzystaniem jako woda szara ścieki szare powinny zostać poddane oczyszczeniu, tak by spełniały warunki jakości określone w normie BS 8525-2:2011. Jest to konieczne zarówno z powodów użytkowych, jak i higienicznych. Woda szara przede wszystkim nie może stanowić zagrożenia dla zdrowia jej użytkowników, a jej jakość powinna odpowiadać celowi, do jakiego jest przeznaczona. Ograniczenie mętności i zawartości zawiesin zapobiega zarastaniu przewodów i urządzeń mających kontakt z wodą szarą. Redukcja stężenia związków ulegających tlenowemu rozkładowi zabezpiecza ścieki przed zagniwaniem. Usuwanie bakterii ze ścieków jest konieczne nawet w przypadku braku bezpośredniego kontaktu użytkowników urządzeń sanitarnych z wodą szarą, ponieważ krople wody mogłyby doprowadzić do infekcji przez drogi oddechowe (Iwanicka, 2012; Lipska, 2016).

4. Opłacalność ekonomiczna instalacji dualnych

Stosowanie instalacji dualnych jako rozwiązań proekologicznych powoduje zmniejszenie zarówno zużycia wody pitnej, jak i ilości ścieków wytwarzanych

przez konsumentów. To z kolei przekłada się na oszczędności finansowe konsumentów, którzy ponoszą mniejsze koszty doprowadzenia wody i odprowadzenia ścieków. Należy przy tym podkreślić, że wielkość oszczędności finansowych zależy nie tylko od zmniejszenia ilości dostarczanej wody i odprowadzanych ścieków, ale również od stawek za usługę, które są różne w poszczególnych przedsiębiorstwach, zarówno na poziomie poszczególnych gmin w kraju, jak i w skali międzynarodowej. Z drugiej strony zastosowanie instalacji dualnych wymaga poniesienia większych nakładów inwestycyjnych w porównaniu z klasycznymi instalacjami wodociągowymi i kanalizacyjnymi. Różnica zależy od rodzaju i wielkości budynku, a także od tego czy budynek jest obiektem nowo wznoszonym, czy istniejącym. W przypadku instalacji dualnych większe są również koszty eksploatacyjne związane z pracą instalacji, wynikające np. ze zużycia energii elektrycznej czy konieczności wymiany filtrów. Wobec wielości czynników wpływających zarówno na koszty inwestycyjne, jak i eksploatacyjne, opłacalność ekonomiczna instalacji dualnych powinna być dla każdego przypadku analizowana indywidualnie.

Kompleksowa ocena opłacalności zakłada analizę poszczególnych etapów wszystkich płaszczyzn inwestycji w celu zminimalizowania ryzyka podejmowania decyzji. Ocenie podlega zarówno proces inwestycyjny, etap eksploatacji, a także, coraz częściej, wpływ na środowisko i realizacja zasad zrównoważonego rozwoju. Powszechnie stosowanymi wskaźnikami oceny inwestycyjnych są :

- Wartość bieżąca (zaktualizowana) netto *NPV (Net Present Value)* – różnica pomiędzy zdyskontowaną wartością kosztów użytkowania, a poniesioną wartością nakładów finansowych, przy stałym poziomie stopy dyskontowej. Wskaźnik uwzględniający wszystkie operacje związane z inwestycją, przy zmienności wartości waluty w czasie. W przypadku dodatniej wartości wskaźnika *NPV* ocenianą inwestycję można uznać za rentowną i przynoszącą zyski. Wartość wskaźnika *NPV* można określić z zależności (3). (Budzik-Nowodzińska i Nowodziński, 2013; Tarapata, 2003; Jodłowski i Dobrzański, 2016; Rączka, 2002).
- Prosty czas zwrotu nakładów *SPBT (Simply Pay Back Time)* – czas, po którym dana inwestycja zaczyna przynosić zysk ekonomiczny. Obliczenia wskaźnika *SPBT* obejmują cały proces inwestycyjny od momentu rozpoczęcia, do momentu wyrównania sumy przychodów brutto z poniesionymi nakładami. W rzeczywistości, równowaga kosztów i zysków zachodzi później, ponieważ generowane przychody podlegają podatkowi, co w obliczeniach często jest pomijane. Wskaźnik *SPBT* cechuje stosunkowa duża poglądowość, dająca wstępne wnioski do analizy opłacalności. Wartość

współczynnika *SPBT* określa się z formuły (4) (Pastusiak, 2010; Jodłowski i Dobrzański, 2016).

$$CNPV = \sum_{t=1}^{t=n} \frac{Z - KE_t}{(1 + r)^t} - K_s \quad (3)$$

$$SPBT = \frac{K_s}{Z - KE_t} \quad (4)$$

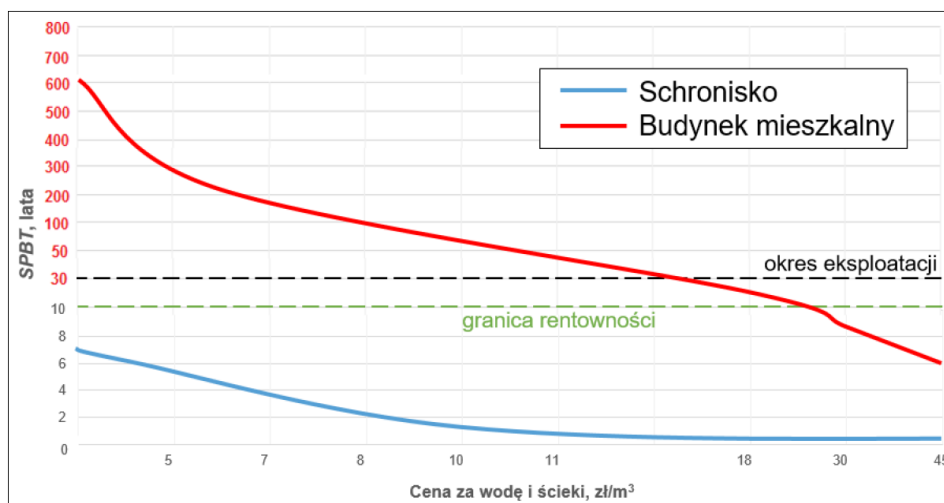
gdzie: *NPV* – wartość zaktualizowana netto danego przedsięwzięcia [zł], *t* – kolejny rok okresu obliczeniowego [rok], *n* – liczba lat okresu obliczeniowego, obejmująca czas budowy i eksploatacji [lata], *Z* – zysk uzyskany z zainstalowanego systemu [zł/rok], *KE_t* – koszty eksploatacyjne (bez amortyzacji) w okresie *t* [zł], *r* – stopa dyskontowa [%], *K_s* – koszt systemu [zł/rok], *SPBT* – prosty czas zwrotu [rok].

Autorzy niejszego rozdziału przeprowadzili szereg analiz opłacalności instalacji dualnych w zależności od rodzaju obiektu (budynek jednorodzinny, schronisko górskie, hotel), momentu przeprowadzenia inwestycji (obiekt istniejący, obiekt nowoprojektowany) oraz lokalizacji i ceny wody (różne województwa w Polsce oraz różne kraje w Europie) (Suchorab i in., 2018; Suchorab i in., 2021). Wśród głównych wniosków płynących z powyższych prac wymienić można:

- Możliwość uzyskania dodatniego bilansu ścieków szarych we wszystkich rodzajach analizowanych budynków – istnienie technicznego uzasadnienia montażu instalacji dualnej, co może być szczególnie istotne na obszarach doświadczanych przez sezonowe lub długotrwałe okresy suszy i niedoboru wody pitnej. Jednakże uwzględnienie także analizy finansowej wykazało, że opłacalne jest inwestowanie w instalacje dualne jedynie w budynkach użyteczności publicznej (hotele).
- Mniejsze koszty inwestycyjne instalacji dualnych w przypadku budynków nowoprojektowanych – tego typu inwestycje należy przewidywać już na etapie budowy.
- Opłacalność inwestycji w dużej mierze zależy od ceny za wodę i ścieki, czyli od lokalizacji danej inwestycji – zaleca się każdorazowe indywidualne podejście do oceny inwestycji z uwagi na różnice cenowe za 1m³ doprowadzanej wody, 1m³ odprowadzanych ścieków oraz koszty abonamentowe. Identyczna inwestycja w instalacje dualną może wykazać opłacalność już po 3–5 latach na obszarach, gdzie cena wody jest wysoka, a na innych obszarach czas zwrotu inwestycji może przekroczyć granicę rentowności (10 lat), a lokalnie nawet szacowany czas eksploatacji (30 lat).

Na rysunku 1 przedstawiono przykładowy wykres ilustrujący prosty czas zwrotu *SPBT* instalacji dualnych w dwóch typach budynków nowoprojektowanych – schroniska górskiego oraz jednorodzinne budynku mieszkalnego, w zależności od ceny za doprowadzania wody i usuwanie ścieków (Suchorab i in., 2018).

- Dodatkowo, w pracy (Suchorab i in., 2019) wykazano, że opłacalność instalacji dualnych jest determinowana nie tylko przez cenę wody i ścieków, lecz także przez cenę robocizny, która również zmienia się wraz z lokalizacją (różne kraje).
- Wielokryterialna analiza oceny instalacji dualnych w krajach europejskich wykazała, że aspekt środowiskowy inwestycji jest stosunkowo najlepiej oceniany w krajach o największym udziale energii odnawialnej – mniejszy ślad środowiskowy z uwagi na mniejsze dalekosiężne skutki emisji gazów cieplarnianych.



Rys. 1. Prosty czas zwrotu *SPBT* instalacji dualnych w dwóch typach budynków nowoprojektowanych – schroniska górskiego oraz jednorodzinne budynku mieszkalnego (Suchorab i in., 2018).

5. Podsumowanie

Instalacje dualne stanowią techniczną możliwość poprawy bilansu wodnego poprzez zmniejszenie wielkości poboru wody oraz generowanych ścieków, co może być szczególnie istotne na obszarach doświadczanych przez okresowe

susze i długotrwałe okresy niedoboru wody. Doświadczenia polskie, europejskie i światowe pokazują, że instalacje dualne, jako narzędzia realizujące zasady zrównoważonego rozwoju, mają duży potencjał i mogą z powodzeniem być stosowane w celu przeciwdziałania negatywnym skutkom zmian klimatycznych. Wymaga to jednak sformułowania precyzyjnych regulacji prawnych definiujących zasady instalacji oraz warunków działania instalacji. Dodatkowo, inwestycje tego typu powinny być każdorazowo ocenione pod kątem: 1) technicznej zasadności wdrożenia (pozytywny bilans wodny), 2) ekonomicznej opłacalności inwestycji, 3) akceptowalnego czasu zwrotu inwestycji (preferowanie poniżej granicy rentowności), 4) wpływu środowiskowego. Z uwagi na duży wpływ lokalizacji inwestycji na jej opłacalność, regulacje prawne powinny uwzględniać także wytyczne do lokalnej oceny zasadności inwestycji.

Literatura

- Abed, S.N.&Scholz, M. 2016. Chemical simulation of greywater. *Environmental technology*, 37(13), 1631–1646.
- Alexander, S., & Clark, B. 2016. *The Benefits, Challenges, and Impediments of Greywater Use in EPA Region 5*. Cleveland State University, Ohio.
- Boyjoo, I., Vishnu, K., Ang, P., Ang, M. 2013. A review of greywater characteristics and treatment processes. *Water Science & Technology*, 67(7), 1403–1424.
- BS 8525-1:2010 *Greywater Systems – Part 1: Code of Practice*.
- BS 8525-2:2011 *Greywater Systems – Part 2: Specification and method of test for treatment equipment*.
- Budzik-Nowodzińska, I. Nowodziński, P. 2013. Ocena efektywności inwestycji w odnawialne źródła energii w kontekście uwarunkowań strategicznych: studium przypadku małej elektrowni wodnej. *Zeszyty Naukowe Uniwersytetu Szczecińskiego. Finance. Rynki finansowe. Ubezpieczenia*, (59), 423–434.
- Chapagain, A.K., & Hoekstra, A.Y. 2004. *Water footprints of nations–Research Report Series No. 16*. Water Footprint Network, London.
- Chudzik, J., & Malesińska, A. 2013. Projektowanie instalacji do powtórnego wykorzystania ścieków szarych w budynkach. *Rynek Instalacyjny*, (9), 90–93.

Dyrektywa Rady 91/271/EEG z dnia 21 maja 1991 r. dotycząca oczyszczania ścieków komunalnych (Urban Wastewater Treatment Directive), Dziennik Urzędowy Wspólnot Europejskich L 135/40. <https://eur-lex.europa.eu/>.

Edwin, G.A., Gopalsamy, P., & Muthu, N. 2014. Characterization of domestic gray water from point source to determine the potential for urban residential reuse: a short review. *Applied Water Science*, 4, 39–49. <https://doi.org/10.1007/s13201-013-0128-8>.

Eriksson E., Auffarth K., Henze M., Ledin A. 2002. Characteristics of grey wastewater, *Urban Water*, 4, 85–104.

Grzelak, A., & Fiałkiewicz-Kozieł, B. 2017. Perspektywy i potencjalne zagrożenia ponownego wykorzystania szarej wody. *Inżynieria i Ochrona Środowiska*, 20(1), 27–41.

Halalsheh, M., Dalahmeh, S., Sayed, M., Suleiman, W., Shareef, M., Mansour, M., & Safi, M. 2008. Grey water characteristics and treatment options for rural areas in Jordan. *Bioresource Technology*, 99, 6635–6641. <https://doi.org/10.1016/j.biortech.2007.12.029>.

Hoekstra, A.Y., Chapagain, A.K., Aldaya, M.M., Mekonnen, M.M. 2011. *The Water Footprint Assessment Manual*. Water Footprint Network, London.

Hoekstra, A.Y. 2016. A critique on the water-scarcity weighted water footprint in LCA. *Ecological Indicators*, 66, 563–573. <https://doi.org/10.1016/j.ecolind.2016.02.026>.

Immerzeel, W. W., Lutz, A. F., Andrade, M. i in. 2020. Importance and vulnerability of the world's water towers. *Nature*, 577(7790), 364–369.

Iwanicka, Z. 2012. Charakterystyka ścieków szarych. In Teodora M. Traczewska (ed.) *Interdyscyplinarne zagadnienia w inżynierii i ochronie środowiska*, t. 2. 205–213, Wrocław: Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej.

Jaszczyżyn K., & Komorowska-Kaufmann M. 2014. Zrównoważone gospodarowanie wodą – charakterystyka i wtórne wykorzystanie ścieków szarych. Część I. *Gospodarka wodna*, 11, 397–402.

Jodłowski, A. & Dobrzański, M. 2016. Analiza ekonomiczna możliwości stosowania instalacji odzysku wody z szarych ścieków w gospodarstwach domowych i hotelach. *INSTAL*, 3, 48–51.

Kundzewicz, Z.W. 2012. Zmiany klimatu, ich przyczyny i skutki–możliwości przeciwdziałania i adaptacji. *Studia BAS*, (1), 9–30.

Li, F., Wichmann, & K., Otterpohl, R. 2009a. Evaluation of appropriate technologies for grey water treatments and reuses. *Water Science & Technology*, 59(2), 249–260.

Li, F., Wichmann, & K., Otterpohl, R. 2009b. Review of the Technological Approaches for Grey Water Treatment and Reuses. *Science of The Total Environment*, 11(407), 3439–3449.

Lipska, M., 2016, Wykorzystanie oczyszczonych ścieków szarych w instalacjach wodnych w budynkach i ich otoczeniu. *Instal*, 4, 50–55.

Ludwińska, A., & Paduchowska, J. 2017. Analiza opłacalności wykorzystania systemu odzysku ścieków szarych w budynku mieszkalnym. *Rynek Instalacyjny*, 1–2, 80–85.

Maya, R. (2019). *Management of Greywater in Developing Countries. Alternative Practices, Treatment and Potential for Reuse and Recycling*. Springer-Verlag Berlin Heidelberg.

Merc, K., & Stępnik, J. 2015. Instalacje dualne jako alternatywa dla tradycyjnych instalacji wodociągowo-kanalizacyjnych, *Inżynieria i Ochrona Środowiska*, 18(4), 549–562.

Michalczyk Z., & Sposób J. 2021. Water Resources in Poland and Their Use. In Zelenáková M., Kubiak-Wójcicka K., Negm A.M. (eds), *Management of Water Resources in Poland*. Springer Water. Springer, Cham. https://doi.org/10.1007/978-3-030-61965-7_4.

Nolde, E. 2005. Greywater recycling systems in Germany - results, experiences and guidelines. *Water Science & Technology*, 51(10), 203–210.

Noman, E.A., Al-Gheethi, A.A.S., Talip, B.A., Mohamed, R.M.S.R., Nagao, H., & Kassim, A.H.M. 2019. Xenobiotic organic compounds in greywater and environmental health impacts. In *Management of greywater in developing countries*. 89–108. Springer, Cham.

Orłowska-Szostak, M., & Kowaliszyn, M. 2016. Instalacje dualne, uwarunkowania i zastosowanie; niektóre ważniejsze uwagi o projektowaniu. *Instal*, 10, 41–48.

Oteng-Peprah, M., Acheampong, M.A., & DeVries, N.K. 2018a. Greywater characteristics, treatment systems, reuse strategies and user perception-a review. *Water, Air, & Soil Pollution*, 229(8), 1–16.

Oteng-Peprah, M., de Vries, N.K., & Acheampong, M.A. 2018b. Greywater characterization and generation rates in a peri urban municipality of

a developing country. *Journal of Environmental Management*, 206, 498–506. <https://doi.org/10.1016/j.jenvman.2017.10.068>.

Pastusiak, R. 2010. *Ocena efektywności inwestycji*. Warszawa: Wyd. CeDeWu.

PN-EN 12056-1:2002 Systemy kanalizacji grawitacyjnej wewnątrz budynków – Część 1: Postanowienia ogólne i wymagania.

PN-EN 1717:2003 Ochrona przed wtórnym zanieczyszczeniem wody w instalacjach wodociągowych i ogólne wymagania dotyczące urządzeń zapobiegających zanieczyszczaniu przez przepływ zwrotny.

Rączka, J. 2002. Analiza efektywności kosztowej w oparciu o wskaźniki dynamicznego kosztu jednostkowego. Transform advice programme–Investment in environmental infrastructure in Poland, Warszawa.

Regulation (EU) 2020/741 of The European Parliament and of The Council of 25 May 2020 on minimum requirements for water reuse.

Rozporządzenie Ministra Zdrowia z dnia 7 grudnia 2017 r. w sprawie jakości wody przeznaczonej do spożycia przez ludzi. Dz. U. 2017, poz. 2294.

Sanz, L.A., & Gawlik, B.M. 2014. *Water reuse in Europe. Relevant guidelines, needs for and barriers to innovation. A synoptic overview*. European Commission, Joint Research Centre and Institute for Environment and Sustainability, Ispra.

Suchorab, P. Iwanek, & M. Kęska, P. 2018. Analiza ekonomiczna wybranych instalacji dualnych. *Gaz, Woda i Technika Sanitarna*, 4, 132–137. DOI: 10.15199/17.2018.4.3.

Suchorab, P., Iwanek, M. & Żelazna, A. 2021. Profitability analysis of dual installations in selected European countries. *Appl Water Sci* 11, 34. <https://doi.org/10.1007/s13201-021-01366-9>.

Tarapata. Z. 2003. Materiały dydaktyczne – Metody oceny projektów inwestycyjnych, Wojskowa Akademia Techniczna, Warszawa.

Van den Hurk, B., Tank, A.K., Lenderink, G. i in. 2006. *KNMI climate change scenarios 2006 for the Netherlands*. KNMI Scientific Report WR 2006-01.

Viviroli, D., Dür, H.H., Messerli, B., Meybeck, M., Weingartner, R. 2007. Mountains of the world, water towers for humanity: Typology, mapping, and global significance. *Water resources research*, 43(7).

Wols, B.A., Van Daal, K., Van Thienen, P. 2014a. Effects of climate change on drinking water distribution network integrity: predicting pipe failure resulting from differential soil settlement. *Procedia Engineering*, 70, 1726–1734.

Wols, B.A., & Van Thienen, P. 2014b. Modelling the effect of climate change induced soil settling on drinking water distribution pipes. *Computers and Geotechnics*, 55, 240–247.

www.klimada.mos.gov.pl (dostęp:25.07.2021)

www.ec.europa.eu (dostęp:25.07.2021)

www.stopsuszy.imgw.pl (dostęp:25.07.2021)

www.national-geographic.pl (dostęp:25.07.2021)

www.un.org.pl (dostęp:25.07.2021)

www.worldometers.info (dostęp:25.07.2021)

www.ziemianarozdrozu.pl (dostęp:25.07.2021)

**MONOGRAFIE KOMITETU INŻYNIERII ŚRODOWISKA
POLSKIEJ AKADEMII NAUK**

- Nr 1 MIKROORGANIZMY W KSZTAŁTOWANIU JAKOŚCI I
 UZDATNIANIU WÓD PODZIEMNYCH
 K. Olańczuk-Neyman
 Gdańsk 2001
- Nr 2 METODY OCENY I PODNOSZENIA NIEZAWODNOŚCI DZIAŁANIA
 KOMUNALNYCH SYSTEMÓW ZAOPATRZENIA
 W WODĘ
 A. Wieczysty
 Kraków 2001
- Nr 3 UTYLIZACJA ZUŻYTYCH JONITÓW DO REKULTYWACJI
 ZDEGRADOWANYCH UTWORÓW PIASZCZYSTYCH – BADANIA
 MODELOWE
 M. Chomczyńska
 Lublin 2001
- Nr 4 POJEZIERZE ŁĘCZYŃSKO-WŁODAWSKIE PRZEKSZTAŁCENIE
 STRUKTURY EKOLOGICZNEJ KRAJOBRAZU I UWARUNKOWANIA
 ZAGOSPODAROWANIA PRZESTRZENNEGO
 T. J. Chmielewski
 Lublin 2001
- Nr 5 DEGRADACJA ZWIĄZKÓW ORGANICZNYCH ZAWARTYCH
 W ODCIEKACH Z WYSYPISK
 J. Surmacz-Górska
 Lublin 2001
- Nr 6 POLICHLOROWANE DIBENZO(P)DIOKSYNY I DIBENZOFURANY –
 WŁAŚCIWOŚCI I ODDZIAŁYWANIE NA ŚRODOWISKO
 Z. Kozak, M. R. Dudzińska
 Lublin 2001
- Nr 7 PESTYCYDY W ŚRODOWISKU I ICH OZNACZENIE METODĄ
 CHROMATOGRAFII GAZOWEJ
 K. Pomorska
 Lublin 2001
- Nr 8 ENERGETYCZNE ASPEKTY WYTWARZANIA OZONU DLA POTRZEB
 INŻYNIERII ŚRODOWISKA
 J. Ozonek
 Lublin 2002
- Nr 9 INŻYNIERIA ŚRODOWISKA STAN OBECNY I PERSPEKTYWY
 ROZWOJU
 (MATERIAŁY NA KONGRES)
 Lublin 2002

- Nr 10 I KONGRES INŻYNIERII ŚRODOWISKA
MATERIAŁY
Lublin 2002
- Nr 11 I KONGRES INŻYNIERII ŚRODOWISKA
MATERIAŁY
Lublin 2002
- Nr 12 I KONGRES INŻYNIERII ŚRODOWISKA
RERERATY PROBLEMOWE
Lublin 2002
- Nr 13 ANALIZA PROCESÓW WYTWARZANIA OZONU DLA POTRZEB
OCHRONY środowiska
J. Ozonek
Lublin 2003
- Nr 14 WYSTĘPOWANIE I PRZEMIANY POLICHLOROWANYCH
DIBENZO-P-DIOKSYN I DIBENZOFURANÓW W UKŁADACH:
OSADY ŚCIEKOWE - GLEBA
M. R. Dudzińska
Lublin 2003
- Nr 15 I KONGRES INŻYNIERII ŚRODOWISKA
MATERIAŁY - SUPLEMENT
LUBLIN 2003
- NR 16 FILOZOFICZNE I SPOŁECZNE UWARUNKOWANIA
ZRÓWNOWAŻONEGO ROZWOJU
A. Pawłowski
Lublin 2003
- NR 17 INŻYNIERSKIE, PRZYRODNICZE I EKONOMICZNE
UWARUNKOWANIA ZRÓWNOWAŻONEGO ROZWOJU
Z. Ciećko
Lublin 2003
- NR 18 POLSKA INŻYNIERIA ŚRODOWISKA - INFORMATOR
A. M. Anielak
Lublin 2003
- NR 19 UTLENIANIE METANU W WARUNKACH BIOLOGICZNEJ
REKULTYWACJI SKŁADOWISK KOMUNALNYCH
PRZYWĘGŁOWEJ SKAŁY PŁONNEJ
W. Stępniewski
Lublin 2003
- NR 20 SPECJACJA W OCHRONIE I INŻYNIERII ŚRODOWISKA
E. Bezak-Mazur
Lublin 2004
- NR 21 NEW MATERIALS AND TECHNOLOGIES FOR ENVIRONMENTAL
ENGINEERING
Part I. Syntheses and structure of ion exchange fibers
V. Soldatov, L. Pawłowski, A.r Shunkevich, H. Wasąg

- Lublin 2004
- NR 22 V KONFERENCJA NAUKOWA
MEMBRANY I PROCESY MEMBRANOWE W OCHRONIE
ŚRODOWISKA
Gliwice 2004
- NR 23 HODOWLA SYNCHRONICZNA *CHLORELLA VULGARIS*
W KONTROLI JAKOŚCI WÓD
A. Czaplicka-Kotas
Kraków 2004
- NR 24 PROFESOR TOMASZ WINNICKI W NAUCE I ŻYCIU SPOŁECZNYM
Lublin 2004
- NR 25 OCHRONA I INŻYNIERIA ŚRODOWISKA ZRÓWNOWAŻONY
ROZWÓJ
Szkola Ochrony I Inżynierii Środowiska Im. Walerego Goetla
Kraków 2004
- NR 26 FILOZOFICZNE, SPOŁECZNE I EKONOMICZNE
UWARUNKOWANIA ZRÓWNOWAŻONEGO ROZWOJU
A. Pawłowski
Lublin 2004
- NR 26 Suplement PRZYRODNICZE UWARUNKOWANIA
ZRÓWNOWAŻONEGO ROZWOJU
Z. Ciećko
Lublin 2004
- NR 27 PATHWAYS OF POLLUTANTS AND MITIGATION STRATEGIES
OF THEIR IMPACT ON THE ECOSYSTEMS
M. R. Dudzińska, M. Pawłowska
Lublin 2004
- NR 28 PODSTAWY BEZPIECZEŃSTWA SYSTEMÓW ZAOPATRZENIA
W WODĘ
J. Rak
Lublin 2005
- NR 29 TECHNOLOGICZNE PODSTAWY MODERNIZACJI MAŁYCH
OCZYSZCZALNI ŚCIEKÓW
L. Dzienis
Białystok 2005
- NR 30 XII OGÓLNOPOLSKA KONFERENCJA NAUKOWO-TECHNICZNA
Z CYKLU
PROBLEMY GOSPODARKI WODNO-ŚCIEKOWEJ W REGIONACH
ROLNICZO-PRZEMYSŁOWYCH
MATERIAŁY
L. Dzienis
Białystok 2005
- NR 31 PROFESOR ANDRZEJ KRÓLIKOWSKI. JUBILEUSZ 50-LECIA PRACY
ZAWODOWEJ, BADAWCZEJ I NAUKOWO-DYDAKTYCZNEJ.

- MATERIAŁY
I. Bartkowska, Lech Dzień
Białystok 2005
- NR 32 II KONGRES INŻYNIERII ŚRODOWISKA
MATERIAŁY, TOM I
Lublin 2005
- NR 33 II KONGRES INŻYNIERII ŚRODOWISKA
MATERIAŁY, TOM II
Lublin 2005
- NR 34 DEVELOPMENT OF INSULATION WITH SPECIALLY DESIGNER
PROPERTIES FOR BUILDING RENOVATION
J. Grunewald, H. Sobczuk
Lublin 2005
- NR 35 OSADY POWSTAJĄCE W OBIEKTACH SYSTEMU KANALIZACJI
DESZCZOWEJ
A. Królikowski, K. Garbarczyk, J. Gwoździej-Mazur, A. Butarewicz
Białystok 2005
- NR 36 MeMBRANY I PROCESY MEMBRANOWE W OCHRONIE ŚRODOWISKA
Gliwice 2006
- NR 37 PODSTAWY MODELOWANIA SYSTEMÓW EKSPLOATACJI
WODOCIĄGÓW I KANALIZACJI
S. Danczew
Lublin 2006
- NR 38 POLSKA INŻYNIERIA ŚRODOWISKA INFORMATOR
A. M. Anielak
Lublin 2007
- NR 39 TIME DOMAIN REFLECTOMETRY METHOD IN ENVIRONMENTAL
MEASUREMENTS
H. Sobczuk, R. Plagge
Lublin 2007
- NR 41 ZINTEGROWANE SYSTEMY ZARZĄDZANIA ENERGIĄ W
BUDYNKACH BIUROWYCH
J. Syposz, P. Jadwiszczak
Lublin 2007
- NR 42 BADANIA DOŚWIADCZALNE W ROZWOJU TECHNOLOGII
UZDATNIANIA WODY
M. M. Sozański, P. M. Huck
Lublin 2007
- NR 43 OCENA WPLYWU ZABEZPIECZEŃ PRZECIWEROZYJNYCH NA
WARUNKI WILGOTNOŚCIOWE W PROFILU GLEBOWYM
M. K. Widomski
Lublin 2007

- NR 44 PROGNOSTYCZNY MODEL URUCHAMIANIA BIOGENNYCH
ZWIĄZKÓW AZOTU I FOSFORU W ERODOWANYCH GLABACH
MAŁEJ ZLEWNI LESSOWEJ
P. Gliński
Lublin 2007
- NR 45 BADANIA POŁA CIEPLNEGO W HALACH OGRZEWANYCH
PROMIENNIKAMI CERAMICZNYMI
E. Dudkiewicz, J. Jeżowiecki
LUBLIN 2007
- NR 46 VI ZJAZD KANALIZATORÓW POLSKICH POLKAN'07 MATERIAŁY
M. Zawilski, G. Sakson, G. Mozolewska
Lublin 2007
- NR 47 ENERGETYCZNE I PROCESOWE ASPEKTY PRODUKCJI I
ZASTOSOWAŃ OZONU W TECHNICIE
J. Ozonek, S. Fijałkowski
Lublin 2007
- NR 48 OPTOELECTRONIC DIAGNOSTICS OF COMBUSTION PROCESSES.
INSTRUMENTS METHODS OF APPLICATIONS.
W. Wójcik
Lublin 2008
- NR 49 MEMBRANY I PROCESY MEMBRANOWE W OCHRONIE
ŚRODOWISKA.
K. Konieczny, M. Bodzek
Gliwice 2008
- NR 50 WYBRANE ZAGADNIENIA Z MODELOWANIA MATEMATYCZNEGO
PROCESU OSADU CZYNNEGO.
Z. Dymaczewski
Poznań 2008
- NR 51 ROZWÓJ ZRÓWNOWAŻONY – IDEA, FILOZOFIA, PRAKTYKA.
A. Pawłowski
Lublin 2008
- NR 52 ULTRASŁABA LUMINESCENCJA GLONÓW CHARACEAE JAKO
METODA OCENY ŚRODOWISKA WODNEGO
A. Jaśkowska
Lublin 2008
- NR 53 PODSTAWY REOLOGII I TRANSPORTU RUROWEGO ZAWIESIN
I OSADÓW Z OCZYSZCZANIA WODY I ŚCIEKÓW
Z. Dymaczewski, J. Jeż-Walkowiak, A. Marlewski, M. Sozański
Poznań 2008
- NR 54 PRZYDATNOŚĆ WYBRANYCH BIOINDYKATORÓW DO OCENY
EFEKTYWNOŚCI BIOREMEDIACJI GRUNTÓW
ZANIECZYSZCZONYCH WĘGŁOWODORAMI
A. Małachowska-Jutcz, K. Miksch
Gliwice 2008

- NR 55 MECHANIZMY TWORZENIA SIĘ I ROZPRZESTRZENIANIA
ZWIĄZKÓW DIOKSYNOPOCHODNYCH W ŚRODOWISKU
J. Czerwiński
Lublin 2008
- NR 56 OGÓLNOPOLSKA KONFERENCJA NAUKOWA. INŻYNIERIA
EKOLOGICZNA
H. Obarska-Pempkowiak
Lublin 2009
- NR 57 RETENCJA ZBIRONIKOWA I STEROWANIE DOPŁYWEM ŚCIEKÓW
DO OCZYSZCZALNI
D. Słyś
Lublin 2009
- NR 58 POLSKA INŻYNIERIA ŚRODOWISKA PIĘĆ LAT PO WSTĄPIENIU DO
UNII EUROPEJSKIEJ TOM 1
J. Ozonek, M. Pawłowska
Lublin 2009
- NR 59 POLSKA INŻYNIERIA ŚRODOWISKA PIĘĆ LAT PO WSTĄPIENIU DO
UNII EUROPEJSKIEJ TOM 2
J. Ozonek, A. Pawłowski
Lublin 2009
- NR 60 POLSKA INŻYNIERIA ŚRODOWISKA PIĘĆ LAT PO WSTĄPIENIU DO
UNII EUROPEJSKIEJ TOM 3
M. Dudzińska, L. Pawłowski
Lublin 2009
- NR 61 NOWE METODY REDUKCJI EMISJI ZANIECZYSZCZEŃ I
WYKORZYSTANIA PRODUKTÓW UBOCZNYCH OCZYSZCZALNI
ŚCIEKÓW
H. Obarska – Pempkowiak, L. Pawłowski
Lublin 2009
- NR 62 MEMBRANY I PROCESY MEMBRANOWE W PRACY NAUKOWEJ
PROF. DR HAB. INŻ. MICHAŁA BODZKA
K. Konieczny
Gliwice 2009
- NR 63 MIKROBIOLOGICZNE METODY OGRANICZANIA EMISJI METANU
ZE SKŁADOWISK ODPADÓW
M. Pawłowska
Lublin 2010
- NR 64 MICROORGANISMS IN THE ENVIRONMENT AND ENVIRONMENTAL
ENGINEERING FROM ECOLOGY AND TECHNOLOGY
K. Olańczuk-Neyman, H. Mazur-Marzec
Gdańsk- Gdynia 2010
- NR 65 MEMBRANY I PROCESY MEMBRANOWE W OCHRONIE
ŚRODOWISKA TOM 1
K. Konieczny

- Gliwice 2010
- NR 66 MEMBRANY I PROCESY MEMBRANOWE W OCHRONIE
ŚRODOWISKA TOM 2
K.a Konieczny
Gliwice 2010
- NR 67 ENERGETYKA-DZIŚ I JUTRO
T. Cholewa, A. Siuta-Oлча
Lublin 2010
- NR 68 HYDROLOGIA W INŻYNIERII I GOSPODARCE WODNEJ TOM 1
B. Więzik
Warszawa 2010
- NR 69 HYDROLOGIA W INŻYNIERII I GOSPODARCE WODNEJ TOM 2
A. Magnuszewski
Warszawa 2010
- NR 70 PROFESOR LUCJAN PAWŁOWSKI W DRODZE PRZEZ ŻYCIE
H. Wasąg
LUBLIN 2010
- NR 71 KOMPUTEROWE WSPOMAGANIE PROJEKTOWANIA
Z. Suchorab, A. Jedut, G. Łagód, A. Raczkowski
Lublin 2010
- NR 72 MODELOWANIE PRZEPŁYWÓW ORAZ TRANSPORTU I
BIODEGRADACJI ZANIECZYSZCZEŃ
G. Łagód, Z. Suchorab, M. Widomski, K. Wróbel
Lublin 2010
- NR 73 MODELOWANIE RUCHU WODY I TRANSPORT ZANIECZYSZCZEŃ
W OŚRODKU POROWATYM
M. Widomski, D. Kowalski, G. Łagód
Lublin 2010
- NR 74 MODELOWANIE SYSTEMU OCZYSZCZANIA ŚCIEKÓW
A. Montusiewicz, G. Łagód, A. Piotrowicz
Lublin 2010
- NR 75 JĘZYKI PROGRAMOWANIA KOMPUTERÓW
G. Łagód, H. Sobczuk, Z. Suchorab
Lublin 2010
- NR 76 SYSTEMY GRZEWCZE
T. Cholewa, A. Siuta-Oлча
Lublin 2010
- NR 77 UKŁADY WENTYLACJI, KLIMATYZACJI I CHŁODNICTWA
A.j Raczkowski, S. Dumała, M. Skwarczyński
Lublin 2010
- NR 78 NITRYFIKACJA W PROCESACH OCZYSZCZANIA WYBRANYCH
WÓD ODPADOWYCH I ŚCIEKÓW
J. Surmacz-Górska
Gliwice 2010

- NR 79 TECHNOLGIE ENERGII ODNAWIALNEJ
K. Nalewaj, J. Diatczyk, R. Jaroszyńska
Lublin 2010
- NR 80 NOWOCZESNE TECHNOLOGIE PALIW I SPALANIA
P. Komoda
Lublin 2010
- NR 81 UKŁADY ELEKTORNICZNE W NOWOCZESNYCH TECHNOLOGIACH
ENERGETYCZNYCH
W. Surtel, P. Komoda
Lublin 2010
- NR 82 INŻYNIERIA ELEKTRYCZNA I TECHNOLOGIE INFORMATYCZNE
W UKŁADACH ENERGIELEKTRONICZNYCH W NOWOCZESNYCH
TECHNOLOGIACH EERGETYCZNYCH
P. Kacejko, S. Adamek
Lublin 2010
- NR 83 ENERGOOSZCZEDNY BUDYNEK
M. Horyński
Lublin 2010
- NR 84 SIECI KOMPUTEROWE
K. Gromaszek, T. Ławicki
Lublin 2010
- NR 85 ARCHITEKTURA KOMPUTERÓW I SYSTEMY GIER
W. Surtel, P. Kisała
Lublin 2010
- NR 86 ARCHITEKTURA KOMPUTERÓW I SYSTEMY OPERACYJNE
W. Surtel, P. Kisała
Lublin 2010
- NR 87 ZASTOSOWANIE ZJAWISKA KAWITACJI HYDRODYNAMICZNEJ
W INŻYNIERII ŚRODOWISKA
J. Ozonek
Lublin 2010
- NR 88 NOWE METODY OPISU STRUKTURY SIECI WODOCIĄGOWYCH DO
ROZWIĄZANIA PROBLEMÓW ZWIĄZANYCH Z ICH
PROJEKTOWANIEM I EKSPLOATACJĄ
D. Kowalski
Lublin 2010
- NR 89 JAKUB KAZIMIERZ SIEMEK- PROFESOR HONOROWY
POLITECHNIKI LUBELSKIEJ
Lublin 2010
- NR 90 TOMASZ WINNICKI- PROFESOR HONOROWY POLITECHNIKI
LUBELSKIEJ
Lublin 2010
- NR 91 wykorzystanie właściwości adsorpcyjnych materiałów odpadowych do
usuwania BARWNIKÓW Z ROZTWORÓW WODNYCH

- U. Filipkowska
Lublin 2011
- NR 92 ZAAWANSOWANE METODY USUWANIA NATURALNYCH
SUBSTANCJI
M. Kabsch-Korbutowicz
Lublin 2012
- NR 93 INŻYNIERIA ŚRODOWISKA – STAN OBECNY I PERSPEKTYWY
ROZWOJU
Cz. Rosik-Dulewska, M. Kostecki
Lublin 2011
- NR 94 Badania nad zwiększeniem wydajności barwnikowych ogniw słonecznych
A. Zdyb
Lublin 2012
- NR 95 MEMBRANY I PROCESY MEMBRANOWE W OCHRONIE
ŚRODOWISKA TOM 1
K. Konieczny, I. Korus
Gliwice 2012
- NR 96 MEMBRANY I PROCESY MEMBRANOWE W OCHRONIE
ŚRODOWISKA TOM 2
M. Bodzek, J. Pelczara
Gliwice 2012
- Nr 97 PROFESOR JANUARY BIEŃ CZTERDZIEŚCI LAT W DYDAKTYCE
I NAUCE
L. Pawłowski
Lublin 2012
- Nr 98 WSPÓŁFERMENTACJA OSADÓW ŚCIEKOWYCH I WYBRANYCH
KOSUBSTRATÓW JAKO METODA EFEKTYWNEJ BIOMETANIZACJI
A. Montusiewicz
Lublin 2012
- Nr 99 POLSKA INŻYNIERIA ŚRODOWISKA. PRACE. TOM I
M.R. Dudzińska, A. Pawłowski
Lublin 2012
- Nr 100 POLSKA INŻYNIERIA ŚRODOWISKA. PRACE. TOM II
M.R. Dudzińska, A. Pawłowski
Lublin 2012
- Nr 101 KOMPOSTOWANIE KOMUNALNYCH OSADÓW ŚCIEKOWYCH JAKO
FORMA RECYKLINGU ORGANICZNEGO
D. Kulikowska
Lublin 2012
- Nr 102 ZASTOSOWANIE ZEOLITÓW WYTWORZONYCH Z POPIOŁÓW
LOTNYCH DO USUWANIA ZANIECZYSZCZEŃ Z WODY I ŚCIEKÓW
W. Franus
Lublin 2012

- Nr 103 BADANIA EKSPERYMENTALNE I TEORETYCZNE ZASOBNIKA
CIEPŁEJ WODY ZE STRATYFIKACJĄ TERMICZNĄ
WSPÓŁPRACUJĄCEGO Z INSTALACJĄ NISKOTEMPERATUROWĄ
A. Siuta-Oлча
Lublin 2012
- Nr 104 WYBRANE MIKROZANIECZYSZCZENIA ORGANICZNE W WODACH
I GLEBACH
M. Włodarczyk-Makuła
Lublin 2012
- Nr 105 TOKSYCZNOŚĆ W PROCESIE BEZTLENOWEJ STABILIZACJI
KOMUNNYCH OSADÓW ŚCIEKOWYCH
Z. Sadecka
Lublin 2013
- Nr 106 PROCESY I EFEKTYWNOŚĆ USUWANIA ZANIECZYSZCZEŃ Z
ODCIEKÓW ZE SKŁADOWISKA ODPADÓW KOMUNALNYCH W
OCZYSZCZALNIACH HYDROFITOWYCH
E. Wojciechowska
Gdańsk 2013
- NR 107 ZASTOSOWANIE JONITÓW WŁÓKNISTYCH W PROCESACH
DEZODORYZACJI I KONTROLI JAKOŚCI POWIETRZA
H. Wasąg
Lublin 2013
- NR 108 ROZKŁAD BIOMIMETYKÓW HORMONALNYCH ZA POMOCĄ
ZAAWANSOWANYCH PROCESÓW UTLENIANIA
E. Flis
Gliwice 2013
- NR 109 DEGRADACJA PESTYCYDÓW WYBRANYMI METODAMI
I. Skoczko
Białystok 2013
- NR 110 WYKORZYSTANIE SYNTETYCZNYCH ŻYWIC JONOWYMIENNYCH
W REKULTYWACJI TERENÓW ZDEGRADOWANYCH
M. Chomczyńska
Lublin 2013
- NR 111 COMPUTER AIDED DESIGNING – 3D MODELING
G. Łagód, Z. Suchorab
Lublin 2013
- NR 112 AEROZOLE W POWIETRZU WEWNĘTRZNYM: ŹRÓDŁA - POZIOMY -
PROBLEMY
M. Dudzińska
Lublin 2013
- NR 113 SEPARACJA UCIAŹLIWYCH ZANIECZYSZCZEŃ ORGANICZNYCH
Z WYKORZYSTANIEM TECHNIK MEMBRANOWYCH
K. Majewska-Nowak
Wrocław 2013

- NR 114 ŹRÓDŁA WĘGLA W PROCESACH BIOLOGICZNEGO USUWANIA
AZOTU I FOSFORU
W. Janczukowicz, J. Rodziewicz
Lublin 2013
- NR 115 WSKAŹNIKI JAKOŚCIOWE SUBSTANCJI ORGANICZNEJ GLEB
ZRÓŻNICOWANYM NAWOŻENIEM I ZMIANOWANIEM
G. Żukowska
Lublin 2013
- NR 116 ZANIECZYSZCZENIA A JAKOŚĆ POWIETRZA WEWNĘTRZNEGO
W WYBRANYCH POMIESZCZENIACH
B. Połednik
Lublin 2013
- NR 117 BIOSURFACTANTS: GREEN SURFACTANTS
G. Płaza
Lublin 2014
- NR 118 MEMBRANES AND MEMBRANE PROCESSES IN ENVIRONMENTAL
PROTECTION VOL. 1
K Konieczny, I. Korus
Lublin 2014
- NR 119 MEMBRANES AND MEMBRANE PROCESSES IN ENVIRONMENTAL
PROTECTION VOL. II
M. Bodzek, J. Pelczar
Lublin 2014
- NR 120 ZASTOSOWANIE ZEOLITÓW DO SEPARACJI CO₂ I Hg Z GAZÓW
ODLOTOWYCH W PROCESACH WYCHWYTYWANIA
I SKŁADOWANIA DYTLENKU WĘGLA
M. Wdowin
Lublin 2015
- NR 121 WYKORZYSTANIE TUFÓW ZEOLITOWYCH W INŻYNIERII
ŚRODOWISKA
W. Franus, A. Pawłowski
Lublin 2015
- NR 122 OBIEG WYBRANYCH MAKROPIERWIASTKÓW I ZWIĄZKÓW
BIOGENNYCH W SYSTEMIE RZECZNO - JEZIORNYM NA
PRZYKŁADZIE GÓRNEJ PASŁĘKI
J. Grochowska
Lublin 2015
- NR 123 INCINERATION OF WASTE IN A ROTARY KILN
J. W. Bujak
Lublin 2015
- NR 124 PIENIĄDZE I ZRÓWNOWAŻONY ROZWÓJ: BRAKUJĄCE OGNIWO
Lublin 2016
- NR 125 OCENA ZRÓWNOWAŻONOŚCI SYSTEMÓW SOLARNYCH OPARTA
NA ANALIZIE CYKLU ŻYCIA

- A. Żelazna
Lublin 2016
- NR 126 NEW MATERIAL SOLUTIONS FOR PLASMA REACTOR
S. Gnapowski
Lublin 2017
- NR 127 SUSTAINABILITY OF COMPACTED CLAY LINERS AND SELECTED PROPERTIES OF CLAY
M. Widomski
Lublin 2016
- NR 128 DROGA PRZEZ ŻYCIE PROFESORA TADEUSZA PIECUCHA: 70 ROCZNICA URODZIN 4.06.2016R.
Lublin 2016
- NR 129 INFORMATOR INŻYNIERII ŚRODOWISKA
A. Anielak, M. Cimochoicz-Rybicka
Lublin 2016
- NR 130 METODY POMIARU GĘSTOŚCI STRUMIENIA CIEPŁA I STRAT CIEPŁA W BUDOWNICTWIE I CIEPŁOWNICTWIE
K. Wojdyga
Warszawa 2016
- NR 131 OKREŚLENIE POZIOMU AKTYWNOŚCI SZTUCZNEGO ^{137}Cs I NATURLANEGO ^{40}K ORAZ WYBRANYCH METALI CIĘŻKICH W GLEBACH, NIEKTÓRYCH ROŚLINACH I W OSADACH DENNYCH AKWENÓW WODNYCH NA OBSZARACH POLSKI POŁUDNIOWEJ
A. Kubica
Lublin 2016
- NR 132 UTYLIZACJA WYBRANYCH ODPADÓW W PRODUKCJI SPIEKANYCH KRUSZYW LEKKICH
M. Franus
Lublin 2016
- NR 133 ZASTOSOWANIE TECHNIKI REFLAKTOMETRII W DOMENIE CZASU DO OCENY STANU ZAWILGOCENIA PRZEGRÓD BUDOWLANÝCH
Z. Suchorab
Lublin 2016
- NR 134 DEPOZYCJA PM₁₀ PODCZAS OPADÓW ATMOSFERYCZNYCH
T. Olszowski
Lublin 2017
- NR 135 ZASTOSOWANIE ZEOLITÓW SYNTETYCZNYCH Z POPIOŁÓW LOTNYCH W INŻYNIERII ŚRODOWISKA
W. Franus
Lublin 2017
- NR 136 BIOINDYKACJA W KONTROLI PROCESU OCZYSZCZANIA ŚCIEKÓW
G. Łagód
Lublin 2017

- NR 137 ANALIZA OPADÓW ATMOSFERYCZNYCH DLA POTRZEB
PROJEKTOWANIA SYSTEMÓW ODWODNIENIA
P. Licznar
Lublin 2018
- NR 138 METALE CIĘŻKIE W ODCIEKACH I ŚCIEKACH
TECHNOLOGICZNYCH ZE SKŁADOWISK ODPADÓW
KOMUNALNYCH W ASPEKCIE ZMIAN SPOSOBÓW ICH
ZAGOSPODAROWANIA
E. Kulbat
Gdańsk 2018
- NR 139 EFEKTYWNOŚĆ EKONOMICZNA I ENERGETYCZNA W
BUDOWNICTWIE JEDNORODZINNYM
J. Danielewicz
Lublin 2018
- NR 140 FOSFOR W INTERFAZIE WODA-OSADY DENNE JEZIOR
ZMIENIONYCH ANTROPOGENICZNIE NA TLE WYBRANYCH
FIZYKO-CHEMICZNYCH I MIKROBIOLOGICZNYCH CZYNNIKÓW
ŚRODOWISKOWYCH KSZTAŁTUJĄCYCH PROCESY JEGO
WYMIANY POMIĘDZY OSADAMI A WODĄ
R. Augustyniak
Lublin 2018
- NR 141 BAKTERIOCENOZA PŁYTKIEGO LITORALU ZATOKI PUCKIEJ
W REJONIE WYSTĘPOWANIA PODMORSKIEGO DRENAŻU WÓD
PODZIEMNYCH
K. Jankowska
Gdańsk 2018
- NR 142 ZDOLNOŚCI SORPCYJNE WYBRANYCH SUBSTANCJI BOGATYCH
W MATERIEŃ ORGANICZNĄ W STOSUNKU DO BARWNIKÓW
A. Dzieniszewska, J. Kyzioł-Komosińska
Lublin 2018
- NR 143 ZANIECZYSZCZENIE OSADÓW DENNYCH METALAMI CIĘŻKIMI -
METODY OCENY
E. Kulbat, A. Sokołowska
Lublin 2018
- NR 144 ZANIECZYSZCZENIA POWIETRZA W POLSCE: STAN, PRZYCZYNY,
SKUTKI
L. Pawłowski
Lublin 2018
- NR 145 ZASTOSOWANIE ZIELONEJ INFRASTRUKTURY DO OGRANICZANIA
ZANIECZYSZCZEŃ WÓD POWIERZCHNIOWYCH W ZLEWNI
MIEJSKIEJ
E. Wojciechowska
Gdańsk 2018

- NR 146 METODY WYZNACZANIA ZASIĘGU STREF ZAGROŻENIA
POWODOWANEGO PRZEZ ROZSZCZELNIENIE PODZIEMNYCH
PRZEWODÓW WODOCIĄGOWYCH
M. Iwanek
Lublin 2018
- NR 147 ZASTOSOWANIE SPEKTROSKOPII IR W INŻYNIERII ŚRODOWISKA
S. Pasieczna-Padkowska
Lublin 2019
- NR 148 REKULTYWACJA JEZIOR – TEORIA I PRAKTYKA
Julita A. Dunalska
Olsztyn 2019
- NR 149 USUWANIE ZANIECZYSZCZEŃ I STABILIZACJA OSADÓW
ŚCIEKOWYCH W SYSTEMACH TRZCINOWYCH
Katarzyna KołECKA
Gdańsk 2019
- NR 150 ZŁOŻA HYDROFITOWE Z PIONOWYM PRZEPŁYWEM ŚCIEKÓW.
CHARAKTERYSTYKA PROCESÓW I ZASTOSOWAŃ
Magdalena Gajewska
Gdańsk 2019
- NR 151 FILTRACJA WODY W TEORII I PRAKTYCE
Iwona Skoczko
Warszawa 2019
- NR 152 OPERATION FLEXIBILITY OF HEAT PUMPS IN SMART DISTRICT
HEATING
Marderos Ara Sayegh
Lublin 2019
- NR 153 ANALIZA MOŻLIWOŚCI WYKORZYSTANIA POFERMENTU JAKO
ŹRÓDŁA BIODOSTĘPNEGO FOSFORU
Agnieszka Tuszyńska
Warszawa 2019
- NR 154 ANALIZA TERMICZNEJ PRZERÓBKII BIOMASY
Paweł Komada
Warszawa 2019
- NR 155 ANALIZA I ZASTOSOWANIE MODELU ADM1 DO SYMULACJI
FERMENTACJI I WSPÓLFERMENTACJI KISZONEK ROŚLINNYCH
I WYBRANYCH KOSUBSTRATÓW
Katarzyna Bułkowska
Warszawa 2019
- NR 156 DIFFERENT MATERIAL SOLUTIONS FOR THE REACTOR ELECTRODES
Sebastian Gnapowski
WARSZAWA 2019
- NR 157 NASTĘPCZY WPŁYW KOMPOSTÓW Z OSADU I OSADOWO –
POPIOŁOWYCH NA KSZTAŁTOWANIE WŁAŚCIWOŚCI
REKULTYWOWANEJ GLEBY INDUSTRIOZIEMNEJ

- Marta Bik-Małodzińska
Warszawa 2019
- NR 158 MATERIAL-RELATED IMPACT OF THERMOPLASTIC PIPES ON
QUALITY OF DISTRIBUTED WATER
Beata Kowalska
Warszawa 2019
- NR 159 STEROWANIE PROGNOZOWE DOSTAWĄ CIEPŁA NA POTRZEBY
OGRZEWANIA
Tomasz Cholewa
Warszawa 2019
- NR 160 DYNAMIKA ZMIAN WYBRANYCH GRUP BAKTERII AKTYWNYCH
W OCZYSZCZANIU ODCIEKÓW SKŁADOWISKOWYCH W
REAKTORZE SBR
Łukasz Jurczyk
Warszawa 2019
- NR 161 ŹRÓDŁA ZANIECZYSZCZEŃ MIKROBIOLOGICZNYCH WÓD RZEKI
ŁYNY
Anna Gotkowska-Płachta
Warszawa 2019
- NR 162 PROFESOR JAN OLCHOWIK WE WSPOMNIENIACH PRZYJACIÓŁ
L. Pawłowski
Warszawa 2019
- NR 163 INNOWACJE W INŻYNIERII ŚRODOWISKA
Hanna Obarska-Pempkowiak
Warszawa 2019
- NR 164 ZANIECZYSZCZENIA WÓD W POLSCE. STANN, PRZYCZYNY,
SKUTKI
Marek Gromiec, Lucjan Pawłowski
Warszawa 2019
- NR 165 ZAAWANSOWANE TECHNOLOGIE USUWANIA FARMACEUTYKÓW
ZE ŚCIEKÓW
A. Łuczkiwicz, S. Fudala-Ksiazek, K. Jankowska, M. Szopinska, O. Svahn,
T J. Ränckner, A. Kaiser, G. Garnaga-Budrè, V. Langas, E. Björklund
Warszawa 2019
- NR 166 OCENA GOSPODARKI W ZAKRESIE ŚCIEKÓW I OSADÓW
ŚCIEKOWYCH W POLSCE
Marek Gromiec, Lucjan Pawłowski
Warszawa 2020
- NR 167 AGGLOMERATION PROCESSES FOR WASTE UTILIZATION IN
A CIRCULAR ECONOMY
Witold Borowski
Warszawa 2020
- NR 168 WYKORZYSTANIE KOROZJI ŻEOLAZA W OGRANICZANIU EMISJI
ZAPACHOWYCH

- Izabela Wysocka
Warszawa 2020
- NR 169 MIGRACJA ZANIECZYSZCZEŃ Z ODPADÓW GÓRNICCTWA WODNO-GRUNTOWEGO W RÓŻNYCH WARUNKACH DEPONOWANIA
Sebastian Stefaniak
Zabrze 2020
- NR 170 BADANIA NAD GOSPODAROWANIEM WODĄ I OCHRONĄ WÓD ZAKŁADU GOSPODARKI WODNEJ W WARSZAWIE INSTYTUTU METEOROLOGII I GOSPODARKI WODNEJ NA PROGU XXI WIEKU
Marek Gromiec
Lublin 2020
- NR 171 WYKORZYSTANIE SORPCJI I REDUKCJI W PROCESACH OCZYSZCZANIA ROZTWORÓ W WODNYCH Z JONÓW CHROMU (VI)
Grzegorz Wójcik
Lublin 2020
- NR 172 OCHRONA ZASOBÓW WODNYCH PRZED ZANIECZYSZCZENIEM. WYBRANE PROBLEMY I ROZWIĄZANIA
Marek Gromiec
Warszawa 2021
- NR 173 ODPADY WIERTNICZE I OSADY ŚCIEKOWE W REKULTYWACJI GLEB JAKO ELEMENT GOSPODARKI OBIEGU ZAMKNIĘTEGO
Grażyna Żukowska (redaktor)
Lublin 2020
- NR 174 WYBRANE TECHNOLOGIE WODY, ŚCIEKÓW, OSADÓW ŚCIEKOWYCH. PRZYKŁADY ZASTOSOWAŃ EUROPEJSKIEGO CENTRUM EKOLOGICZNEGO
Marek Gromiec
Warszawa 2021
- Nr 175 WIELOKRYTERIALNA OCENA SYSTEMU ODZYSKU CIEPŁA ODPADOWEGO Z PROMIENNIKÓW GAZOWYCH.
Edyta Dudkiewicz
Warszawa 2021