ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI BIAŁOSTOCKIEJ
NAUKI TECHNICZNE

INŻYNIERIA ŚRODOWISKA

ZESZYT nr 16

Wydawnictwo Politechniki Białostockiej
Białystok 2003

KOMITET NAUKOWY

prof. dr hab. inż. Andrzej Królikowski – *przewodniczący*

prof. dr hab. inż. Anna M. Anielak
prof. dr hab. inż. Ryszard Błażejewski
prof. dr hab. inż. Wojciech Dąbrowski
prof. dr hab. inż. Sławczo Denczew
prof. dr hab. inż. Lech Dzienis
prof. dr hab. inż. Karol Kuś
prof. dr hab. inż. Marek Lebiedowski
prof. dr hab. inż. Hanna Obarska-Pempkowiak
prof. dr hab. Lucjan Pawłowski
prof. dr hab. inż. Tadeusz Piecuch
prof. dr hab. inż. Janusz Rak
prof. dr hab. inż. Marek Sozański
prof. dr hab. inż. Józefa Wiater
prof. dr hab. inż. Tadeusz Wierzbicki

KOMITET ORGANIZACYJNY

prof. dr hab. inż. Andrzej Królikowski – *przewodniczący*
dr inż. Dariusz Wawrentowicz – *sekretarz naukowy*
mgr inż. Joanna Gwoździej-Mazur
mgr inż. Andrzej Demianowicz – *sekretarz organizacyjny*
mgr Agnieszka Świderska
mgr inż. Wiesława Sokołowska
mgr inż. Jerzy Pszczoła

Dofinansowano ze środków
- Wojewódzkiego Funduszu Ochrony Środowiska i Gospodarki Wodnej w Białymstoku
- Komitetu Badań Naukowych

oraz
- EKOFINN-POL Sp. z o.o.
- Huber Technology Sp. z o.o.
- INSTALcompact Sp. z o.o.
- Izby Gospodarczej Wodociągi Polskie w Bydgoszczy
- Klimapol Sp. z o.o.
- KSB Pompy i Armatura Sp. z o.o.

68532

Politechnika Białostocka
Instytut Inżynierii i Ochrony Środowiska, Katedra Wodociągów i Kanalizacji

Fundacja Ekonomistów Środowiska i Zasobów Naturalnych

Polskie Zrzeszenie Inżynierów i Techników Sanitarnych O/Białystok

Wojewódzki Fundusz Ochrony Środowiska i Gospodarki Wodnej w Białymstoku

BIBLIOTEKA GŁÓWNA POLITECHNIKI BIAŁOSTOCKIEJ U-40

BG Polit. Bial
00903116

GOSPODARKA WODNO-ŚCIEKOWA W REGIONACH ROLNICZO-PRZEMYSŁOWYCH

pod redakcją naukową
Dariusza Wawrentowicza

materiały konferencyjne

628.1/.5(061.3)

TOM I

Recenzenci:

prof. dr hab. inż. Anna M. Anielak
prof. dr hab. inż. Wojciech Dąbrowski
prof. dr hab. inż. Lech Dzienis
prof. dr hab. inż. Andrzej Królikowski
prof. dr hab. inż. Marek Lebiedowski
prof. dr hab. inż. Janusz Rak
prof. dr hab. inż. Marek Sozański
prof. dr hab. inż. Józefa Wiater
prof. dr hab. inż. Tadeusz Wierzbicki

ISSN 0239-5738

© copyrighy by: Fundacja Ekonomistów Środowiska i Zasobów Naturalnych
Białystok 2003

wydawca:
Politechnika Białostocka

przy udziale:
Fundacji Ekonomistów Środowiska i Zasobów Naturalnych

redaktor językowy:
Janina Sawicka-Demianowicz

redaktor techniczny:
Andrzej A. Poskrobko

skład:
Pracownia Składu Komputerowego i Usług Edytorskich w Białymstoku

druk:
Dział Wydawnictw i Poligrafii Politechniki Białostockiej

*Wydawca nie ponosi odpowiedzialności za zamieszczony materiał graficzny – **zamieszczono na prawach rękopisu***

Spis treści

TOM I

Część I. REFERATY WPROWADZAJĄCE

Rafał Miłaszewski
Ekonomiczne skutki polityki wodnej Unii Europejskiej dla Polski ____ 19

Gerhard Bartodziej, Michał Tomaszewski
Problemy kosztów w gospodarce wodno-ściekowej ____ 24

Józef Dziopak, Elena Neverova-Dziopak
Nowe spojrzenie na problemy gospodarki wodno-ściekowej ____ 34

Piotr K. Tuz, Andrzej J. Królikowski
Gospodarka wodno-ściekowa stacji paliw płynnych ____ 41

Gerhard Bartodziej, Zdzisław Korzuch, Michał Tomaszewski
Możliwości zastosowania baz danych GIS oraz rachunku ekonomicznego w ochronie środowiska ____ 48

Alfred Dubicki, Halina Florczyk-Gołowin
Ograniczenie zanieczyszczenia wód rzeki Odry w wyniku realizacji inwestycji ochronnych objętych Programem Szybkiego Działania ____ 54

Eugeniusz Sroczan, Andrzej Urbaniak
Inteligentne urządzenia pomiarowe i wykonawcze w systemach inżynierii środowiska ____ 59

Roman Mielcarek
Aspekty aplikacyjne radiotelefoniczno-przewodowego systemu telemechaniki w monitorowaniu i sterowaniu systemów wodociągowych i kanalizacyjnych ____ 66

Piotr K. Tuz, Joanna Gwoździej-Mazur
Wybrane aspekty gospodarowania wodą i ściekami w pralniach chemicznych ____ 74

Ewa Rauba
Zbiorowe zaopatrzenie w wodę i odprowadzanie ścieków ____ 82

Andrzej Butarewicz, Agnieszka Kowaluk-Krupa, Marzena Matejczyk, Stanisław Rosochacki
Zagrożenia związane z występowaniem wirusów w wodzie, ściekach i osadach ściekowych ____ 88

Część II. WODA

Janusz Rak, Artur Wieczysty
Przykłady awaryjnych zagrożeń systemów zaopatrzenia w wodę ____ 97

Sławczo Denczew
Analiza bezpieczeństwa systemów zaopatrzenia w wodę (SZW) na obszarach rolniczo-przemysłowych ____ 102

Jarosław Bajer
Zasady prowadzenia analizy niezawodności podsystemów ujmowania wody z rzek narażonych na awaryjne skażenia ____ 108

Jacek Dawidowicz, Paweł Podwójci, Maria Mikołajczyk
Analiza uszkodzeń sieci wodociagowej miasta Płocka w 2001 roku ____ 117

Janusz Rak, Barbara Tchórzewska-Cieślak
Intensywność uszkodzeń sieci wodociągowych w miastach województwa podkarpackiego ____ 123

Maria Orzechowska
Uszkadzalność sieci wodociągowych w aspekcie czynników eksploatacyjnych ____ 130

Krzysztof Głód, Jarosław Bajer, Teresa Lubowiecka
Koncepcja metody oceny wpływu objętości zbiornika zapasowo-wyrównawczego
na niezawodność systemu zaopatrzenia w wodę ____ 134

Agnieszka Trębicka, Wojciech Kruszyński
Zastosowanie technik komputerowych oraz internetowych baz informacji
w modelowaniu systemów zaopatrzenia w wodę ____ 140

Jacek Piekarski, Marcin Lubierski
Komputerowe projektowanie kolumnowych wymieniaczy jonitowych ____ 144

Agnieszka Trębicka
Praktyczne aspekty komputerowego modelowania sieci wodociągowej Białegostoku
w procesie modernizacji i rozbudowy ____ 152

Katarzyna Ignatowicz, Joanna Struk-Sokołowska
Wpływ zanieczyszczeń pestycydowych niesionych z wodami rzeki Supraśli
na ich ilość w wodach rzeki Narew ____ 156

Joanna Jeż-Walkowiak, Marek M. Sozański
Badania nad procesem utleniania i dezynfekcji z użyciem chloru, ozonu i nadtlenku wodoru
w wybranych zakładach uzdatniania wody ____ 162

Agnieszka Kowaluk-Krupa, Joanna Szczykowska
Monitoring zawartości chlorofilu a w rzece Narew na terenie
Narwiańskiego Parku Narodowego ____ 170

Henryk Manteuffel-Szoege, Agnieszka Sobolewska
Wpływ modernizacji gospodarki odchodami zwierzęcymi na zmiany emisji azotu
do wód powierzchniowych i podziemnych ____ 176

Józef Malej, Bogdan Jankowski
Usuwanie ortofosforanów na filtrze kontaktowym ____ 183

Agnieszka Kowaluk-Krupa, Andrzej Butarewicz, Stanisław Rosochacki, Marzena Matejczyk
Zagrożenia wynikające z potencjalnego skażenia wód pierwotniakami z rodzaju *Giardia* ____ 190

Andrzej Butarewicz
Występowanie i wykrywanie pasożytniczych pierwotniaków z rodzaju *Cryptosporidium*
w środowisku wodnym ____ 196

Jerzy Kozłowski
Znaczenie modyfikatora ryzyka zdrowotnego w ocenie jakości wody przeznaczonej
do spożycia przez ludzi ____ 202

Paweł Biedka
Ocena naturalnej podatności na degradację wybranych jezior Pojezierza
Suwalsko-Augustowskiego ____ 208

Katarzyna Ignatowicz, Iwona Skoczko
Wahania sezonowe ilości zanieczyszczeń obszarowych w wodach rzeki Płoski ____ 216

Janina Piekutin
Uzdatnianie wody infiltracyjnej w procesie odwróconej osmozy ____ 222

Joanna Dolecka, Maria Orzechowska
Efektywność działania stacji wodociągowych z dwustopniowym pompowaniem wody ____ 227

Janusz Rak
Zużycie wody do spożycia przez mieszkańców miasta Sanoka ____ 232

Jerzy Bryłka, Lech Magrel, Iwan Żarski, Władimir Marcul, Ewa Więckowska
Wariantowe doprowadzanie wody z ujęcia do SUW UROCZYSKO w Jurowcach ____ 238

Maria Walery
Ocena stanu czystości wód rzek województwa podlaskiego ____ 243

Hanna Labijak
Stan zaopatrzenia w wodę i przyszłe potrzeby gmin ościennych Gorzowa Wlkp. ____ 254

Joanna Dolecka, Maria Orzechowska
Zasoby wodne i stan uwodociągowania wsi w województwie podlaskim ____ 263

Elwira Tomczak
Jakość wód wodociągowych i gruntowych w gminie Widawa ____ 270

Joanna Szczykowska
Ocena stopnia zanieczyszczenia wód pochodzących ze studni awaryjnych
na terenie miasta Białegostoku ____ 276

Lech Magrel
Mała retencja wodna na obszarze województwa podlaskiego ____ 281

Elżbieta Skorbiłowicz, Aleksander Kiryluk, Adam Łukowski
Wpływ działalności rolniczej i bytowej na zasolenie płytkich wód podziemnych ____ 290

Mirosław Skorbiłowicz, Józefa Wiater, Karol Tomkiel
Wpływ działalności rolniczej i bytowej na zawartość związków biogennych
w płytkich wodach podziemnych ____ 295

Katarzyna Garbarczyk
Gospodarka wodna w zakładach przetwórstwa mięsnego ____ 298

Подлозный Э.Д., Будека Ю.Ф., Брилка Е., Магрель А.
Перспективы применения плазменных технологий в водопроводно-канализационном строительстве
и очистке вод ____ 302

TOM II

Część III. SYSTEMY KANALIZACYJNE, ŚCIEKI I OSADY ŚCIEKOWE

Teresa Lubowiecka, Jadwiga Kapcia
Metoda oceny niezawodności funkcjonowania kanalizacji podciśnieniowej przy wykorzystaniu uogólnionego wskaźnika gotowości ____ 19

Dariusz Andraka, Lech Dzienis
Wymagany poziom niezawodności oczyszczalni ścieków w świetle przepisów polskich i europejskich ____ 24

Andrzej J. Królikowski
Problemy odprowadzania ścieków szpitalnych do komunalnych urządzeń kanalizacyjnych - wymagania i możliwości ____ 29

Krzysztof Tiunajtis, Michał Świsłowski
System do biologicznej neutralizacji odorów Biowent ____ 34

Józef Dziopak
Przegląd systemowy stosowanych zbiorników retencyjnych w kanalizacji ____ 39

Józef Dziopak, Daniel Słyś
Zawory klapowe typu CONTRACT w wielokomorowych zbiornikach retencyjnych ____ 46

Adam Kisiel, Maciej Mrowiec
Rurowy zbiornik retencyjny jako proste, tanie i funkcjonalne rozwiązanie konstrukcyjne ____ 52

Józef Dziopak, Daniel Słyś
Modele hydrauliczne zbiorników grawitacyjno-pompowych w kanalizacji ____ 59

Andrzej Kotowski
Sposób dławienia przepływu cieczy układami kolan bądź łuków ____ 65

Adam Kisiel, Robert Malmur
Nowoczesne systemy przerzutu ścieków opadowych do odbiorników wodnych - zbiorniki przerzutowe ____ 71

Adam Kisiel, Jakub Kisiel
Zbiorniki retencyjne płynnych nieczystości rekomendowane dla stacji zlewnych ____ 78

Wojciech Dąbrowski, Piotr Stępień
Dobór spadków kanałów w warunkach wiejskich ____ 84

Marek Lebiedowski, Wiesław Michalak
Wykorzystanie rur profilowych PEHD/PP do konstrukcji małych reaktorów osadu czynnego ____ 89

Ryszard Błażejewski
Wymiarowanie a eksploatacja osadników gnilnych ____ 98

Marek Zawilski, Agnieszka Brzezińska
Bilansowanie zanieczyszczeń pogody mokrej dla zurbanizowanej zlewni odbiornika ____ 104

Wojciech Dąbrowski, Barbara Dąbrowska
Parametry projektowe i efektywność naturalnych metod oczyszczania ścieków deszczowych na terenach o niskiej gęstości zabudowy ____ 112

Izabela Zimoch, Jolanta Gumińska
Gospodarka wodami kopalnianymi - system odprowadzania wód dołowych "OLZA" ____ 117

Katarzyna Garbarczyk
Wybrane aspekty gospodarowania ściekami powstającymi w produkcji rolnej na terenach wiejskich ____ 123

Izabela A. Tałałaj, Lech Dzienis
Charakterystyka jakościowych zmian odcieków ze składowiska odpadów ____ 127

Joanna Dolecka
Gospodarka ściekowa w gminnych jednostkach osadniczych województwa podlaskiego ____ 132

Krystyna Rauba
Rozwiązywanie problemów gospodarki ściekowej na wiejskich obszarach turystycznych ____ 138

Karol Trojanowicz, Piotr Dusza
Oczyszczanie ścieków w Rafinerii Nafty "GLIMAR" S.A. ____ 143

Izabela Bartkowska, Lech Dzienis
Efekt technologiczny i ekologiczny modernizacji oczyszczalni ścieków w Łapach ____ 152

Dariusz Wawrentowicz
Efektywność małych oczyszczalni ścieków typu SBR z napowietrzaniem powierzchniowym ____ 161

Beata Pszczoła-Bryńska, Antoni W. Morawski
Analiza technologii w oczyszczalni ścieków Gryfice po uzyskaniu pełnej zdolności produkcyjnej ____ 166

Mirosław Skorbiłowicz, Elżbieta Skorbiłowicz, Lech Dzienis
Oddziaływanie oczyszczalni ścieków na chemizm wód wybranych rzek zlewni górnej Narwi ____ 171

Dariusz Boruszko
Problemy eksploatacyjne oraz perspektywy modernizacji systemu na przykładzie miejskiej oczyszczalni ścieków w Sejnach ____ 175

Małgorzata Rauba
Wpływ ścieków odprowadzanych z miejskiej oczyszczalni ścieków w Giżycku na wody jeziora Grajewko ____ 187

Hanna Obarska-Pempkowiak, Piotr Kowalik, Magdalena Gajewska, Agnieszka Tuszyńska
Oczyszczalnie hydrofitowe: doświadczenia i perspektywy rozwoju ____ 192

Iwona Skoczko, Katarzyna Ignatowicz
Badania nad zastosowaniem koagulacji wspomagającej biologiczne usuwanie pestycydów ____ 203

Ewa Wojciechowska, Andrzej Butarewicz
Wpływ promieniowania mikrofalowego na zawartość mikroorganizmów wskaźnikowych w osadach ściekowych ____ 209

Jacek Płoszaj, Marta Janosz-Rajczyk, Agata Rosińska
Zmiany zawartości PCB w osadach ściekowych podczas stabilizacji tlenowej ____ 216

Mirosław Krzemieniewski, Marcin Zieliński, Marcin Dębowski, Joanna Rodziewicz
Technologia podczyszczania ścieków pralniczych przy wykorzystaniu reakcji Fentona modyfikowanej stałym polem magnetycznym ____ 221

Agnieszka Karczmarczyk, Józef Mosiej
Możliwość zwiększenia efektywności usuwania fosforu w hydrofitowych systemach oczyszczania ścieków ____ 227

Józefa Wiater, Adam Łukowski, Henryk Fitko, Sławomir Stelmach, Aleksander Sobolewski, Jan Figa
Wstępne badania aplikacyjne granulowanych nawozów organiczno-mineralnych na bazie osadów ściekowych ____ 233

Bogumiła Latkowska, Aleksander Sobolewski, Jan Figa
Poligonowe badania adsorbcyjnego usuwania pestycydów ze ścieków przemysłowych ____ 238

Anna Anielak, Krzysztof Piaskowski
Wspomaganie oczyszczania ścieków zeolitami w reaktorze SBR 244

Anna Siemieniuk
Wpływ anionowych środków powierzchniowo czynnych na efektywność oczyszczania ścieków metodą biologicznych złóż obrotowych 251

Dariusz Boruszko
Gospodarka wodami osadowymi - aspekty techniczno-ekonomiczne 258

Piotr Sorys, Ewa Zielewicz-Madej
Bilans metali ciężkich w gospodarce osadowej oczyszczalni ścieków 268

Tadeusz Wierzbicki
Rolnicze wykorzystanie komunalnych osadów ściekowych 272

Wojciech Dąbrowski
Przeróbka oraz zagospodarowanie osadów z oczyszczalni ścieków przemysłu rolno-spożywczego w województwie podlaskim 277

Tomasz Breńko
Możliwości wykorzystania kompostu z oczyszczalni w Sokółce w uprawie roślin ozdobnych 281

Dariusz Boruszko, Wojciech Dąbrowski, Lech Magrel
Kompostowanie biomasy oraz osadów ściekowych na potrzeby produkcji leśnej leśnictwa 288

Marek R. Rynkiewicz
Wpływ usuwania zanieczyszczeń stałych powstających podczas chowu pstrąga tęczowego na jakość odprowadzanych do środowiska wód poprodukcyjnych 294

Подлозный Э.Д., Будека Ю.Ф., Брилка Е., Магрел Л.
Фффективность применения плазменных технологий в строительстве, включая очистку воды и сточных вод 299

Część IV. REFERATY SPONSOROWANE

Janusz Giełda, Ewa Kachel-Kowalska (Instalcompact)
Wybrane zagadnienie dotyczące konstrukcji pompowni ścieków wynikające z aktualnych norm i przepisów 305

Łukasz Kaczmarek (Klimapol)
Technologia suszenia osadów w warstwie fluidalnej suszarki typu SFO firmy Klimapol 312

Waldemar Wojcieszek (Huber Technology)
Niskotemperaturowe instalacje do suszenia osadów KULT 316

Bogdan Majka, Jan Niewodowski (Gamrat)
Rury kanalizacyjne z PVC-U w aspekcie dokumentów normalizacyjnych 321

Contents

VOLUME I

Part I. INTRODUCTORY PAPERS

Rafał Miłaszewski
Economic Consequence Of European Union Water Policy For Poland 19

Gerhard Bartodziej, Michał Tomaszewski
Issues Of Cost Accounting In Water Supply-And-Sewage Management 24

Józef Dziopak, Elena Neverova-Dziopak
New Attitude On The Problems Of Water And Waste Water Management 34

Piotr K. Tuz, Andrzej J. Królikowski
Water-Sewage System At Petrol Stations 41

Gerhard Bartodziej, Zdzisław Korzuch, Michał Tomaszewski
Application Of Gis Data Bases And Economic Calculation For Environmental Protection 48

Alfred Dubicki, Halina Florczyk-Gołowin
The Pollution Reduction Of The River Odra Water As A Result Of Realization Of Protection Investment In The Quic Operation Programme 54

Eugeniusz Sroczan, Andrzej Urbaniak
Intelligent Measuring Devices And Actuators In The Systems For Environmental Engineering 59

Roman Mielcarek
Application Oriented Aspects Of The Radiotelephone Or Wired Remote Control System - RST In Monitoring And Controlling Water-Supply And Sewage Systems 66

Piotr K. Tuz, Joanna Gwoździej-Mazur
Water-Sewage System At Dry-Cleaners 74

Ewa Rauba
Central Water Supply And Wastewater Collection And Treatment 82

Andrzej Butarewicz, Agnieszka Kowaluk-Krupa, Marzena Matejczyk, Stanisław Rosochacki
The Hazard Of Viruses In Water, Sludge And Sewage Sludge 88

Part II. WATER

Janusz Rak, Artur Wieczysty
Examples Of Emergency In Water Supply Systems 97

Sławczo Denczew
Security Analysis Of Water Supply Systems (Wss) For Agricultural & Industrial Regions 102

Jarosław Bajer
Principles Of Reliability Tests For Subsystems Of Water Intake From Rivers Endangered By Occasional Water Contaminations 108

Jacek Dawidowicz, Paweł Podwójci, Maria Mikołajczyk
Damage Analysis Of Water Conduit In Plock In Course Of The Year 2001 ____ 117

Janusz Rak, Barbara Tchórzewska-Cieślak
Failure Rate Of Water-Pipe Network In The Towns Of Podkarpackie Province ____ 123

Maria Orzechowska
The Failure Frequency Of Water - Pipe Networks ____ 130

Krzysztof Głód, Jarosław Bajer, Teresa Lubowiecka
Influence Of Service Reservoirs Capacity On Water Supply Systems Reliability
- Method Of Assessment ____ 134

Agnieszka Trębicka, Wojciech Kruszyński
The Aplication Of Computer Technic And Imformation System In Modelling Demounds
In Water System ____ 140

Jacek Piekarski, Marcin Lubierski
Computer Design Of Ion-Exchange Units ____ 144

Agnieszka Trębicka
The Practical Computer Modelling Aspects Of Białystok Net Water In Modernization
And Development Process ____ 152

Katarzyna Ignatowicz, Joanna Struk-Sokołowska
Effect On Narew River Purity Of Pesticide Pollutants In Supraśl River ____ 156

Joanna Jeż-Walkowiak, Marek M. Sozański
Research On Chlorine, Hydrogen Peroxide And Ozone Application For Chemical Oxidation And
Disinfection At Surface Water Treatment PlantS ____ 162

Agnieszka Kowaluk-Krupa, Joanna Szczykowska
The Monitoring Of The Content Of Chlorophyll A In The Narew River In The Area
Of The Narew National Park ____ 170

Henryk Manteuffel-Szoege, Agnieszka Sobolewska
Impact Of Modernisation Of The Farm Animal Excrements Management On The Nitrogen
Emissions To Surface And Groundwaters ____ 176

Józef Malej, Bogdan Jankowski
Orthophosphates Removal On Contact Filter ____ 183

Agnieszka Kowaluk-Krupa, Andrzej Butarewicz, Stanisław Rosochacki, Marzena Matejczyk
The Hazard Connected With *Giardia* Parasites In Water Contamination ____ 190

Andrzej Butarewicz
Occurrence And Detection Of Protozoan From Genus *Crytosporidium* In Different Water
Environments ____ 196

Jerzy Kozłowski
The Sense Of Health Risk Modifier For Assessment Of Quality Of Water Intended
For Human Consumption ____ 202

Paweł Biedka
Evaluation Of Natural Biodegradability Of Selected Lakes In Suwałki-Augustów
Lake District ____ 208

Katarzyna Ignatowicz, Iwona Skoczko
Seasonal Fluctuations Of Agrochemical Pollutants Quality In Płoska River ____ 216

Janina Piekutin
The Treatment Of Infiltration Water In Reverse Osmosis Process ____ 222

Joanna Dolecka, Maria Orzechowska
The Capacity Of Rural Waterworks Stations ____ 227

Janusz Rak
Drinking Water Consumption In The Town Of Sanok ____ 232

Jerzy Bryłka, Lech Magrel, Iwan Żarski, Władimir Marcul, Ewa Więckowska
Variant Bring Of Water From The Grasp To Water Purification Unit „Uroczysko" In Jurowce ____ 238

Maria Walery
Evaluation Of Water Pollution In Rivers Of Podlaskie Voivodship ____ 243

Hanna Labijak
Condition Of Water System Supply And Prospects For Development For Communities Surrounding
The City Of Gorzów Wlkp. ____ 254

Joanna Dolecka, Maria Orzechowska
Water Resources And Water Supply State In The Countries Of The Podlaskie Voivodship ____ 263

Elwira Tomczak
Quality Of Tap And Ground Water In Widawa Region ____ 270

Joanna Szczykowska
The Estimation Of The Pollution Of Well Water Located In Bialystok City ____ 276

Lech Magrel
Small Retention Programm On The Area Of Voivodeship Podlaskie ____ 281

Elżbieta Skorbiłowicz, Aleksander Kiryluk, Adam Łukowski
The Influence Of Agricultural And Vital Activity Onto Salinity Of Shallow Underground Waters ____ 290

Mirosław Skorbiłowicz, Józefa Wiater, Karol Tomkiel
The Influence Of Agricultural And Vital Activity Onto Content Of Biogenic Compounds
In Shallow Underground Waters ____ 295

Katarzyna Garbarczyk
The Water Management In Meat Processing Plants ____ 298

Подлозный Э.Д., Будека Ю.Ф., Брилка Е., Магрель А.
Перспективы применения плазменных технологий в водопроводно-канализационном строительстве
и очистке вод ____ 302

VOLUME II

Part III. SEWAGE SYSTEMS, WASTEWATER AND SEWAGE SLUDGE

Teresa Lubowiecka, Jadwiga Kapcia
Method Of Vacuum Sewer Systems Reliability Evaluation On Basis Of General Availability Indicator ____ 19

Dariusz Andraka, Lech Dzienis
Required Reliability Level Of Wastewater Treatment Plants According To European And Polish Regulations ____ 24

Andrzej J. Królikowski
Problems Of Sewage Input Of Municipal Sewage System - Requirements And Possibilities ____ 29

Krzysztof Tiunajtis, Michał Świsłowski
Biowent The System For Odour Biological Neutralization ____ 34

Józef Dziopak
The System Review Of The Storage Reservoirs Application In Sewage Systems ____ 39

Józef Dziopak, Daniel Słyś
CONTRACT Type Flap Valves In Multichamber Storage Reservoirs ____ 46

Adam Kisiel, Maciej Mrowiec
Tubular Detention Tank As Uncomplicated, Cheap And Practical Solution ____ 52

Józef Dziopak, Daniel Słyś
Hydraulic Models Of Pump-Gravitational Reservoirs In Sewage Systems ____ 59

Andrzej Kotowski
Procedure Of Throttling The Liquid Flow Through The Turn Or Bend Systems ____ 65

Adam Kisiel, Robert Malmur
The Modern Systems Of Transfer Sewages To Water Receiver Sets - The Transfer Reservoirs ____ 71

Adam Kisiel, Jakub Kisiel
Storage Reservoirs For Fliud Wasted Which Are Recommended For Cast Station ____ 78

Wojciech Dąbrowski, Piotr Stępień
Prediction Of Minimal Sewer Slopes In Rural Areas ____ 84

Marek Lebiedowski, Wiesław Michalak
Use Profiled Pipes PEHD/PP To Construct Small Activated Sludge Rectors ____ 89

Ryszard Błażejewski
Design Versus Maintenance Of Septic Tanks ____ 98

Marek Zawilski, Agnieszka Brzezińska
Balancing Wet Weather Pollutions For Urbanized Catchment Of A Receiver ____ 104

Wojciech Dąbrowski, Barbara Dąbrowska
Design Criteria And Removal Rates For Stormwater Treatment In Rural Areas ____ 112

Izabela Zimoch, Jolanta Gumińska
Mine Water Economics - The System Of Mine Water Disposal „OLZA" ____ 117

Katarzyna Garbarczyk
The Management Of Sewage Formed As Result Of Agricultural Production In Village Grounds ____ 123

Izabela A. Tałałaj, Lech Dzienis
Characterisation Of Quality Changes In Leachates From Municipal Landfill ____ 127

Joanna Dolecka
Sewage Managament In Rural Communities Of The Podlaskie Voivodship ____ 132

Krystyna Rauba
The Problem Solving Of The Sewage Economy In Country - Tourist Areas ____ 138

Karol Trojanowicz, Piotr Dusza
Wastewater Treatment In Oil Renifery „GLIMAR"S.A. ____ 143

Izabela Bartkowska, Lech Dzienis
Technological And Ecological Modernization Effect Of WWTP Łapy ____ 152

Dariusz Wawrentowicz
Effectiveness Of Small S.B.R. Wastewater Treatment Plants Using Surface Aeration ____ 161

Beata Pszczoła-Bryńska, Antoni W. Morawski
Analysis Of Gryfice Wastewater Treatment Technolgy After Achievement Of The Full Production Capasity ____ 166

Mirosław Skorbiłowicz, Elżbieta Skorbiłowicz, Lech Dzienis
The Influence Of Sewage Treatment Plant Onto Waters Chemistry Of Selected Rivers Of Upper Narew Basin ____ 171

Dariusz Boruszko
Supernatants Management - Technician And Economic Aspects ____ 175

Małgorzata Rauba
The Influence Of Sewage Accompanied From The Municipal Refinery Of Sewage In Giżycko On Waters Of The Lake Grajewko ____ 187

Hanna Obarska-Pempkowiak, Piotr Kowalik, Magdalena Gajewska, Agnieszka Tuszyńska
Constructed Wetland Systems: Experiences From The Past And Future Needs ____ 192

Iwona Skoczko, Katarzyna Ignatowicz
Investigation Above Use Of Coagulation Helping Biological Removing Of Pesticides ____ 203

Ewa Wojciechowska, Andrzej Butarewicz
Reduction Of Indicator Microorganisms Number In Sludge Processed By Microwave R-Diation ____ 209

Jacek Płoszaj, Marta Janosz-Rajczyk, Agata Rosińska
The Changes Of Selected Pcb In Sewage Sludge During Aerobic Stabilization ____ 216

Mirosław Krzemieniewski, Marcin Zieliński, Marcin Dębowski, Joanna Rodziewicz
Laundry Wastewater Pretreatment Technology Using The Fenton Process Modified By Direct Magnetic Field ____ 221

Agnieszka Karczmarczyk, Józef Mosiej
Upgrading Of Phosphorus Removal From Wastewater In Constructed Wetlands ____ 227

Józefa Wiater, Adam Łukowski, Henryk Fitko, Sławomir Stelmach, Aleksander Sobolewski, Jan Figa
Preliminary Invesigation Aplikative Of Granulate Fertilizer Organic-Mineral On Base Of Sewage Sludges ____ 233

Bogumiła Latkowska, Aleksander Sobolewski, Jan Figa
Pilot Research Work On Adsorptive Removal Of Pesticides From Industrial Wastewater ____ 238

Anna Anielak, Krzysztof Piaskowski
Biological Treatment Of Municipal Wastes In A Sequencing Batch Reactor With Natural Zeolites ____ 244

Anna Siemieniuk
The Influence Of Anion Surface Active Substances On The Effectiveness Of Sewage Treatment Using The Metod Of A Biological Deposit ____ 251

Dariusz Boruszko
Supernatants Management - Technician And Economic Aspects ____ 258

Piotr Sorys, Ewa Zielewicz-Madej
The Heavy Metals Balance In Sludge From Municipal Treatment Plant ____ 268

Tadeusz Wierzbicki
Agricultural Use Of Municipal Sewage Sludge ____ 272

Wojciech Dąbrowski
Final Utilization And Management Of Sewage Sludge From Food Processing Wastewater Treatment Plants Located In Podlaskie Province ____ 277

Tomasz Breńko
Possibility Of Using Sewage Sludge From Wastewater Treatment Plant Located In Sokółka For Cultivate Plants ____ 281

Dariusz Boruszko, Wojciech Dąbrowski, Lech Magrel
Composting Of Biomass And Sewage Sludge For Forest Plant Production ____ 288

Marek R. Rynkiewicz
The Impact Of The Removal Of Particles Pollutants Produced During Rainbow Trout Rearing On Quality Of Process Water Removed To The Environment ____ 294

Подлозный Э.Д., Будека Ю.Ф., Брилка Е., Магрел Л.
Фффективность применения плазменных технологий в строительстве, включая очистку воды и сточных вод ____ 299

Part IV. SPONSORED PAPERS

Janusz Giełda, Ewa Kachel-Kowalska (Instalcompact)
Selected Project Issues Concerning Wastewater Lifting Plant Construction And Equipment Resulting From Current Standards And Regulations ____ 305

Łukasz Kaczmarek (Klimapol)
The Technology For Drying Sludge In Fluidal Layer - The SFO Drier By Klimapol Company ____ 312

Waldemar Wojcieszek (Huber Technology)
Low Temperature Equipment For Drying Sludge KULT ____ 316

Bogdan Majka, Jan Niewodowski (Gamrat)
PVC-U Sewage Pipes In An Aspect Of Standarization Documents ____ 321

REFERATY WPROWADZAJĄCE

Rafał Miłaszewski

EKONOMICZNE SKUTKI POLITYKI WODNEJ UNII EUROPEJSKIEJ DLA POLSKI

Streszczenie

W referacie omówiono podstawy i zasady ustalania opłat za usługi wodne na podstawie Ramowej Dyrektywy Wodnej Unii Europejskiej. Uwzględniono koszty zasobowe i koszty ekologiczne. Opisano także zasady wykonywania analiz ekonomicznych w ramach Planów Gospodarowania Wodami na przykładzie Pilotowej Zlewni Narwi. Przeprowadzono także analizę kosztów dostosowawczych do wymagań Unii Europejskiej w gospodarce wodno-ściekowej ze szczególnym uwzględnieniem wymagań Dyrektywy 91/271/EWG.

Wstęp

Unia Europejska przyjęła wiele aktów prawnych ukierunkowanych na przywrócenie właściwego stanu jakości wód w krajach członkowskich. W przepisach ochrony środowiska i gospodarki wodnej dyrektywy stanowią podstawowe zarządzenia prawne Unii Europejskiej. Od 1975 roku Wspólnota Europejska wdrożyła 20 dyrektyw dotyczących ochrony wód. Ramowa dyrektywa wodna, która weszła w życie 22 grudnia 2000 roku, koordynuje obecnie europejskie prawo wodne, poprzez zastąpienie siedmiu dyrektyw i integrację pozostałych w jeden dokument prawny.

Główne cele, jakie stawia Ramowa dyrektywa wodna wynikają z zasad zrównoważonego rozwoju. Dyrektywa wyznacza kierunki rozwoju zintegrowanej europejskiej polityki wodnej, do której należy:

- zaspokojenie zapotrzebowania ludności w wodę do picia o standardach jakości obowiązujących w Unii Europejskiej,
- zaopatrzenie przemysłu w wodę odpowiedniej jakości,
- ochrona wód i ekosystemów, jeśli znajdują się one w dobrym stanie ekologicznym,
- poprawa jakości wód i stanu ekosystemów zdegradowanych działalnością człowieka,
- ochrona przed skutkami powodzi i suszy.

W referacie omówiono ekonomiczne implikacje dla Polski wynikające z Ramowej dyrektywy wodnej, takie jak: wprowadzenie opłat za usługi wodne, analizy ekonomiczne w planach gospodarowania wodą w dorzeczach oraz szacowanie wielkości kosztów dostosowawczych związanych z wdrożeniem w Polsce dyrektyw Unii Europejskiej w zakresie gospodarki wodno-ściekowej.

I. Opłaty za usługi wodne

W ramowej dyrektywie za usługi wodne uznano wszystkie usługi przeznaczone dla gospodarstw domowych, instytucji publicznych lub innej działalności gospodarczej, które zapewniają:

- pobór, spiętrzanie, magazynowanie, uzdatnianie i dystrybucję wód powierzchniowych i podziemnych;
- gromadzenie i oczyszczanie ścieków odprowadzanych do wód powierzchniowych.

Koszty usług wodnych w poszczególnych gminach zależą od wielu czynników, między innymi od jakości ujmowanych zasobów wodnych, odległości tych zasobów od zaopatrywanej jednostki osadniczej oraz gęstości zaludnienia.

W zakresie takiego instrumentu ekonomicznego, jak opłaty za usługi wodne odpowiednia regulacja jest zawarta w artykule 9 Ramowej dyrektywy. W paragrafie 1 tego artykułu przyjęto następujące ustalenia zakładające, że państwa członkowskie Unii Europejskiej do 2010 roku zapewnią:

- wprowadzenie systemów opłat za wodę motywujących jej użytkowników do efektywnego wykorzystania zasobów wodnych;
- wprowadzenie, zgodnie z zasadą „sprawca zanieczyszczenia płaci", takich cen za wodę, aby zapewniały pełny zwrot kosztów jej pozyskania.

W ramowej dyrektywie rozróżnia się dwa rodzaje kosztów pozyskiwania wody, a mianowicie:

- koszty ekologiczne związane z generowaniem przez użytkowników wód kosztów zewnętrznych spowodowanych wywołanymi szkodami lub negatywnym oddziaływaniem na środowisko wodne,
- koszty zasobowe wynikające z utraty pewnych możliwości na skutek eksploatacji zasobów wodnych, przekraczającej zdolność do ich samoodtwarzania.

dr hab. Rafał Miłaszewski, prof. PB, Politechnika Białostocka, Katedra Gospodarki Przestrzennej

Przy wdrażaniu zasady zwrotu kosztów za pozyskiwanie wody powinien być zapewniony odpowiedni wkład finansowy od głównych jej użytkowników, podzielonych przynajmniej na trzy kategorie, czyli przemysł, gospodarkę komunalną i rolnictwo.

Kontrowersje związane z wprowadzeniem w Unii Europejskiej opłat za usługi wodne stanowiły podstawową przeszkodę w przyjęciu dyrektywy Ramowej. Jeszcze przed jej przyjęciem, 26 lipca 2000 roku, Komisja skierowała do Rady oraz Parlamentu Europejskiego i Komitetu Ekonomiczno-Społecznego komunikat na temat opłat za usługi wodne i zrównoważonej gospodarki zasobami wodnymi. W tym komunikacie zaproponowano, ażeby całkowita cena wody (C) płacona przez użytkownika, była obliczana za pomocą wzoru:

$$C = A+aQ+bZ \quad (1)$$

gdzie:

A – element ceny związany z kosztami stałymi,
a – należność za jednostkę zużytej wody,
b – należność za jednostkę wytworzonych zanieczyszczeń,
Q – całkowita ilość zużytej wody,
Z – całkowita ilość wytworzonych zanieczyszczeń.

Ta formuła jest oparta na założeniu, że zmniejszanie ilości zużytej wody lub odprowadzanych zanieczyszczeń pociąga za sobą obniżenie ceny za wodę płaconej przez użytkowników, co powinno ich zachęcić do efektywnego wykorzystania zasobów wodnych oraz do ograniczania ładunków zanieczyszczeń odprowadzanych ze ściekami [1].

2. Analiza ekonomiczna

W załączniku III Ramowej dyrektywy [3] zostały określone podstawy wykonywania analizy ekonomicznej dla usług wodnych. Analiza ta polega na wykonaniu dwóch następujących opracowań:

- przeprowadzenia odpowiednich obliczeń niezbędnych do uwzględnienia określonej w artykule 9 dyrektywy Ramowej zasady zwrotu kosztów za usługi wodne, biorąc pod uwagę prognozy długoterminowe, dotyczące zapotrzebowania na wodę na obszarze zlewni rzecznej, oraz o ile to konieczne:
- oszacowaniu wielkości, cen i kosztów związanych z usługami wodnymi,
- oszacowaniu odpowiednich nakładów inwestycyjnych, obejmującym ich prognozowanie;
- dokonaniu wyboru najbardziej efektywnej ekonomicznie kombinacji działań w odniesieniu do użytkowania wód, która będzie zawarta w programie działań zgodnie z artykułem 11, opartej na oszacowaniach potencjalnych kosztów takich działań.

Takie podejście do analiz ekonomicznych będzie wymagało modyfikacji funkcjonującego aktualnie w krajach Unii Europejskiej systemu finansowania gospodarki wodno-ściekowej.

W Polsce, zgodnie z zapisami nowego Prawa Wodnego z dnia 18 lipca 2001 roku [8], opartego na Ramowej dyrektywie, jednym z podstawowych instrumentów zarządzania zasobami wodnymi są plany gospodarowania wodami. Integralną częścią tych planów są analizy ekonomiczne. Przykład analizy ekonomicznej wykonanej dla Pilotowej Zlewni Narwi w ramach Planu Gospodarowania Wodą w Zlewni rzeki Narwi opracowanego w RZGW – Warszawa przedstawiono w tabeli 1 [7].

Tabela 1. Zestawienie kosztów działań na obszarze Pilotowej Zlewni Narwi (poziom cen 2000 roku)

Lp.	Działania planowane w ramach Programu Działań dla Pilotowej Zlewni Narwi	Koszty realizacji działań	
		tys. zł	%
I.	W części dotyczącej wód powierzchniowych		
1.	ograniczenie zanieczyszczeń komunalnych	145.700	46,0
2.	ograniczenie zanieczyszczeń przemysłowych	64.400	20,6
3.	ograniczenie zanieczyszczeń pochodzących z rolnictwa	19.500	6,2
II.	W części dotyczącej wód podziemnych		
4.	ograniczenie zanieczyszczeń pochodzących z rolnictwa	30.400	9,6
5.	ochrona ujęć wody do picia	3.800	1,2
6.	ochrona zbiorników wód podziemnych	13.700	4,3
7.	bezpieczne składowanie odpadów	37.700	11,9
III.	W części dotyczącej monitorowania		
8.	Sieć obserwacji wód powierzchniowych i podziemnych	630	0,2
	Razem:	316.83	100

Źródło: [6].

Łączne koszty realizacji działań objętych Programem Działań dla Pilotowej Zlewni Narwi zostały oszacowane na kwotę 316,8 mln zł i zestawione w tabeli 1. Największy udział w tej kwocie mają koszty ograniczenia zanieczyszczeń komunalnych, które stanowią 46%. Z kolei najmniejszy udział (0,2%) wykazywały koszty związane z monitoringiem jakości wód powierzchniowych i podziemnych.

Orientacyjny charakter wielkości kosztów realizacji programu działań na obszarze Pilotowej Zlewni Narwi nie stanowi ograniczenia przy ich wykorzystaniu w procesie decyzyjnym związanym z realizacją tych działań. Dla uzyskania obszerniejszych i dokładniejszych danych źródłowych, dotyczących wskaźników jednostkowych kosztów, konieczne byłoby ankietowanie użytkowników zasobów wodnych zlewni rzeki Narwi w zakresie przedsięwzięć związanych z *Planem gospodarowania wodą w zlewni rzeki Narew.*

3. Koszty dostosowawcze do wymagań Unii Europejskiej w gospodarce wodno-ściekowej

Spośród dyrektyw Unii Europejskiej, dotyczących gospodarki wodno-ściekowej, największy wpływ na koszty inwestycyjne procesu dostosowawczego w Polsce będą wywierały warunki zawarte w dwóch następujących dyrektywach:

- dyrektywie 91/271/EWG z 21 maja 1991 roku oraz decyzji 93/481 o oczyszczaniu ścieków komunalnych [4],
- dyrektywie 80/778/EWG z 15 lipca 1980 roku dotyczącej jakości wody przeznaczonej do picia [5].

Dyrektywa 91/271/EWG ma na celu ochronę wód wewnętrznych i wód przybrzeżnych poprzez regulacje dotyczące gromadzenia, oczyszczania i zrzutu ścieków komunalnych oraz oczyszczania i zrzutu ścieków ulegających biodegradacji z niektórych sektorów przemysłowych, a przede wszystkim z przemysłu rolno-spożywczego. Nakłada ona na państwa członkowskie obowiązek wyposażenia wszystkich jednostek osadniczych, o ilości ścieków równoważnej dla mieszkańców o liczbie powyżej 2 tysięcy, w system kanalizacji zbiorczej ścieków komunalnych i oczyszczania ich w oczyszczalniach biologicznych. Wyznacza też obowiązek zagospodarowania osadów ściekowych. Na tak zwanych obszarach wrażliwych na eutrofizację dyrektywa ta wymaga jeszcze bardziej zaawansowanego oczyszczania ścieków.

Spełnienie wymagań tej dyrektywy, w zakresie systemów kanalizacyjnych, będzie związane z inwestycjami przede wszystkim w mniejszych jednostkach osadniczych, gdyż w dużych niewiele oczyszczalni spełnia postawione warunki. Szacuje się, że obecnie tylko kilkanaście procent oczyszczonych ścieków, odprowadzanych do wód w Polsce spełnia wymagania dyrektywy 91/271/EWG.

Koszty procesu dostosowawczego, związane z wdrożeniem dyrektywy 91/271/EWG były przedmiotem analiz wykonanych przez Akademię Ekonomiczną we Wrocławiu we współpracy z Politechniką Białostocką [2]. Analiza obejmowała następujące rodzaje kosztów:

- koszty budowy sieci kanalizacyjnej w miastach o równoważnej liczbie mieszkańców (RLM) powyżej 2000,
- koszty budowy nowych oczyszczalni ścieków w miastach o RLM powyżej 2000,
- koszty modernizacji istniejących oczyszczalni ścieków.

Zestawienia wielkości powyższych kosztów dokonano w tabeli 2.

Tabela 2. Łączne koszty budowy i modernizacji oczyszczalni ścieków oraz budowy kanalizacji związane z wprowadzeniem w Polsce Dyrektywy 91/271/EWG (poziom cen 1998 roku)

Rodzaj inwestycji	Koszty w mln zł	Koszty w mln euro[1)]
Modernizacja istniejących oczyszczalni ścieków	6 362	1 515
Budowa oczyszczalni ścieków	3 730	888
Budowa kanalizacji	10 925	2 601
Razem:	21 017	5 004

1 euro = 4,20 zł

Źródło: [2].

Według zmodyfikowanego programu wyposażenia aglomeracji w systemy kanalizacji zbiorczej i oczyszczalnie ścieków, opracowanego przez Instytut Ochrony Środowiska w czerwcu 2001 roku, po konsultacjach z administracją lokalną i przedsiębiorstwami komunalnymi, koszty implementacji dyrektywy 91/271/EWG w Polsce wynoszą:

- budowa, rozbudowa, modernizacja systemów kanalizacyjnych – 18,303 mld zł,
- budowa, rozbudowa, modernizacja oczyszczalni ścieków – 12,352 mld zł.

Łącznie koszty inwestycyjne oszacowano na 30,655 mld zł, w tym w latach 2001-2010 wyniosą one 22,258 mld zł, a w latach 2011-2015 oszacowano je na 8,397 mld zł. Przy założeniu, że program inwestycyjny będzie realizowany przez 15 lat, roczne koszty w latach 2001-2010 wyniosą 2,226 mld zł, a w latach 2011-2015 obniżą się do 1,680 mld zł [1].

Komisja Europejska szacuje, że łączne koszty dostosowawcze dla Polski w dziedzinie ochrony środowiska wyniosą 35,0 mld euro, w tym w dziedzinie ochrony powietrza 14,0 mld euro, w dziedzinie unieszkodliwiania odpadów – 3,0 mld euro, a w dziedzinie ochrony wód – 18 mld euro [1]. Porównanie wielkości nakładów inwestycyjnych związanych ze spełnieniem przez Polskę wymogów dyrektywy 91/271/EWG, oszacowanych przez różne instytucje dla poziomu cen 1998 roku przedstawiono w tabeli 3. Jak widać, oszacowania wykonane przez polskie jednostki naukowo-badawcze, czyli Instytut Ochrony Środowiska w Warszawie oraz Akademię Ekonomiczną we Wrocławiu kształtują się na poziomie od 5,0–5,5 mld euro. Z kolei oszacowania wykonane przez DISAE oraz niemiecki instytut Ifo są o 10-28% wyższe od wielkości określonych przez polskie instytucje. Według szacunków Komisji Europejskiej koszty wdrożenia dyrektywy 91/271/EWG dotyczącej budowy i rozbudowy systemów kanalizacyjnych oraz budowy i modernizacji

oczyszczalni ścieków w Polsce będą ponad 3-krotnie wyższe niż koszty określone przez polskie instytucje naukowo-badawcze. Rozbieżności w oszacowaniach wykonanych przez polskie i zagraniczne instytucje wynikają przede wszystkim z przyjęcia przez te ostatnie wskaźników kosztów materiałów, robocizny i pracy sprzętu stosowanych w budownictwie obiektów wodociągowo-kanalizacyjnych w krajach Europy Zachodniej oraz prawdopodobnie z innych założeń metodycznych.

Tabela 3. Wielkości nakładów inwestycyjnych, związanych ze spełnieniem przez Polskę wymogów dyrektywy 91/271 EWG, oszacowane przez różne instytucje dla poziomu cen 1998 roku i wyrażone w mln euro

Rodzaj inwestycji	Nazwa instytucji				
	Komisja Europejska	Ifo	DISAE	IOŚ Warszawa	AE Wrocław
Budowa i rozbudowa systemów kanalizacyjnych	9000	3160	-	3262	2601
Budowa i modernizacja oczyszczalni ścieków	9000	2870	-	2238	2 403
Razem	18000	6030	6400	5500	5 004

Źródło: [2].

Zestawienie łącznych kosztów związanych z wdrożeniem w Polsce dyrektywy 80/778/EWG, dotyczącej jakości wody dokonano w tabeli 4.

Tabela 4. Określenie wielkości kosztów modernizacji stacji uzdatniania wody w celu osiągnięcia norm jakości ustalonych w dyrektywie 80/778/EWG (poziom cen 1998 roku)

Wskaźniki	Miasta o liczbie mieszkańców						
	poniżej 5000	5000-9999	10000-19999	20000-49999	50000-99999	100000-199999	200000 i więcej
Przepustowość stacji uzdatniania wody w m^3/d	332	842	1 813	4 134	9 304	18 538	63 132
Jednostkowy koszt modernizacji stacji uzdatniania wody w zł/m^3/d	950	900	840	760	700	650	400
Liczba miast	278	181	182	137	50	22	20
Łączny koszt modernizacji stacji uzdatniania wody w mln zł	87,6	137,2	277,2	430,4	325,6	265,1	505,0

Źródło: [2]

Jak wynika z tabeli 4, całkowity koszt związany z modernizacją stacji uzdatniania wody wyniesie 2.028 mln zł, co odpowiada ok. 0,48 mln euro.

Podsumowanie

1. Wprowadzenie w Polsce zasady zwrotu kosztów za usługi wodne nie wydaje się aktualnie możliwe przy obecnym poziomie płac i występujących uwarunkowaniach ekonomicznych.
2. Koszty związane z dostosowaniem do standardów Unii Europejskiej w gospodarce wodno-ściekowej nie mają charakteru kosztów, których można by uniknąć. Wydatki związane z procesem dostosowawczym to nakłady, które i tak Polska powinna ponieść, ażeby zapewnić krajowym przedsiębiorstwom konkurencyjność na rynku międzynarodowym i równocześnie poprawić poziom zdrowotny społeczeństwa. Ze względu na wysokość kosztów procesu dostosowawczego szczególną uwagę należy zwrócić na efektywne wykorzystanie środków finansowych przeznaczonych na inwestycje w gospodarce wodno-ściekowej.
3. Wydatki inwestycyjne związane z procesem dostosowawczym w gospodarce wodno-ściekowej będą tak jak dotychczas wspomagane przez środki Narodowego Funduszu Ochrony Środowiska i Gospodarki Wodnej, Banku Ochrony Środowiska oraz innych krajowych i zagranicznych źródeł finansowania. Znacznie większa niż dotychczas pomoc finansowa będzie możliwa z funduszy przedakcesyjnych Unii Europejskiej, czyli ISPA i SAPARD.

Literatura

[1] Gromiec M.J., *Polityka wodna Unii Europejskiej w Dyrektywie Ramowej 200/60/UE i jej implikacje dla Polski*., wyd. 3, Monografie PZITS, seria: Wodociągi i Kanalizacje 2000 nr 2, Warszawa 2002.

[2] *Dostosowanie polskiego prawa i regulacji ekologicznych do rozwiązań Unii Europejskiej. Koszty i strategia*, red. B. Fiedor, Ekonomia i Środowisko, Wrocław-Białystok 1999-2000.

[3] Dyrektywa 2000/60/WE Parlamentu Europejskiego i Rady Unii Europejskiej z dnia 23 października 2000 roku w sprawie ustanowienia ram działalności Wspólnoty w zakresie polityki wodnej.

[4] Dyrektywa 91/271/EWG o oczyszczaniu ścieków komunalnych, *Prawo ochrony środowiska Wspólnoty Europejskiej*, t.7-*Woda*, MOŚZNiL, Warszawa 1996.

[5] Dyrektywa 80/778/EWG z dnia 15 lipca1980 roku dotycząca jakości wody do picia. t. 7-*Woda*, MOŚZNiL, Warszawa 1996.

[6] Miłaszewski R., *Oszacowanie kosztów związanych z poprawą jakości zasobów wodnych na terenach występowania zbiorników wód wgłębnych bez izolacji w Pilotowej Zlewni Rzeki Narwi od przekroju w Pułtusku w granicach terytorium kraju*, Ministerstwo Środowiska, Warszawa, październik 2001.

[7] *Plan gospodarowania wodą w zlewni rzeki Narew*, RZGW, Warszawa, październik 2001.

[8] Ustawa z dnia 18 lipca 2001 r. Prawo wodne (Dz. U. Nr 115, poz. 1229).

ECONOMIC CONSEQUENCE OF EUROPEAN UNION WATER POLICY FOR POLAND

Summary

The principles of fixing prices for water related services, on the basis of the Directive 2000/60/EC, are discussed in the paper. Ecological costs and resource costs are reviewed. The principles of elaborating economic analysis within the framework of the Water Management Plans in River Basins are presented using the Pilot Narew River Basin as an example. An analysis of harmonization of water management costs with the requirements of the European Union is conducted with special emphasis paid to the terms of the Directive 91/271/EC.

Gerhard Bartodziej
Michał Tomaszewski

PROBLEM KOSZTÓW W GOSPODARCE WODNO-ŚCIEKOWEJ

Streszczenie

Zasady gospodarki rynkowej wymuszają konieczność szczegółowej analizy kosztów usługi dostawy wody i odbioru ścieków, ponoszonych przez odbiorcę. W referacie przedstawiono zastosowanie rodzajowego układu kosztów, który można zastosować dla przedsiębiorstw wodociągowo-kanalizacyjnych o różnych formach organizacyjnych. Układ taki wykorzystano do badań przeprowadzonych na 15 systemach kanalizacyjnych z 10 gmin województwa opolskiego.
Na podstawie danych o poszczególnych systemach wyznaczono „uśredniony" system kanalizacyjny, który posłużył do przeprowadzenia analizy ekonomicznej. Uzyskane wyniki mogą być pomocne do szybkiego wyznaczania efektywności ekonomicznej planowanych inwestycji.

Wstęp

Wprowadzenie zasad gospodarki rynkowej do gospodarki wodno-ściekowej [1,2] wymusza konieczność szczegółowej analizy kosztów usługi dostawy wody i odbioru ścieków, ponoszonych przez odbiorcę.

Uzyskanie rozeznania ilościowego składników opłat za odbiór ścieków, związanych z kosztami budowy systemów kanalizacyjnych, winno nastąpić przed podjęciem decyzji o budowie systemów kanalizacyjnych.

Można te koszty kształtować w trakcie: opracowania koncepcji systemu, doboru technologii i rozwiązań technicznych oraz wykonawców. Po zakończeniu inwestycji pozostaje tylko ponoszenie jej skutków w postaci kosztów kapitałowych przypadających na każdy rok eksploatacji i obciążających każdy m^3 ścieków oraz kosztów eksploatacyjnych zależnych od rozwiązań technicznych i technologicznych.

Doświadczenia niemieckie wskazują na wagę problemu. Na terenie byłej NRD, po zjednoczeniu, doszło do dopływu kapitału z funduszy pomocowych. W wielu gminach wybudowano kosztowne, bogato wyposażone, zwymiarowane „ na wyrost" systemy wodno-kanalizacyjne. Gospodarka rynkowa weszła nieco później w pełni, w obszar dostawy wody i odbioru ścieków, wraz z zasadami rachunku ekonomicznego. Skutki były niedobre. Okazało się, że w niektórych znanych autorom gminach w byłej NRD, koszt dostawy 1 m^3 wody wraz z odbiorem ścieków zbliżył się lub przekroczył 10 euro.

Takie koszty blokują rozwój gminy. Ludzie, a również inwestorzy opuszczają taką gminę szukając lokalizacji, gdzie cena na 1 m^3 wody z odbiorem ścieków jest mniejsza od 5 euro (w przybliżeniu wartość średnia opłaty na terenie RFN). Scenariusz powyższy powtarza się również w Polsce wskutek łatwego, „politycznego" dostępu do różnych funduszy przeznaczonych na ochronę środowiska, również funduszy pomocowych UE.

Zasada „użytkownik płaci za usługę" obowiązuje od dawna w UE, a także wg nowego polskiego prawa [1,2]. UE wprowadziła zakaz dotowania z pieniędzy publicznych kosztów dostawy wody i odbioru ścieków.

I. Układ analizy kosztów

Przedsiębiorstwa wodociągowo-kanalizacyjne w Polsce mają różne formy organizacyjne (zakłady budżetowe, spółki prawa handlowego) i różnych właścicieli. Obecnie wszystkie przedsiębiorstwa obowiązuje ustawa o rachunkowości, zobowiązująca do rejestrowania wszystkich kosztów.

W przypadku analizy kosztów odbioru ścieków przydatny jest „rodzajowy" układ kosztów, stosowany również w rozporządzeniu [2]. Księgowość każdego przedsiębiorstwa, prowadzona według obowiązującej ustawy o rachunkowości oraz MSR, umożliwia wyodrębnienie różnych rodzajów kosztów i zbudowanie bilansu kosztów rocznych w układzie rodzajowym – rysunek 1.

Przedsiębiorstwo wodociągowo-kanalizacyjne ponosi ponadto różne rodzaje kosztów związanych z eksploatacją systemu kanalizacyjnego, zarządzaniem przedsiębiorstwem oraz świadczeniami na rzecz państwa i instytucji ubezpieczeniowych (rysunek 1). Zgodnie z zasadą pełnego ponoszenia kosztów usługi przez odbiorcę, następuje przeniesienie całości uzasadnionych kosztów przedsiębiorstwa do taryf opłat za usługę dostawy wody i odbioru ścieków.

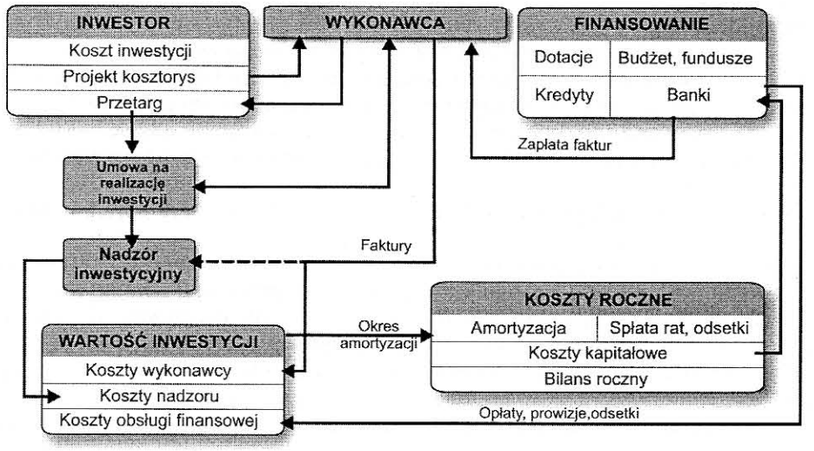
prof. dr hab. inż. Gerhard Bartodziej; Politechnika Opolska, Katedra Elektrowni i Systemów Pomiarowych; mgr inż. Michał Tomaszewski, Politechnika Opolska, Katedra Elektrowni i Systemów Pomiarowych.

Rysunek 1. Schemat układu rodzajowego kosztów rocznych przedsiębiorstwa



Koszty kapitałowe amortyzacji, spłat rat kapitałowych oraz odsetek ukształtowane są zwykle w trakcie procesu inwestycyjnego. Ilustruje to rysunek 2.

Rysunek 2. Schemat powstawania i wyznaczania kosztów kapitałowych



Jeśli kosztowny system kanalizacyjny i kosztowna oczyszczalnia ścieków obsługują niewielką liczbę odbiorców przy niewielkim zużyciu wody pitnej, to poziom kosztów usługi może okazać się zbyt wysoki dla znacznej liczby odbiorców.

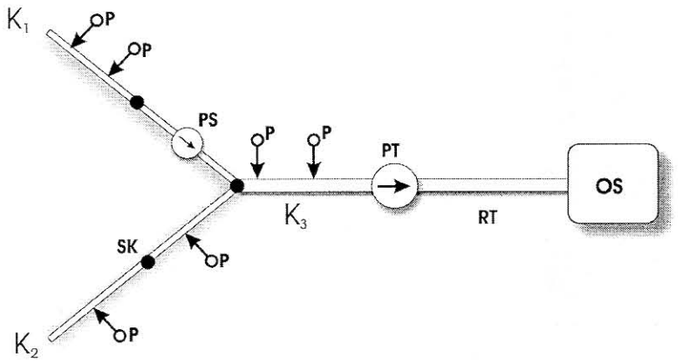
Istnieją następujące możliwości odbioru ścieków wytwarzanych przez użytkowników systemów wodociągowych:

- wywóz beczkowozem ze zbiornika bezodpływowego (szamba); aktualnie koszty wywozu wynoszą w województwie opolskim – według rozeznania autorów – 6-10 zł/m^3,
- oczyszczanie w oczyszczalni przydomowej ze zrzutem do sieci drenów lub lokalnego cieku wodnego; na dużą skalę wprowadzono takie rozwiązanie w województwie opolskim w jednej z gmin,
- zrzut ścieków do systemu kanalizacyjnego przyłączonego do oczyszczalni ścieków; oczyszczalnie w województwie opolskim mają koszty odbioru ścieków od 1 zł/m^3 (duże, dobrze eksploatowane nowoczesne oczyszczalnie) do ponad 3 zł/m^3 (małe oczyszczalnie o przestarzałych technologiach i wyposażeniu).

Przy podejmowaniu decyzji inwestycyjnych wskazane byłoby dokonanie obliczenia kosztów zastosowania każdego z trzech sposobów odbioru ścieków i podjęcie próby ustalenia zakresu przydatności. Każdy z tych sposobów może być celowy ekonomicznie (optymalny) w określonych warunkach terenowych, przy określonej gęstości zaludnienia i wielkości zużycia wody przez mieszkańców.

Każdy system kanalizacyjny posiada odmienny układ przestrzenny i zróżnicowane parametry techniczne. Koszty dowolnego systemu kanalizacyjnego mogą być opisane przy pomocy jednego wspólnego schematu, w którym reprezentowane są charakterystyczne elementy (rysunek 3).

Rysunek 3. Schemat uproszczony (zastępczy) systemu kanalizacyjnego dla potrzeb analizy ekonomicznej. Zaznaczono elementy wyodrębnione w analizie ekonomicznej. Oznaczenia: K_1, K_2, K_3 - kolektory, P - przyłącze, PS - przepompownia sieciowa, SP - studzienka na przyłączu, SK - studnia na kolektorze, PT - pompa tranzytowa, PS - pompownie sieciowe, OS - odbiornik ścieków (oczyszczalnia)



Sieć kanalizacyjna kładziona jest wzdłuż ciągów zabudowy. Można zatem dla każdej sieci przyjąć model liniowy odcinka sieci kanalizacyjnej zawierający (rysunek 3):

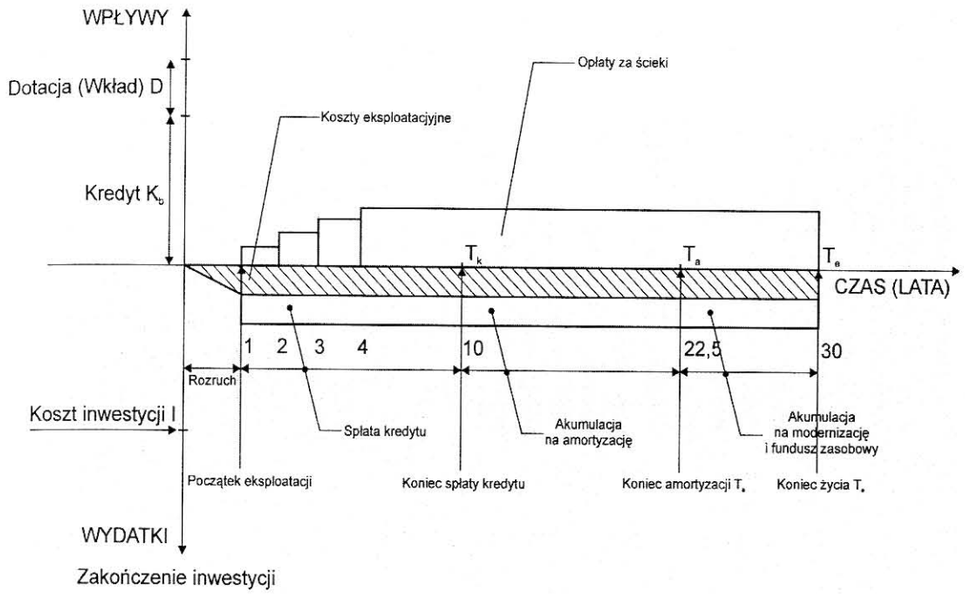
- kolektor K o spływie grawitacyjnym,
- studzienki S,
- przyłącze P_1 o przepływie q_1 [m^3/d],
- przepompownie sieciowe P_s,
- rurociągi tranzytowe RT wraz z przepompowniami P_t w przypadku rurociągów ciśnieniowych.

Celem modelu obliczeniowego jest głównie wyznaczenie kosztów odbioru 1 m^3 ścieków w dowolnym systemie kanalizacyjnym z wyodrębnieniem udziału kosztów kapitałowych (inwestycyjnych oraz amortyzacji).

Na rysunku 4 pokazano strumienie przepływów finansowych (kosztów) uwzględnione w obliczeniach ekonomicznych. Obliczenia uwzględniają cały cykl życia systemu i planową odnowę elementów zużywających się. Uwzględnia się następujące koszty:

- inwestycyjne, które mogą być pokryte z dotacji bezzwrotnej, wkładu własnego użytkowników oraz kredytu bankowego;
- amortyzacji, polegające na odpisywaniu (gromadzeniu) środków na odtworzenie inwestycji; przyjęto amortyzacje liniową czyli roczne nakłady inwestycyjne podzielone przez okres (liczbę lat) amortyzacji;
- obsługi i utrzymania systemu kanalizacyjnego; uwzględniono w sposób uproszczony, przyjmując że stanowią one 5% kosztów rocznych przedsiębiorstwa alokowanych na sektor oczyszczania ścieków;
- inne, to przede wszystkim koszt przyjęcia ścieków na oczyszczalnię, koszty tranzytu ścieków oraz zysk przedsiębiorstwa, a także
- podatki i opłaty, uwzględniające podatek od nieruchomości, podatek VAT, opłatę za użytkowanie środowiska.

Rysunek 4. Model strumieni finansowych przyjęty do obliczeń



2. Analiza parametrów technicznych i kosztów systemów kanalizacyjnych

W ramach opracowania autorów [4] zestawiono parametry techniczne i obliczono parametry ekonomiczne 15 systemów kanalizacyjnych z 10 gmin województwa opolskiego. Dane te posłużyły do wykonania zestawień podanych na rysunkach 5 do 10 przedstawiających:

- nakłady inwestycyjne (rysunek 5),
- dobowe zrzuty ścieków (rysunek 6),
- koszty usługi odbioru ścieków (rysunek 7-9),
- charakterystyczne odległości w sieci kolektorowej (rysunek 10).

W analizowanym zbiorze systemów odbioru ścieków znalazły się również indywidualne oczyszczalnie przyzagrodowe. Stanowią one układ odniesienia dla systemów kanalizacyjnych z centralnym oczyszczaniem ścieków. Na rysunkach 7-9 naniesiono dane o koszcie wywozu ścieków beczkowozami, pozwalające na dokonanie porównań.

3. „Uśredniony" system kanalizacyjny

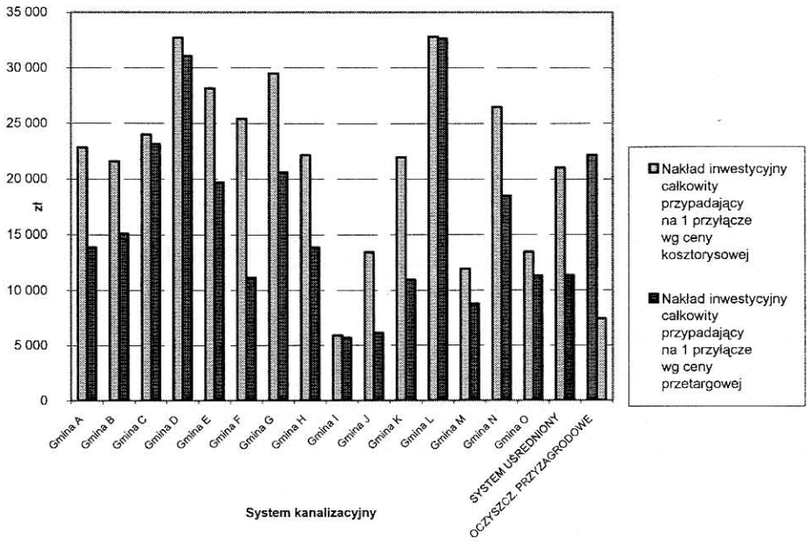
Uzyskane dane [4], przedstawione na rysunkach 5-10, posłużyły do zdefiniowania „uśrednionego" systemu kanalizacyjnego, reprezentującego cały zbiór analizowanych systemów oraz wyznaczenia charakterystycznych wskaźników technicznych i ekonomicznych.

Sposób „uśrednienia" polega na potraktowaniu kilkunastu analizowanych systemów kanalizacyjnych jako jednego systemu, w którym występuje:

- suma liczby mieszkańców,
- suma poboru wody (zrzutu ścieków),
- suma długości sieci i liczby przyłączy,
- suma nakładów inwestycyjnych.

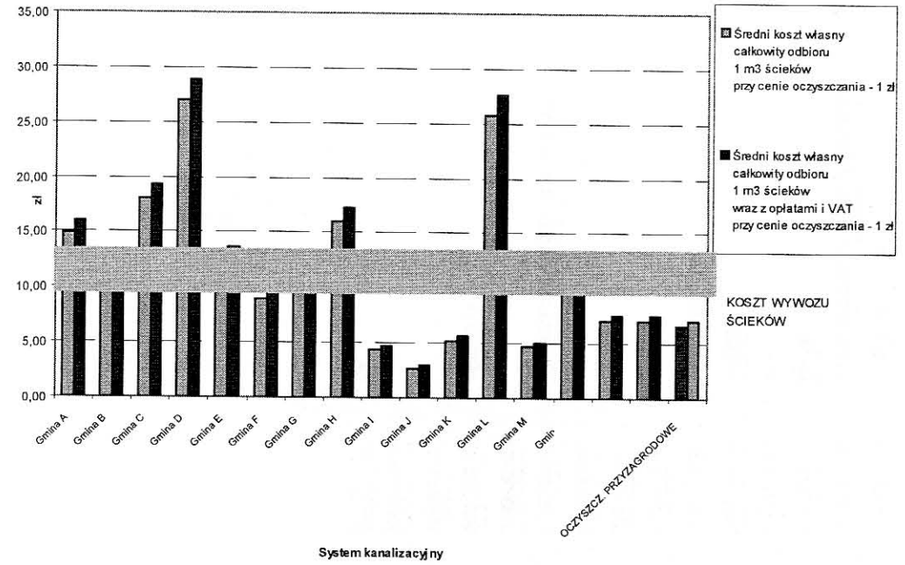
Taki „średni" system kanalizacyjny podlegał identycznym obliczeniom, jak realne analizowane systemy. W wyniku analizy parametrów „uśrednionego" systemu kanalizacyjnego uzyskano wskaźniki przedstawione w tabeli 1.

Rysunek 5. Zestawienie nakładów inwestycyjnych na 1 przyłącze



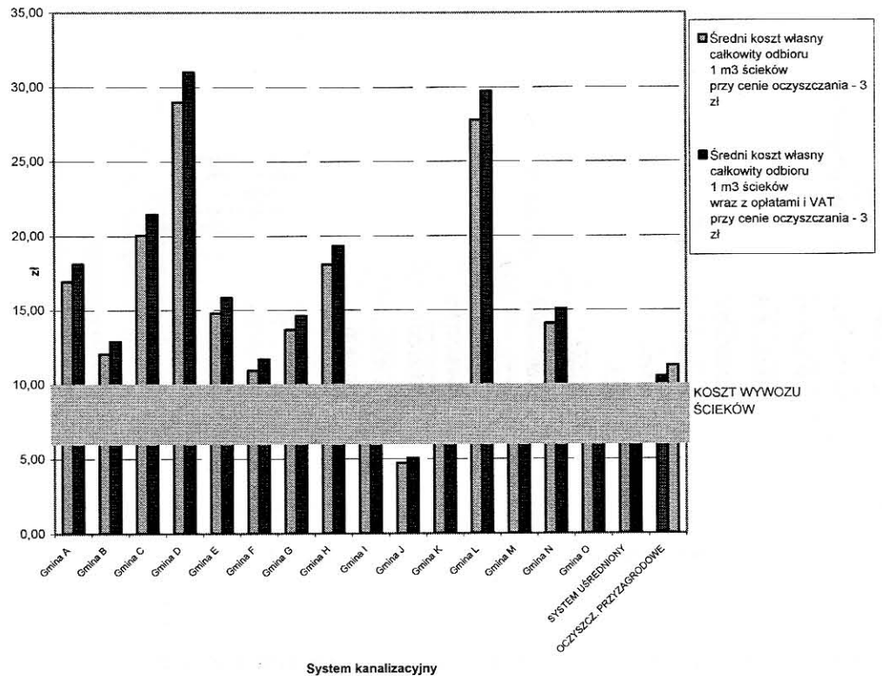
Rysunek 6. Zestawienie dobowych zrzutów ścieków i liczby mieszkańców przypadających na 1 przyłącze

Rysunek 7. Zestawienie kosztów usługi odbioru ścieków przy koszcie oczyszczania 1 zł/m³



Rysunek 8. Zestawienie kosztów usługi odbioru ścieków przy koszcie oczyszczania 2 zł/m³

Rysunek 9. Zestawienie kosztów usługi odbioru ścieków przy koszcie oczyszczania 3 zł/m³



Rysunek 10. Zestawienie długości kolektorów przypadających na 1 przyłacze oraz średnich odległości między studzienkami w sieci kolektorowej

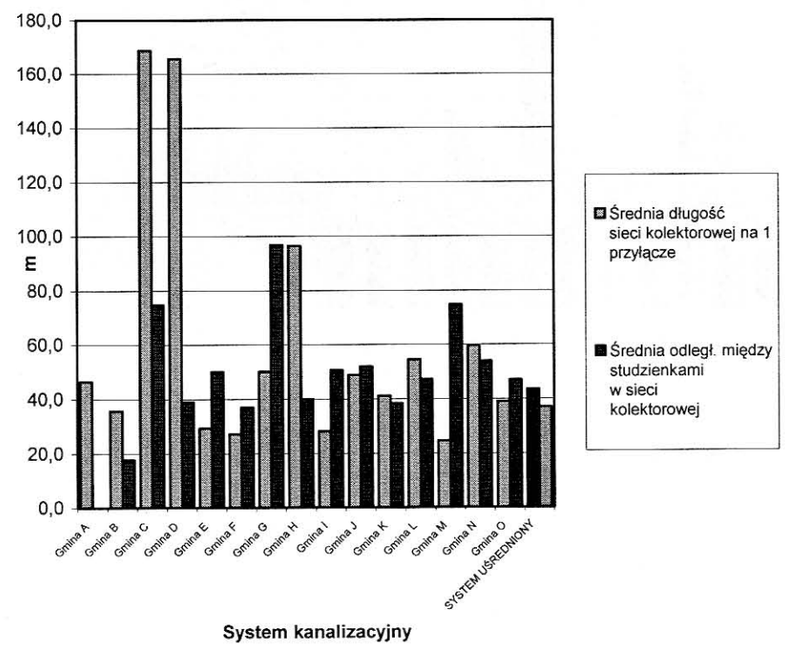


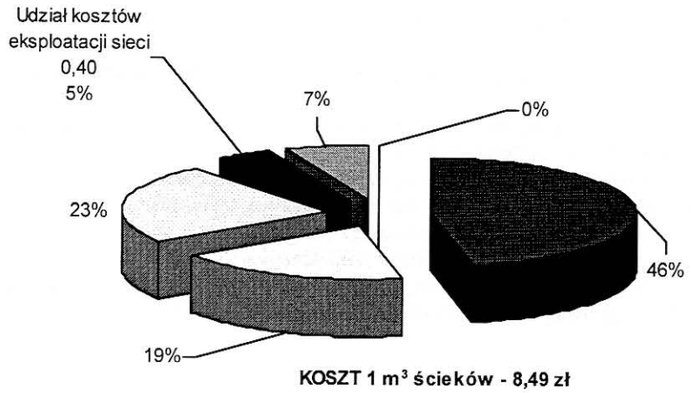
Tabela 1. Wskaźniki techniczne i ekonomiczne uśrednionego systemu kanalizacyjnego

Wyszczególnienie		Jednostka	Wartość
Liczba mieszkańców objętych przez system		osób	11464
Zużycie wody na 1 mieszkańca i 1 dobę		m³	0,083
Liczba przyłączy		szt.	2414
Średnia liczba mieszkańców przypadająca na 1 przyłącze		osób	4,75
Średni dobowy zrzut ścieków na 1 przyłącze		m³	0,393
Średnia długość jednego przyłącza		m	19,46
Długości kolektorów, w tym:	grawitacyjnych	m	64 549
	ciśnieniowych	m	40 291,40
Średnia długość kolektora przypadająca na 1 przyłącze		m	43,43
Liczba studni:	w sieci kolektorowej	szt.	1705
	na przyłączach	szt.	-
Średnia odległość między studniami (sieć grawitacyjna)		m	-
Cena kosztorysowa inwestycji		zł	50 730 356
Cena przetargowa inwestycji		zł	27 380 775
Nakład inwestycyjny całkowity przypadający na 1 mieszkańca wg ceny kosztorysowej		zł	4 402
Nakład inwestycyjny całkowity przypadający na 1 mieszkańca wg ceny przetargowej		zł	2 376
Nakład inwestycyjny całkowity przypadający na 1 przyłącze wg ceny kosztorysowej		zł	21 015
Nakład inwestycyjny całkowity przypadający na 1 przyłącze wg ceny przetargowej		zł	11342
Wysokość kredytu		zł	3 364 784
Okres spłaty kredytu – uśredniony		lat	4,7
Oprocentowanie kredytu – uśrednione		%	5,4
Udział własny mieszkańców odniesiony do 1 przyłącza – uśredniony		zł	1 346
Średni koszt własny całkowity odbioru 1 m³ ścieków przy cenie oczyszczania:	1 zł	zł	6,54
	2 zł	zł	7,54
	3 zł	zł	8,54
Średni koszt własny całkowity odbioru 1 m³ ścieków wraz z opłatami i VAT przy cenie oczyszczania:	1 zł	zł	6,99
	2 zł	zł	8,06
	3 zł	zł	9,13

UWAGA: Nie wyróżniono kosztów eksploatacji wobec arbitralnego przyjęcia kosztów oczyszczania w wysokości 1,0 do 3,0 zł. Koszty eksploatacji uwzględniono przy analizie graficznej w wysokości przyjętej arbitralnie jako 5% kosztów rocznych.

Źródło: opracowanie własne.

Rysunek 11. Ilustracja graficzna ukształtowania kosztu odbioru 1 m³ ścieków w systemie kanalizacyjnym przy założeniu: kosztu eksploatacji (utrzymania) wynoszącego 5% kosztów rocznych systemu kanalizacyjnego oraz kosztu oczyszczania 1 m³ ścieków wynoszącego 2 zł



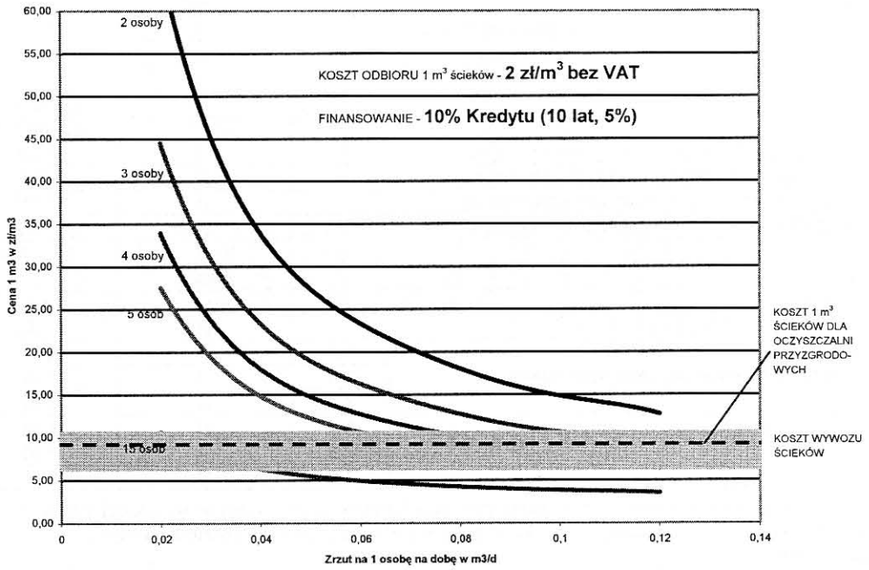
Wyznaczono koszty usługi odbioru 1 m³ ścieków w „uśrednionym" systemie kanalizacyjnym w zależności od:

- zużycia wody przez 1 mieszkańca,
- liczby osób korzystających z 1 przyłącza kanalizacyjnego,
- sposobu finansowania inwestycji (udział kredytu),
- kosztu oczyszczania ścieków na oczyszczalni.

Przykładowe wyniki obliczeń przedstawiono na rysunku 12. Całość analizy parametrycznej uśrednionego systemu kanalizacyjnego przedstawiono w opracowaniu [4].

Przykładowy wykres pozwala na bardzo szybkie uzyskanie orientacji w kosztach usługi odbioru 1 m^3 ścieków, bez potrzeby wykonywania obliczeń. Może zatem stanowić punkt wyjścia do wstępnej oceny zakresu stosowania różnych rozwiązań odbioru ścieków, przy opracowaniu koncepcji gospodarki ściekowej.

Rysunek 12. Koszt usługi odbioru ścieków w uśrednionym systemie kanalizacyjnym dla kosztu odbioru ścieków na oczyszczalni 2 zł/m^3 oraz sfinansowaniu 10% kosztu inwestycyjnego kredytem na 10 lat przy stopie 5%



Wnioski

Bardzo dobre systemy kanalizacyjne połączone z bardzo dobrą, dużą oczyszczalnią ścieków mogą zapewnić odbiór ścieków przy koszcie niższym od 5 zł/m^3.

Jako dobre systemy kanalizacyjne można obecnie przyjąć systemy, które zapewniają pełny koszt odbioru 1 m^3 ścieków niższy od 10 zł.

Budowanie systemów kanalizacyjnych z kosztem odbioru ścieków wyższym od 10 zł/m^3, autorzy uważają, że niecelowe w obecnej sytuacji i w perspektywie najbliższych 5 lat.

Każda gmina winna mieć opracowaną koncepcję rozwiązywania problemu odbioru ścieków opartą o rachunek ekonomiczny uwzględniającą wszystkie dostępne sposoby odbioru i oczyszczania ścieków oraz etapy realizacji, rozłożone w czasie (np. na 10-15 lat) według zdolności sfinansowania.

Finansowanie ze środków publicznych projektów sieci kanalizacyjnych, przy kosztach odbioru ścieków wielokrotnie wyższych od kosztów ich wywozu beczkowozem, stanowi niedopuszczalną niegospodarność, podlegającą – zdaniem autorów – odpowiedzialności prawnej w stosunku do osób podejmujących decyzje.

Literatura

[1] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 12 marca 2002 r. w sprawie określenia taryf wzoru wniosku o zatwierdzenie taryf oraz warunków rozliczeń za zbiorowe zaopatrzenie w wodę i zbiorowe odprowadzenie ścieków (Dz. U. Nr 26, poz.257).

[2] Ustawa z dnia 7 czerwca 2001 r. o zbiorowym zaopatrzeniu w wodę i zbiorowym odprowadzeniu ścieków (Dz.U. Nr 72, poz. 747).

[3] Bartodziej G., Korzuch Z., Tomaszewski M., Waloszyński M., Kucharz G., *Koncepcja gospodarki ściekowej w gminie Strzelce Opolskie,* Politechnika Opolska, Opole 2002.

[4] Bartodziej G., Tomaszewski M., *Analiza kosztów i efektywności systemów kanalizacji ściekowej w gminach: Bierawa, Lęsnica, Jemielnica, Rudniki, Strzelce Opolskie, Olesno i Skoroszyce,* Politechnika Opolska, Opole 2003.

ISSUES OF COST ACCOUNTING IN WATER SUPPLY-AND-SEWAGE MANAGEMENT

Summary

Free market economy rules cause that it is necessary to make a detailed analysis of water supply and sewage collection expenses bore by the receiver. The paper presents cost account which may be applied in a water supply-and-sewage firm that can be set up in various legal forms. This combination was applied for tests carried out with reference to fifteen water supply systems of ten communes of Opole Province.
On the basis of particular systems data there were determined an „averaging" water supply system which were used in order to determine an economic efficiency of investments.

Józef Dziopak
Elena Neverova-Dziopak

NOWE SPOJRZENIA NA PROBLEMY GOSPODARKI WODNO-ŚCIEKOWEJ

Streszczenie

Rozpatrując zagadnienia tworzenia racjonalnych modeli w gospodarce wodno-ściekowej w skali globalnej niezbędna jest zarówno zmiana samego podejścia, jak i stosowanych technologii i rozwiązań inżynierskich. W szczególności ta kwestia dotyczy scentralizowanych systemów odprowadzania ścieków wraz z sieciami kanalizacyjnymi. Stosowane dotychczas rozwiązania zwanymi problemem na końcu rury nie dają możliwości minimalizacji zanieczyszczeń i wyraźnej poprawy jakości wód powierzchniowych. Biorąc pod uwagę dynamiczne zmiany technologiczne w gospodarce wodno-ściekowej można spodziewać się w najbliższej przyszłości wprowadzenia nowych i eksperymentalnych rozwiązań w systemach zaopatrzenia w wodę, w układach i systemach do odprowadzania i unieszkodliwiania ścieków, odpadów i innych substancji, a także zasad normowania jakości wód odbiorników. Wszystkie formy retencji wód opadowych i ścieków deszczowych stanowią integralną część przy rozwiązywaniu zagadnień ilościowych i jakościowych w gospodarce wodno-ściekowej każdej zlewni, a zbiorniki grawitacyjno-pompowe przyczynią się do szerszego stosowania praktycznych zadań optymalizacyjnych dla ustalania efektywnych koncepcji projektowych i wariantów inwestycyjnych w ramach prowadzonej modernizacji i rozbudowy eksploatowanych sieci i oczyszczalni ścieków. Drugi omawiany w referacie aktualny kierunek badań odnosi się do normowania jakości wód. Nowe podejście oparte jest na zdefiniowanym kryterium integralnego stanu troficzności wód powierzchniowych ujmuje złożony bilans procesów produkcji i rozkładu substancji organicznych. Ta tematyka wymaga systemowej analizy dotychczas stosowanych podstaw ustalania norm dopuszczających wielkość zanieczyszczeń odprowadzanych ze ściekami do wód powierzchniowych w ujęciu interdyscyplinarnym. Badania zmierzają do rozwiązania tej kwestii na drodze analizy czynników, warunkujących bilans związków produkcyjno-destrukcyjnych w środowisku wodnym z udziałem zanieczyszczeń zawartych w ściekach, a odprowadzanych ze zlewni zurbanizowanych bezpośrednio lub poprzez różnego typu rozwiązania urządzeń i obiektów stosowanych na oczyszczalniach ścieków w ramach przyjętych technologii. Wejście Polski do Unii Europejskiej daje szansę rozwinięcia tej problematyki i podjęcia interdyscyplinarnych badań, zmierzających do opracowania nowych normatywów, które powinny uwzględniać funkcjonalne i regionalne właściwości odbiorników ścieków, transportowanych ze zlewni zurbanizowanych.

Wstęp

Podjęta problematyka badawcza dotyczy tworzenia nowych zasad przy opracowywaniu nowych koncepcji gospodarki wodno-ściekowej. Zasadniczą kwestią jest poszukiwanie racjonalnych sposobów efektywnego odprowadzania i unieszkodliwiania ścieków deszczowych, ogólnospławnych w celu ochrony wód odbiornika. Tylko ekologiczne podejście do rozwiązania problemu ochrony wód może zapewnić zachowanie równowagi ekologicznej tych ekosystemów, co jest nierozerwalnie związane z normowaniem ekologicznym ich jakości. To z kolei wymusi prowadzenie efektywnej gospodarki ściekowej i doprowadzi do uregulowania sytuacji w strefach zlewni, co w dużym stopniu wiąże się z racjonalnym wykorzystaniem zasobów wód opadowych. Takie systemowe podejście do ochrony wód wymaga złożonych badań interdyscyplinarnych.

W celu racjonalnego wykorzystania wód opadowych opracowano nowe modele hydrauliczne zbiorników grawitacyjno-pompowych, które charakteryzują się wysokimi walorami technicznymi, ekonomicznymi i eksploatacyjnymi i są szczególnie zalecane do stosowania jako zbiorniki uśredniające natężenie dopływu do oczyszczalni ścieków, zwłaszcza ogólnospławnych lub mieszanych. Ponieważ zagadnienia gospodarki wodno-ściekowej w zlewniach zurbanizowanych należy rozpatrywać w ujęciu systemowym, zatem takie podejście wymaga uwzględnienia w bilansie łącznie problemów transportu, zagospodarowania i unieszkodliwiania ścieków z uwzględnieniem pojemności ekologicznej zbiorników wodnych.

Służą temu celowi prowadzone badania [1], które zmierzają do opracowania oryginalnej metodologii normowania jakości wód powierzchniowych, co w efekcie da możliwość obliczania ekologicznie dopuszczalnego ładunku zanieczyszczeń, który można odprowadzać ze wszystkimi rodzajami ścieków.

dr hab. Józef Dziopak, prof. PRz, Politechnika Rzeszowska, Wydział Budownictwa i Inżynierii Środowiska; dr inż. Elena Neverova-Dziopak, Wyższa Szkoła Pedagogiczna w Częstochowie, Zakład Ochrony Środowiska

I. Racjonalne modele gospodarki wodno-ściekowej

Zasadniczym celem tradycyjnego modelu gospodarki jest zaopatrzenie w wodę, kanalizowanie miast i zmniejszenie ilości odprowadzanych bez oczyszczenia wód opadowych i ścieków deszczowych do odbiornika. Skutkiem stosowania rozwiązań tradycyjnych jest mieszanie różnego rodzaju ścieków, co utrudnia ich oczyszczanie. Otwarty obieg materii prowadzi do marnotrawstwa cennych substancji, czego skutkiem jest wyczerpywanie się zasobów naturalnych i degradacja środowiska. Podstawą nowego podejścia w ramach szeroko rozumianego rozwoju zrównoważonego jest stosowanie zamkniętych obiegów, rozwiązywanie problemów w skali globalnej oraz ograniczanie do minimum zanieczyszczeń przy jednoczesnej zmianie stylu życia i wzrostu świadomości ekologicznej społeczeństw.

Biorąc pod uwagę powyższe kwestie można stwierdzić, że stosowanie rozwoju zrównoważonego stanowi nowe wyzwanie dla mieszkańców naszej planety i wymaga dużej konsekwencji działania na różnych szczeblach tworzenia modeli i budowy infrastruktury technicznej. Powodzenie w realizacji tego złożonego i interdyscyplinarnego problemu jest możliwe jedynie pod warunkiem pełnej integracji i współdziałania na wszystkich etapach tworzenia jego składników.

Obecnie funkcjonujące, tworzone i modernizowane systemy gospodarki wodno-ściekowej mają swoją specyfikę, która wynika z wielu uwarunkowań, jakie wpływały na tworzone modele i realizowane inwestycje na przestrzeni ostatniego stulecia. Krytyczne spojrzenie na skalę negatywnych skutków funkcjonowania dotychczasowych rozwiązań skłaniają do poszukiwania nowych i o wiele tańszych koncepcji, zarówno w realizacji, jak i w kosztach ich eksploatacji. Nowe trendy odwołują się zasadniczo do wspomnianych zasad rozwoju zrównoważonego, które są ukierunkowane na działania, wymagające spełnienia szeregu podstawowych warunków o znaczeniu systemowym.

W warunkach ciągłego przyrostu liczby ludności w miastach, coraz trudniej zapewnić dostawę różnych mediów, wytwarzanych w racjonalny sposób. Problem ten nasila się odwrotnie proporcjonalnie do skali zamożności danego kraju. W społeczeństwach należących do krajów o wysokim i średnim poziomie rozwoju, podstawową sprawą jest dostępność wszystkich mieszkańców do wody pitnej o dobrej jakości, niezależnie od ich społecznego i ekonomicznego statusu i miejsca zamieszkania. Tak samo ważne jest zaopatrzenie w wodę mieszkańców terenów podmiejskich i wiejskich. Proces urbanizacji jest związany z intensywnym wykorzystaniem zasobów naturalnych w celu budowania domów i infrastruktury technicznej, w tym i obiektów gospodarki wodnej. Rodzaje i formy rozwiązań technicznych, stosowanych w gospodarce wodnej zależą od klimatu oraz od warunków socjalnych, ekonomicznych i kulturalnych. Przyszłościowe kierunki rozwoju w gospodarce wodnej oparte będą na eliminacji obecnych źródeł zanieczyszczenia środowiska, rozwoju nowych rozwiązań technicznych oraz wprowadzaniu nowych form zaopatrzenia w media i organizacji w celu eliminacji obecnych problemów dla stworzenia nowych możliwości rozwoju.

Głównym celem gospodarki wodno-ściekowej na terenach zurbanizowanych jest zapewnienie warunków sanitarnych na poziomie, które są określane odpowiednimi przepisami, tworzonymi przez kraje lub grupę państw, czego przykładem są kraje należące do Unii Europejskiej. W perspektywie historycznej cel ten został osiągnięty poprzez stworzenie systemów dostawy różnych mediów w postaci strumieni materii z równolegle funkcjonującym systemem, umożliwiającym odprowadzenie powstających odpadów poza strefę zamieszkania dla ich składowania lub też częściowego unieszkodliwiania. Zatem zasadniczy kierunek tworzenia funkcjonujących systemów był zorientowany głównie na potrzeby człowieka, a nie na ochronę środowiska. Obecnie priorytety te zmieniły się, co wymaga opracowania nowych koncepcji. Coraz większa część społeczeństwa zaczyna już rozumieć, że racjonalne korzystanie z surowców i ich dobrobyt zależą od stanu otaczającego ich środowiska, a zwłaszcza od stanu dostępnych zasobów wodnych. Na obecnym etapie należy zjednoczyć wysiłki specjalistów i organów decyzyjnych, które powinny być zorientowane na udoskonalenie technologii i infrastruktury technicznej w gospodarce wodno-ściekowej. Działająca od wielu lat Agenda-21 sformułowała dwie równoległe zasady stworzenia podstaw rozwoju zrównoważonego [2].

Pierwsza zasada sprowadza się głównie do polepszenia funkcjonowania istniejącej infrastruktury technicznej i efektywności technologii oczyszczania ścieków. Przykładem tego mogą być prowadzone na szeroką skalę rekonstrukcje i modernizacje eksploatowanych oczyszczalni ścieków [3].

Druga zasada prowadzi do tworzenia zupełnie nowych, zasadniczo różniących się rozwiązań w modelu działania infrastruktury i metod zarządzania, które od samego początku są projektowane dla zupełnie innych założeń, uwzględniających zasady rozwoju zrównoważonego. Zatem wdrożenie nowego podejścia wymusza konieczność stosowania wielu wzajemnie powiązanych ze sobą procesów w ujęciu systemowym. Skutek działania jednego procesu określa warunki i efektywność następnego, co jest zależnością wymagającą skuteczności działania wszystkich ogniw zamkniętego systemu.

Za przykład mogą służyć nowe, stosowane lokalnie metody zagospodarowania wód opadowych, oczyszczania i utylizacji ścieków deszczowych oraz zastosowanie rozdzielczych systemów kanalizacji, pozwalających na efektywne wykorzystywanie substancji biogennych w rolnictwie, albo kilkakrotne wykorzystanie surowców lub produktów przemiany materii. Ścieki i odpady stałe bez ponownego ich wykorzystania stają się straconymi zasobami. Stworzenie społeczeństw stosujących powszechnie ideę recyklingu wymaga wprowadzenia zmian w funkcjonowaniu infrastruktury i nie będzie to łatwym zadaniem. Jednak jest to aktualnie jedyna i racjonalna alternatywa dla mieszkańców w ujęciu globalnym. Oczywiście jej wdrożenie, oprócz sformułowania podstaw technicznych, wymaga opracowania skutecznej metody uświadamiania społeczności lokalnych oraz prowadzenia racjonalnej i wieloetapowej edukacji, zwłaszcza najmłodszego pokolenia.

Można w pierwszej kolejności stosować istotne zmiany w systemach kanalizowania, rozpoczynając od rozdziału ścieków bytowo-gospodarczych, powstających w budynkach mieszkalnych na ścieki szare i odpady stałe i ciekłe, odprowadzane przy wykorzystaniu ubikacji separujących, rozdzielających zrzut kału i moczu do specjalnie budowanych zbiorników. Stosowanie suchych toalet, oprócz wielu zalet, prowadzi do znacznego zmniejszenia zużycia wody, nawet o 30% w odniesienia do średniej wartości dobowego zużycia wody na jednego mieszkańca. Zatem myślą przewodnią w społeczeństwach stosujących zasady rozwoju zrównoważonego jest racjonalne korzystanie i oszczędzanie wody. W praktyce zasada ta sprowadza się do tego, że woda czysta nie będzie stosowana do spłukiwania nieczystości przy korzystaniu z urządzeń w ubikacjach [4, 5].

2. Gosporarowanie wodami opadowymi i ściekami deszczowymi

Zbudowana infrastruktura techniczna w miastach służy do zbierania wód zużytych i opadowych oraz strumieni materiałów dla ich odprowadzania i unieszkodliwiania oraz składowania, biorąc pod uwagę uwarunkowania występujące na obszarach między miastem a terenami podmiejskimi. Te strumienie są zaburzone pod względem ilościowym i jakościowym przez działalność antropogeniczną w miastach. Miasta wpływają na spływ wody deszczowej i stan ekosystemów nie tylko w strefie miejskiej, ale także i w całej strefie zlewni zbiorników wód opadowych. Skład chemiczny i właściwości fizyczne różnych typów wód powierzchniowych w miastach i wioskach różnią się i to niekiedy w dużym stopniu. Ścieki deszczowe z terenów miejskich zawierają znacznie więcej substancji chemicznych i zawiesin, aniżeli ścieki z terenów wiejskich. Systemy kanalizacji deszczowej składają się z wpustów, kanałów i kanałów zrzutowych, a nowoczesne rozwiązania posiadają zbiorniki retencyjne i inne obiekty oraz urządzenia, sterujące efektywnym spływem ścieków deszczowych.

Możliwe do wprowadzenia zmiany w zasadach funkcjonowania tych systemów powinny rozwijać się w kierunku stwarzania możliwości powrotu w obieg cennych substancji, zawartych w ściekach deszczowych. Kontrola jakości ścieków deszczowych w czasie i na trasie ich hydraulicznego transportu pozwala zmniejszyć ryzyko gwałtownego obciążenia ładunkiem zanieczyszczeń zbiorników wodnych. Stosowanie nowych rozwiązań technicznych w systemach kanalizacji, w tym między innymi wielokomorowych zbiorników retencyjnych, działających w układzie grawitacyjnym [6], grawitacyjno-podciśnieniowym [7], podciśnieniowym [8] i grawitacyjno-pompowym [9] pozwala na ochronę zbiorników wód powierzchniowych.

Obiekty i urządzenia stanowiące infrastrukturę techniczną gospodarki wodno-ściekowej w zlewniach miejskich, wraz z systemami do odprowadzania ścieków deszczowych, stanowią ogromną wartość inwestycyjną. Wymagają one ciągłej obsługi, naprawy i budowy nowych inwestycji dla podtrzymywania ich właściwego funkcjonowania, co powoduje konieczność ponoszenia wysokich kosztów eksploatacyjnych. Główne kolektory kanalizacji deszczowej i ogólnospławnej są z reguły usytuowane pod ulicami wzdłuż ciągów komunikacyjnych, rzadko w sąsiadujących z nimi pasach zieleni. Każda awaria i naprawa powoduje zmiany w organizacji ruchu miejskiego, co jest związane zawsze z okresowymi utrudnieniami w transporcie i stanowi niewygodną sytuację dla mieszkańców.

Koszty budowy nowych inwestycji, ich eksploatacji i napraw w przyszłości znacznie wzrosną, chociażby z uwagi na konieczność stosowania w Polsce przepisów zawartych w rozporządzeniu nr 503 z listopada 1991 roku [10], a odnoszących się do zasad odprowadzania ścieków ogólnospławnych z przelewów burzowych w okresie opadów do wód powierzchniowych. W wielu przypadkach eksploatowane systemy są mocno zużyte oraz mają zbyt małą przepustowość hydrauliczną. W związku z tym występuje zjawisko ich częstego działania pod ciśnieniem, co w konsekwencji prowadzi do zalewania najniżej położonych pomieszczeń, a także ulic i podwórzy. Takie systemy są w różnym stopniu modernizowane, a ich realizacja jest uzależniona od posiadanych środków, ponieważ często wymagają kosztownych inwestycji.

W krajach rozwiniętych, w których społeczeństwa od pewnego czasu stosują zasady recyklingu, tradycyjne systemy kanalizacji deszczowej nie powinny być budowane, a wody deszczowe coraz częściej są zagospodarowywane w rejonie ich powstawania i traktowane jako cenne zasoby.

Ideą przewodnią nowych metod zagospodarowywania ścieków deszczowych jest tworzenie dużej liczby naturalnych, często małych zbiorników retencyjnych i prostych urządzeń oczyszczających, zwykle zintegrowanych w celu kontroli ilościowej i jakościowej. Dodatkowym aspektem polepszenia estetyki miast stanowią odpowiednio organizowane i zagospodarowane parki ze stawami z roślinnością. Korzyści mogą być osiągnięte także poprzez budowę otwartych drenaży, w których ścieki deszczowe mogą być czasowo przetrzymywane i oczyszczane.

W ciągu ostatnich dziesięciu lat setki podobnych systemów wybudowano w wielu krajach w świecie. Władze lokalne niektórych szwedzkich miast od lat podejmują decyzje o budowie podobnych systemów dla gromadzenia i ponownego wykorzystania wód deszczowych. Takie lokalne systemy wpływają na polepszenie ogólnej sytuacji w gospodarce wodno-ściekowej zlewni miejskich. Wody opadowe stanowią poważne zasoby, które w przyszłości mogą być powszechnie używane lub razem z szarymi ściekami do spłukiwania nieczystości w ubikacjach, nawadniania terenów rolnych, a nawet do produkcji wody pitnej. Opady deszczowe gromadzone z połaci dachowych stanowią najbardziej cenny składnik, wykorzystywany dla potrzeb gospodarki domowej.

Nowe rozwiązania techniczne nie zostały jeszcze w dostatecznym stopniu sprawdzone w gospodarowaniu zasobami wód deszczowych, głównie ze względu na analizę kosztów i negatywnego oddziaływanie na środowisko. Jednym z takich przykładów może być fakt, że nie ma jeszcze wystarczających danych i doświadczeń, odnoszących się do negatywnego oddziaływaniu na środowisko zanieczyszczonych osadów, które są gromadzone w stawach i mokradłach. Brak również odpowiednich badań i potrzebnej infrastruktury dla wyłapywania i ponownego wykorzystania

metali w stawach i strumieniach. Do końca nie wiadomo, czy stawy i mokradła są zaprojektowane prawidłowo w celu usuwania związków biogennych i metali ciężkich ze ścieków deszczowych. Zatem nasuwa się oczywisty wniosek, że niezbędne są dalsze badania dla wyjaśnienia szeregu istotnych kwestii. Wzrastająca liczba lokalnych rozwiązań w gospodarce wodno-ściekowej zmienia wygląd miast. Dla społeczeństw wykorzystujących powszechnie recykling powinny być stworzone nowe metody recyklingu oraz wykorzystania wód i ścieków deszczowych, co najmniej dla spłukiwania nieczystości w ubikacjach i do nawadniania terenów miejskich.

Nowy sposób gospodarowania wodami i ściekami deszczowymi z retencją powierzchniową, stawami i mokradłami mogą funkcjonować wspólnie z istniejącymi już, tradycyjnymi systemami podziemnej retencji i systemami ich odprowadzenia. Eksploatowane od dziesiątków lat stare układy sieciowe nadal powinny być wykorzystywane dla zapewnienia normalnego funkcjonowania całych systemów kanalizacyjnych. Część wód deszczowych jest odprowadzana do stosowanych urządzeń w ramach retencji powierzchniowej albo na urządzenia oczyszczające, jak stawy i mokradła. Stawy i mokradła rozpoczęto budować na początku lat dziewięćdziesiątych, w związku z tym trudno aktualnie oszacować ogólne koszty ich eksploatacji i ewentualnej regeneracji strefy przydennej. Wszystkie wymienione rozwiązania i wynikające z ich stosowania problemy powinny być analizowane w ujęciu systemowym. Należy dążyć do upowszechniania sprawdzonych pomysłów w krajach, których społeczeństwa stosują je w sposób racjonalny.

Poważnym skutkiem oddziaływania ścieków deszczowych na środowisko jest ich negatywny wpływ na ekosystemy wodne. Zanieczyszczenia w nich zawarte powodują zamulanie dna rzek i tworzenie niestabilnych warunków w strefach przydennych, zmianę temperatury, zaburzenia przy wegetacji roślin i inne niekorzystne zjawiska.

3. Charakterystyka zbiorników grawitacyjno-pompowych

Główną przeszkodą w szerszym stosowaniu grawitacyjnych zbiorników wielokomorowych okazał się brak wysokości dyspozycyjnej dla zastosowania zbiornika o wymaganej wysokości napełnienia. Analiza celowości stosowania wielokomorowych zbiorników grawitacyjno-podciśnieniowych wykazała ograniczoną przydatność tego typu rozwiązań dla uśredniania dopływu ścieków do oczyszczalni ze względu na konieczność ponoszenia wysokich kosztów realizacyjnych. Wynika to przede wszystkim z konieczności stosowania konstrukcji krytych, które nie są wymagane, zarówno w zbiornikach grawitacyjnych, jak i grawitacyjno-pompowych, a do tego jeszcze musi być zapewniona absolutna szczelność ścian i stropu komór podciśnieniowych zbiorników grawitacyjno-podciśnieniowych. Ponadto wykorzystanie pomp próżniowych do wytwarzania wymaganego podciśnienia nie pozwala na uzyskanie wysokiej ich sprawności eksploatacyjnej, która jest zdecydowanie niższa w porównaniu do pomp wodnych odśrodkowych.

Okazuje się, że jednym z trudnych problemów, jaki należy brać pod uwagę przy projektowaniu jest wysoki poziom wód gruntowych w rejonie lokalizowanych obiektów oczyszczalni ścieków. Wymuszają takie warunki stosowania kosztownych systemów odwodnienia na czas prowadzonych robót ziemnych i budowy obiektów kubaturowych na dużych głębokościach, w tym zbiorników retencyjnych. Aby tego uniknąć można oprócz grawitacyjnej komory akumulacyjnej zastosować górną komorę akumulującą. Zatem przy użyciu pomp w fazie napełniania zbiornika grawitacyjno-pompowego z komorą akumulującą usytuowaną nad komorą grawitacyjną następuje wypełnienie niewykorzystanej dotychczas przestrzeni powietrznej, aż do poziomu terenu lub w razie potrzeby nawet kilka metrów ponad, bez konieczności stosowania konstrukcji krytych i szczelnych, jak to ma miejsce w przypadku budowy zbiorników grawitacyjno-podciśnieniowych.

Zbiorniki grawitacyjno-pompowe można stosować w każdych warunkach i mają główną przewagę nad znanymi wielokomorowymi zbiornikami grawitacyjnymi typu CONTRACT, COMPLEX, WISKARB i COMPLEMENT i ich wielu modyfikacji o szeregowym podziale komory akumulującej jednopoziomowej dzielonej pionowymi przegrodami, gdyż w zbiornikach grawitacyjnych wymagana jest znaczna różnica poziomów ścieków pomiędzy kanałem dopływowym i odpływowym. Biorąc to pod uwagę, zbiorników grawitacyjnych nie można lokalizować na terenach płaskich i o małych spadkach, gdyż niskie położenie kanału odpływowego eliminuje ich stosowanie z uwagi na wysoki koszt ich budowy sieci za zbiornikiem.

Znane zbiorniki grawitacyjno-podciśnieniowe typu PARCUS, MIRUS, COMMODUS i CONSES o wysokościowym układzie komór retencyjnych są interesujące pod względem technicznym, ale istnieje ograniczony zakres ich stosowania ze względu na to, że są bardzo drogie i wyjątkowo kłopotliwe w eksploatacji, a co najistotniejsze, wymagają bardzo szczelnych, o krytej konstrukcji komór podciśnieniowych ze względu na panujące w nich podciśnienie. Ponadto zbiorniki grawitacyjno-podciśnieniowe wymagają znacznie większych nakładów związanych z ich eksploatacją, lokalizowania pomp próżniowych poza środowiskiem ścieków oraz koniecznym zabezpieczeniem pomp próżniowych przed ich zalaniem. Ich projektowanie jest możliwe dla małych pojemności, nie przekraczających 1000 m^3.

System zbiornika retencyjnego współdziałającego z nową oczyszczalnią ścieków w układzie grawitacyjno-pompowym znakomicie zdał egzamin w systemie kanalizacji miasta Głogowa [11]. Zbudowany zbiornik otwarty ma pojemność użytkową 9000 m^3 i składa się z pięciu komór, w tym czterech akumulujących. Zbiornik ten jest pierwszym, zbudowanym na taką skalę w Polsce obiektem, który współdziała z dwoma przelewami burzowymi, oczyszczalnią ścieków i komorami płuczącymi. Zastosowano także w tym systemie oryginalny sposób płukania dna komór akumulujących tego zbiornika z wykorzystaniem układu lewarowego. Jest to wzorcowa i bardzo udana inwestycja w Polsce w opinii eksploatatora i projektantów.

Podobna inwestycja jest realizowana na sieci kanalizacyjnej w centrum miasta Opola [12], a jej ewenementem jest połączenie na jednej powierzchni zabudowy funkcji retencyjnej zbiornika grawitacyjno-pompowego z lokalizacją

wielopoziomowego garażu miejskiego. Układ wysokościowy sieci kanalizacyjnej też uniemożliwił tutaj zastosowanie zbiornika grawitacyjnego. Natomiast wysoki koszt budowy w przypadku zbiornika grawitacyjno-podciśnieniowego i bardzo ograniczony do niego dostęp w sytuacji wystąpienia nieszczelności, przesądziły zdecydowanie o zastosowaniu zbiornika grawitacyjno-pompowego. Zatem podane powyżej przykłady inwestycji z ostatnich lat są najlepszym potwierdzeniem na zasadność stosowania zbiorników grawitacyjno-pompowych przy modernizacji systemów kanalizacyjnych i celowości prowadzenia badań naukowych w tym zakresie.

Idea zbiorników grawitacyjno-pompowych bazuje, podobnie jak zbiorników grawitacyjno-podciśnieniowych, na wykorzystaniu modelu zbiornika dwukomorowego typu CONTRACT z komorą przepływową. Pozwala ona efektywnie sterować procesem grawitacyjnej akumulacji ścieków we wszystkich fazach napełniania zbiorników z dolną komorą retencyjną. Dopiero nadmiar ścieków z komory grawitacyjnej przelewa się samoczynnie do dolnej komory akumulującej przez centralny przelew szybowy, który został po raz pierwszy zaprojektowany jako oryginalne rozwiązanie, łączące hydraulicznie komory retencyjne w sposób bezpośredni, w tym przypadku komorę grawitacyjną z akumulującą komorą dolną. W innej kolejności następuje retencjonowanie ścieków w tego typu zbiornikach z górną komorą akumulującą. Najpierw nadwyżka ścieków, po wypełnieniu grawitacyjnej komory akumulującej, jest pompowana do górnej komory akumulującej, a w fazie opróżniania zbiornika ścieki grawitacyjnie odpływają do komory przepływowej i dalej do sieci kanalizacyjnej.

Opracowana koncepcja innowacyjnych modeli hydraulicznych zbiorników retencyjnych o nowym układzie grawitacyjno-pompowym ma zastosowanie do regulowania transportu hydraulicznego ścieków na różnych etapach ich powstawania. Ich szczególna przydatność odnosi się do zapewnienia stabilnego parametru hydraulicznego na odpływie, co lokalizuje je bezpośrednio przed oczyszczalnią ścieków w postaci zbiorników uśredniających dopływ na obiekty oczyszczalni. Dowolność w sytuowaniu wysokościowym komór retencyjnych tych zbiorników w odniesieniu do rzędnej kanału odpływowego trafia w praktyczne oczekiwania projektantów systemów kanalizacyjnych na tego typu rozwiązania inżynierskie. Uwzględnienie dodatkowych komór akumulujących, sytuowanych powyżej lub poniżej grawitacyjnej komory akumulującej, zastosowanej po raz pierwszy w zbiornikach dwukomorowych typu CONTRACT [13] daje możliwość efektywnego przerzutu pompowego określonej objętości ścieków w okresie występowania wysokiego ciśnienia hydrostatycznego w komorze przepływowej, zarówno w fazie napełniania zbiornika z komorą górną lub też w fazie opróżniania zbiornika z komorą dolną. Zatem istnieje możliwość stosowania kombinacji dwóch wymienionych wariantów w układzie zespolonego zbiornika grawitacyjno-pompowego z trzema komorami akumulacyjnymi, tj. grawitacyjną, górną i dolną. Wprowadzenie tej wersji układu komór akumulacyjnych w projektowanych inwestycjach daje szerokie możliwości sterowania ilością i składem ścieków, jednak wymaga wnikliwej analizy efektywności przy współdziałaniu tego typu zbiornika retencyjnego z oczyszczalnią ścieków [14].

W każdym z wymienionych przypadków można zastosować oryginalny i prosty system sterowania odpływem ścieków ze zbiornika do oczyszczalni, zapewniając wymagane odciążenie hydrauliczne sieci i wykorzystać efektywny układ pompowy do transportu ścieków na wymagany poziom do oczyszczalni oraz, co jest bardzo ważne od strony eksploatacyjnej, opracowano skuteczny i tani sposób czyszczenia tych zbiorników po fazach ich opróżniania.

Oprócz wymienionych zalet modele hydrauliczne nowych zbiorników grawitacyjno-pompowych zapewniają bezpośredni transport ścieków z komory przepływowej przy użyciu pomp, zawierających największe stężenie zawiesin i innych zanieczyszczeń do oczyszczalni przy najwyższym ich poziomie. Taki układ hydrauliczny pozwala optymalizować dobór agregatów silnikowo-pompowych oraz minimalizować zużycie energii elektrycznej na ciśnieniowy przerzut ścieków ze zbiornika do poszczególnych obiektów oczyszczalni. Zatem można pompować ścieki bezpośrednio do oczyszczalni ze sterowaną ilością, odpowiadającą przyjętemu chwilowemu obciążeniu hydraulicznemu obiektów i urządzeń oczyszczalni ścieków. Efektem zasadniczym jest poszukiwanie układu hydraulicznego, w którym ogranicza się do minimum potrzebną pojemność użytkową komór akumulacyjnych.

Wstępne wyniki podjętych już badań potwierdziły odrębność funkcjonowania zbiorników grawitacyjno-pompowych w odniesieniu do znanych rozwiązań, tj. procesu akumulacji ścieków w zależności od położenia komór akumulujących względem komory przepływowej oraz zastosowanych sposobów regulacji i sterowania procesem napełniania i opróżniania tego typu zbiorników. Opracowanie podstaw teoretycznych ich wymiarowania pozwoli w praktyce na wyznaczanie obliczeniowych hydrogramów odpływu ścieków ze zbiornika. Wyznaczane w ten sposób hydrogramy stanowić będą podstawę do prawidłowego określania ekstremalnych przepływów ścieków w kanałach położonych poniżej zbiorników retencyjnych. Wysokościowy układ komór akumulujących zbiorników grawitacyjno-pompowych pozwala efektywnie akumulować i w prosty sposób regulować natężeniem odpływu ścieków, co stanowi o oryginalności tych rozwiązań i ich walorach praktycznych.

4. Normowanie jakości wód a pojemność ekologiczna odbiornika

Nowe i oryginalne podejście do zasad ustalania standardów jakości zbiorników wód powierzchniowych pozwoli na racjonalne projektowanie obiektów i urządzeń do oczyszczania ścieków, zgodnie z odpowiednio obliczonym stopniem ich oczyszczania, w zależności od pojemności ekologicznej odbiornika. Nowe systemowe ujęcie złożonego zjawiska pozwoli na zachowanie mechanizmów samoregulacji ekosystemów wodnych, bez udziału których nie jest możliwe zachowanie odpowiedniej jakości wód powierzchniowych. To zadanie wymaga opracowania integralnych kryteriów stanu funkcjonalnego systemów wodnych, które mogą być wykorzystane dla prowadzenia obliczeń inżynierskich, tworzenia modeli matematycznych i przy sporządzaniu opracowań odnoszących się do ekodiagnostyki wód powierzchniowych.

Istniejące obecnie podejście sanitarno-higieniczne do ustalania standardów jakości wód nie zapewnia **bezpieczeństwa ekologicznego** wód powierzchniowych. Bez względu nawet na bardzo rygorystyczne standardy, jakość wód nadal nie jest zadowalająca. Ustalanie ostrych standardów jakości wód powierzchniowych prowadzi z kolei do stawiania bardzo wysokich wymagań w odniesieniu do ścieków oczyszczonych. Takie podejście wiąże się z wprowadzaniem bardzo drogich technologii i dodatkowych etapów oczyszczania ścieków. W tym przypadku koszty oczyszczania ścieków rosną zgodnie z funkcją wykładniczą, a do środowiska są odprowadzane dodatkowe ładunki zanieczyszczeń, głównie ze względu na dodatkowe nakłady energetyczne.

Jednak nawet przy przestrzeganiu ustalonych normatywów dotyczących jakości ścieków i wód powierzchniowych, obserwowane jest zaburzenie funkcjonowania wodnych biocenoz i wewnętrznych procesów w zbiornikach. Więc nie zawsze rygorystyczne wymagania odnoszące się do jakości oczyszczanych ścieków jest uzasadnione pod względem ekonomicznym i ekologicznym.

Tylko ekologiczne podejście przy normowaniu jakości wód powierzchniowych, a co za tym idzie ustalenie stopnia oczyszczania ścieków, uzasadnionego ekonomicznie i ekologicznie, pozwoli rozwiązać problem postępującej degradacji odbiorników ścieków. Oprócz tego nieodłączną częścią systemowego podejścia do ochrony wód jest wymóg wprowadzania zamkniętych obiegów wody, decentralizacja utylizacji odpadów i racjonalne prowadzenie wszelkiego rodzaju gospodarki w strefach zlewni cieków i zbiorników wodnych. To wszystko pozwoli zmniejszyć ogólny ładunek zanieczyszczeń dostarczanych do odbiorników i zachować ich zdolność do samooczyszczania się, ponieważ systemy wodne, bez odpowiednich przedsięwzięć, mogą stać się podstawowym czynnikiem ograniczającym rozwój społeczno-gospodarczy.

Rozwiązanie tego globalnego problemu wymaga, z jednej strony – sformułowania ekologicznych normatywów jakości wód, niezbędnych do prowadzenia konkretnych obliczeń inżynierskich, a z drugiej zaś – opracowania nowych rozwiązań technicznych w gospodarce wodno-ściekowej, opartych na uwzględnieniu aspektów ekologicznych oraz umożliwiających zachowanie wód jako cennych zasobów. Jest to podstawowa kwestia, jaka powinna zostać rozwiązana w najbliższym czasie. W praktyce przyczyni się ona do właściwego prognozowania i kontroli obiegu zanieczyszczeń transportowanych hydraulicznie na wszystkich etapach i elementach działających lub projektowanych systemów, tworzących gospodarkę wodno-ściekową dla określonej zlewni zurbanizowanej, a także w szerszym zakresie obejmującym również zlewnie cieków wodnych.

Aktualnie realizowane badania mają aplikacyjny charakter [1, 9, 15], a ich efektem powinno być wdrożenie oryginalnej metodyki projektowania obiektów i urządzeń oczyszczalni ścieków w ujęciu systemowym o znaczeniu międzynarodowym.

Wejście Polski do Unii Europejskiej daje szansę rozwinięcia tej problematyki i podjęcia interdyscyplinarnych badań, zmierzających do opracowania nowych normatywów, które powinny uwzględniać funkcjonalne i regionalne właściwości odbiorników ścieków, transportowanych ze zlewni zurbanizowanych.

Bazą wyjściową są eksperymenty badawcze i analiza statyczna danych monitoringu wybranych zbiorników wodnych. Na tej podstawie planuje się sformułować model matematyczny ekosystemu wodnego dla oceny pojemności ekologicznej zbiorników wód powierzchniowych, a który pozwoli na określanie maksymalnie dopuszczalnych ładunków zanieczyszczeń, odprowadzanych ze zlewni z zachowaniem równowagi ekologicznej odbiorników Wykorzystana baza danych z pomiarów prowadzonych od kilku dziesięcioleci pozwoli też na sformułowanie właściwych wniosków.

Podsumowanie

W skali globalnej niezbędna jest zmiana samego podejścia, jak i stosowanych technologii i rozwiązań inżynierskich w kanalizacji. Systemy scentralizowane wraz z sieciami kanalizacyjnymi i rozwiązaniami zwanymi **problemem na końcu rury** nie dają możliwości minimalizacji zanieczyszczeń.

Biorąc pod uwagę dynamiczne zmiany technologiczne w gospodarce wodno-ściekowej można spodziewać się w najbliższej przyszłości wprowadzenia nowych i eksperymentalnych rozwiązań w systemach zaopatrzenia w wodę, w układach i systemach do odprowadzania i unieszkodliwiania ścieków, odpadów i innych substancji, a także zasad normowania jakości wód odbiorników.

Wszystkie formy retencji wód opadowych i ścieków deszczowych stanowią integralną część przy rozwiązywaniu zagadnień ilościowych i jakościowych w gospodarce wodno-ściekowej każdej zlewni.

Wykorzystując wyniki dotychczasowych wieloletnich badań prowadzonych od początku lat osiemdziesiątych, które dotyczą głównie efektywnego retencjonowania ścieków w różnych systemach kanalizacji grawitacyjnej przy stosowaniu wielokomorowych zbiorników o różnych układach hydraulicznych grawitacyjnego i grawitacyjno-podciśnieniowego ich funkcjonowania na sieci, opracowano nową generację zbiorników wielokomorowych z grawitacyjno-pompowymi komorami akumulującymi, które chwilowo przetrzymują nadmiar ścieków w okresach szczytowych przepływów. Aktualnie, co wykazano powyżej zrealizowanymi inwestycjami w Głogowie i Opolu, ważnego znaczenia nadaje się zagadnieniom związanym z regulowaniem natężenia przepływu ścieków w kanalizacji przy wykorzystaniu systemów zbiornikowych o układzie grawitacyjno-pompowym, zwłaszcza transportowanych sieciami systemów ogólnospławnych na odcinkach kolektorów łączących przelewy burzowe i na przewodach tranzytowych prowadzających ścieki do oczyszczalni.

Zbiorniki grawitacyjno-pompowe przyczynią się do szerszego stosowania praktycznych zadań optymalizacyjnych dla ustalania efektywnych koncepcji projektowych i wariantów inwestycyjnych w ramach prowadzonej

modernizacji i rozbudowy eksploatowanych sieci i oczyszczalni ścieków. Rozwiązania te wypełniają lukę, jaka istnieje w zakresie stosowania tanich, łatwych w eksploatacji i niezawodnych oraz zajmujących małe powierzchnie, potrzebne na zabudowę tego typu obiektów inżynierskich w terenach zurbanizowanych.

Drugi realizowany kierunek badań, bardzo ważny i aktualny odnosi się do normowania jakości wód. Nowe podejście oparte jest na zdefiniowanym kryterium integralnego stanu troficzności wód powierzchniowych, ujmuje złożony bilans procesów produkcji i rozkładu substancji organicznych. Ta tematyka wymaga systemowej analizy dotychczas stosowanych podstaw ustalania norm dopuszczających wielkość zanieczyszczeń odprowadzanych ze ściekami do wód powierzchniowych w ujęciu interdyscyplinarnym. Brak takiej metodyki w warunkach krajowych. Badania zmierzają do rozwiązania tej kwestii na drodze analizy czynników, warunkujących bilans związków produkcyjno-destrukcyjnych w środowisku wodnym z udziałem zanieczyszczeń zawartych w ściekach, a odprowadzanych ze zlewni zurbanizowanych bezpośrednio lub poprzez różnego typu rozwiązania urządzeń i obiektów stosowanych na oczyszczalniach ścieków w ramach przyjętych technologii.

Literatura

[1] Neverova-Dziopak E., *Weryfikacja możliwości praktycznego wykorzystania kryterium integralnego do oceny stanu troficzności wód powierzchniowych*. „Gaz, Woda i Technika Sanitarna"2002 nr 11, s. 412-414.

[2] UNCED, Agenda 21, 1992.

[3] Lohse M., Dziopak J., *Examples for the Waster water Disposal in the New Federal States of German,*. Environment Protection Engineering, Vol.24, 1998, pp. 12-28.

[4] Niemczynowicz J. (Editor), *Integrated Water Management in Urban Areas*, Environmental Research Forum, Volumes 3-4, Sweden, September 1995.

[5] Niemczynowicz J., Dziopak J., *Water Management in Recycling* Societies. *Part I. Water and Stormwater in a City,* Environment Protection Engineering, Vol.27, No. 3-4, 2001, pp. 27-35.

[6] Dziopak J., *Analiza teoretyczna i modelowanie wielokomorowych zbiorników kanalizacyjnych*, Monografia nr 125. Politechnika Krakowska, Kraków 1992.

[7] Dziopak J., Kisiel A., *Badanie wpływu sposobów retencjonowania ścieków w wielokomorowych zbiornikach grawitacyjno-podciśnieniowych na efektywność działania systemów kanalizacyjnych*, Projekt badawczy KBN nr 7 T07G 003.09, Politechnika Częstochowska-Politechnika Krakowska 1995-1998, s. 207.

[8] Dziopak J., Niemczynowicz J., *Vacuum-driven CSO detention tanks,* Urban Water Journal., No. 1, 1999, pp. 105-107.

[9] Dziopak J., Neverova-Dziopak E., Słyś D., *Analiza wpływu grawitacyjno-pompowych zbiorników wielokomorowych na efektywność działania systemów kanalizacyjnych i ochronę wód powierzchniowych*, Wniosek o finansowanie projektu badawczego przez KBN, Politechnika Rzeszowska, styczeń 2003.

[10] Rozporządzenie Ministra Ochrony Środowiska, Zasobów Naturalnych i Leśnictwa z dnia 05 listopada 1991 roku w sprawie warunków, jakim winny odpowiadać ścieki wprowadzane do wód płynących z przelewów burzowych kanalizacji ogólnospławnej, Warszawa 1991.

[11] Dziopak J. i inni, *Program ogólny rozbudowy i modernizacji gospodarki ściekowej w Głogowie. Budowa „Pod klucz" oczyszczalni ścieków w Głogowie*, Purac Water Sp. z o.o., Gdańsk-Warszawa-Kraków-Częstochowa-Lund 1997.

[12] Dziopak J., *Modernizacja kolektora ogólnospławnego K dla Śródmieścia miasta Opola*, Praca dla BPBS „CS Projwik" w Opolu, Kraków, kwiecień 1998, s. 18.

[13] Dziopak J., *Zbiornik retencyjny w kanalizacji*, Patent UP PRL Nr 130256, Warszawa 2 grudnia 1986.

[14] Dziopak J., Neverova-Dziopak E., Słyś D., *Grawitacyjno-pompowe zbiorniki retencyjne w systemach kanalizacji*, w: *Infrastruktura podziemna miast*, Politechnika Wrocławska, listopad 2002, s. 61-72.

[15] Neverova-Dziopak E., *Możliwości oceny pojemności ekologicznej zbiorników wodnych*, w: *Aktualne problemy budownictwa i inżynierii środowiska*, Rzeszów, wrzesień 2000, s. 263-270.

NEW ATTITUDE ON THE PROBLEMS OF WATER AND WASTE WATER MANAGEMENT

Summary

The elaboration of rational models of water and waste water management demands the change of attitudes as well as the existing technologies and ingineering solutions. Especially it is actual for the systems of waste water treatment and transportation. The solutions on the *„end of the pipe"* can not provide the improvement of surface water quality. Considering the development of water and waste water treatment technologies it is easy to predict the introducing of new experimental solutions in this branch, as well as appearance of new attitudes to the principles of elaboration of surface water quality standards. The retention processes of storm waters are the integral part of quality and quantity solutions in waste water management, and storage retention reservoirs is the main instrument of implementation of practical tasks of modernization and renovation of sewage systems. The next problem presented in the paper is the ecological rating of surface water quality. The new solutions are based on the integral criteria of ecological state of water basins. This theme is connected with system analysis of existing principles of estimastion of water and waste water quality standards and elaborating of the methodology of system approach to ecological rating of surface water quality taking into account the responses of ecosystems and their ecological capacity.

Piotr Krzysztof Tuz
Andrzej J. Królikowski

GOSPODARKA WODNO-ŚCIEKOWA STACJI PALIW PŁYNNYCH

Streszczenie

Stacje paliw płynnych w latach dziewięćdziesiątych przechodzą istotną metamorfozę. Zmienia się nie tylko wygląd zewnętrzny tych obiektów, ale i wachlarz proponowanych usług. Budowanych jest coraz więcej stacji paliw, a inwestorzy szukają coraz atrakcyjniejszych miejsc do ich lokalizacji. Obiekty te jednak muszą spełniać określone warunki, by nie powodować uciążliwości dla środowiska. Jednym z elementów, które decydują o minimalizacji zanieczyszczeń jest dobre rozpoznanie sytuacji wodno-ściekowej tych obiektów.

Wstęp

Stacja paliw to, zgodnie z definicją [12], zespół obiektów budowlanych, w którego skład mogą wchodzić: budynek, podziemne zbiorniki magazynowe paliw płynnych, podziemne lub naziemne zbiorniki gazu płynnego, odmierzacze paliw, instalacje technologiczne, wodociągowe i kanalizacyjne oraz energetyczne, urządzenia do wydawania gazu płynnego, podjazdy i zadaszenia oraz inne urządzenia usługowe.

Stacje paliw na całym świecie są postrzegane jako jeden z symboli rozwoju gospodarki rynkowej. Minęły już czasy, gdy na stacji oprócz ropy czy benzyny można było kupić jedynie oleje silnikowe i inne akcesoria samochodowe. Obecnie stacja paliw to zespół obiektów, w których skład wchodzą sklep (produkty, od pieczywa poprzez leki po alkohol), myjnia samochodowa i punkt czyszczenia wnętrz, bar, warsztat samochodowy, stacja kontroli pojazdów, toaleta, natrysk, parking, a nawet, co jest nowością, skrzynki pocztowe, lottomaty, punkty foto. Stacje przyciągają organizując programy lojalnościowe, wydając karty przedpłacone na paliwo „pre-paid". Stacje, oprócz oleju napędowego, benzyn sprzedają również gaz LPG oraz CNG.

Liczba stacji benzynowych w Polsce w 2002 roku szacowana jest na około 6610 (tabela 2) [1]. Strukturę stacji według głównych operatorów, do których należy 51% stacji w naszym kraju, przedstawiono w tabeli 1.

Tabela 1. Liczba stacji paliw głównych operatorów rynku detalicznego w Polsce

Sieć stacji	XII 1999 rok	XII 2000 rok	XII 2001 rok	X 2002 rok
Aral	75	99	119	128
BP	115	130	146	150
Esso	30	35	35	39
Conoco/Jet	38	43	45	51
Neste	-	16	21	27
Shell	87	154	197	205
Statoil	100	110	122	130
Preem	79	80	86	79
Rafineria Gdańska	235	299	312	310
PKN Orlen	2018	2077	2041	1955
Inne	Około 3300	3543	3712	3000

Źródło: [1].

mgr inż. Piotr Krzysztof Tuz, Politechnika Białostocka, Katedra Wodociągów i Kanalizacji; prof. dr hab. inż. Andrzej J. Królikowski, Politechnika Białostocka, Katedra Wodociągów i Kanalizacji

Tabela 2. Liczba stacji i wielkość zakupów paliwa w krajach Europy

Państwo	Liczba stacji ogółem	Liczba stacji na 100 km dróg	Roczne zużycie paliw na mieszkańca (ton)
Włochy	24800	3.7	1.44
Francja	16690	1.86	1.43
Niemcy	15244	2.3	1.42
Hiszpania	8038	2.3	1.65
Grecja	7310	6.2	1.21
Polska	**6610**	**1.7**	**0.45**
Austria	2990	2.3	1.31
Irlandia	2532	2.7	1.89
Węgry	1591	0.8	0.50
Rumunia	611	0.3	-
Czechy	575	1	0.71
Słowacja	350	1.9	0.59

Źródło: [6]

I. Gospodarka wodno-ściekowa stacji paliw

I.I. Zapotrzebowanie na wodę do celów bytowo-gospodarczych i przemysłowych

W przepisach normujących zużycie wody do różnych celów [14] nie wymienia się stacji paliw płynnych. Wśród obiektów wymienionych w dziale – handel, gastronomia i usługi wymienia się m.in. bary, restauracje, sklepy ze sprzedażą gotowych produktów spożywczych, niektóre zakłady usługowe. W dziale poświęconym normom zużycia wody dla obsługi pojazdów mechanicznych, maszyn rolniczych i warsztatów podane są normy zużycia wody do mycia samochodów i innych pojazdów. Wydaje się celowe przy określeniu zapotrzebowania na wodę dla stacji paliw płynnych wyznaczenie następujących pomocniczych wskaźników:

- całkowitą liczbę pracowników (ilość pracowników na jedną zmianę),
- liczbę klientów stacji (szacowana może być na podstawie natężenia ruchu, położenia stacji paliw, proponowanych usług lub innych stacji paliw tego samego koncernu w porównywalnej okolicy),
- inne usługi: sklep (asortyment), bar-restauracja (liczba miejsc), myjnia samochodowa (wydajność myjni, przewidywana liczba klientów, zastosowana technologia – odzysk wody),
- zapotrzebowanie na wodę na cele przeciwpożarowe.

Na podstawie danych z siedmiu stacji paliw zlokalizowanych na terenie miasta Białegostoku autorzy oszacowali zapotrzebowanie na wodę dla stacji paliw. Obiekty te podzielono na grupy ze względu na wyposażenie. Podział stacji według autorów można przeprowadzić następująco (sposób ogólny):

- stacja paliw z WC dla personelu (budynek kontenerowy),
- stacja paliw ze sklepem przystacyjnym i WC dla personelu i klientów,
- stacja paliw ze sklepem przystacyjnym, WC dla personelu i klientów, myjnią samochodów osobowych,
- stacja paliw ze sklepem przystacyjnym, WC dla personelu i klientów, myjnią samochodową, zakładem mechaniki pojazdowej.

Można także stację paliw podzielić ze względu na liczbę zamontowanych na stacji urządzeń (sposób szczegółowy):

- liczba personelu stacji i liczba zaworów czerpalnych w sanitariatach dla personelu,
- liczba zaworów czerpalnych w WC dla klientów,
- bar – restauracja dla klientów wg tabeli 3,
- myjnia samochodowa – według tabeli 3 lub Normy DIN 1988 lub [16] na podstawie liczby urządzeń wysokociśnieniowych,
- zakład mechaniki pojazdowej – na podstawie liczby zaworów czerpalnych i urządzeń wysokociśnieniowych,
- ilość wody do celów przeciwpożarowych,
- ilość wody do utrzymania czystości na terenie stacji paliw.

Wartości przedstawione w referacie obliczono na podstawie podziału ogólnego i zamieszczono w tabeli 3. Obliczenie zapotrzebowania na wodę do tabeli 3 wykonano według wzorów:

$$Q_{dśr} = LP \times q_{pd} + LK \times q_{kd} \quad (1)$$
$$Q_{rśr} = LP \times q_{pr} + LK \times q_{kr} \quad (2)$$
$$Q_{dśr} = LP \times q_{pd} + LK \times q_{kd} + S1 + M1 \quad (3)$$
$$Q_{rśr} = LP \times q_{pr} + LK \times q_{kr} + S2 + M2 \quad (4)$$
$$Q_{dśr} = LP \times q_{pd} + LK \times q_{kd} + S1 + M1 + ZM1 \quad (5)$$
$$Q_{rśr} = LP \times q_{pr} + LK \times q_{kr} + S2 + M2 + ZM2 \quad (6)$$

gdzie:
$Q_{dśr}$ – średnie dobowe zapotrzebowanie na wodę,
$Q_{rśr}$ – średnie roczne zapotrzebowanie na wodę,

LP – liczba pracowników stacji paliw,
LK – średnia liczba klientów stacji paliw (należy obliczyć na podstawie, np. ilości paragonów wystawianych na stacji paliw w okresie dłuższym, tj. przynajmniej kwartalnym),
q_{pd} – średnie dobowe zużycie wody przez pracownika stacji (stacja paliw z WC dla personelu),
q_{kd} – średnie dobowe zużycie wody przez klienta stacji paliw,
q_{rk} – średnie roczne zużycie wody przez pracownika stacji (stacja paliw z WC dla personelu),
q_{rk} – średnie roczne zużycie wody przez klienta stacji paliw,
S1/S2 – zużycie dobowe/roczne wody w sklepie przystacyjnym (należy uwzględnić tylko wtedy, jeżeli jest to oddzielne pomieszczenie, a obsługa sklepu nie wchodzi w skład pracowników stacji paliw),
M1/M2 – zużycie dobowe/roczne wody w myjni samochodowej (jeśli znana jest lub szacunkowo można ustalić liczbę klientów, można policzyć tę wartość wykorzystując dane zawarte w tabeli 3 na podstawie [14] lub przyjąć wartość określoną dla myjni (M1,M2) stacyjnych z tabeli 4),
ZM1/ZM2 – zużycie dobowe/roczne wody przez zakład mechaniki pojazdowej (jeśli znana jest liczba pracowników, można policzyć tą wartość wykorzystując dane zawarte w tablicy 3 na podstawie [14] dla zakładów pracy – przy pracach szczególnie brudzących lub ze środkami toksycznymi – na jednego zatrudnionego).

Tabela 3. Przeciętne normy zużycia wody do różnych celów

Rodzaj opracowania	Rodzaj zakładu	Przeciętne normy zużycia wody dm^3/j.o. × d	Przeciętne normy zużycia wody m^3/j.o. × m
Wskaźniki wg Rozporządzenia [16]	Kawiarnie, bary kawowe na jedno miejsce	25,0	0,8
	Sklepy ze sprzedażą gotowych produktów spożywczych na jednego zatrudnionego	40,0	1,2
	Zakłady pracy – przy pracach szczególnie brudzących lub ze środkami toksycznymi na jednego zatrudnionego	90,0	2,25
	Szalety publiczne (1 urządzenie = 1 wc)	100,0	3,0
	Myjnia samochodów osobowych (jedno mycie – cztery razy w miesiącu)	175	0,53
Opracowanie własne autorów	Stacja paliw z WC dla personelu	60-68 dm^3/pracownika × dobę	22-25 m^3/pracownika × rok
	Stacja paliw ze sklepem przystacyjnym i WC dla personelu i klientów	1)	2)
	Stacja paliw ze sklepem przystacyjnym, WC dla personelu i klientów, myjnią samochodów osobowych	3)	4)
	Stacja paliw ze sklepem przystacyjnym, WC dla personelu i klientów, myjnią samochodową, zakładem mechaniki pojazdowej	5)	6)

Źródło: [14] i rzeczywiste wartości różnie wyposażonych stacji paliw

Do załączonych wzorów (1, 6) obliczono na podstawie rzeczywistych danych jednostkowe wskaźniki zapotrzebowania na wodę. Przedstawia je tabela 4.

Tabela 4. Jednostkowe wskaźniki zapotrzebowania na wodę do prognozowania zużycia przez stacje paliw

Wskaźnik	Średnia dobowa	Średnia roczna
q_p	60-68,5 dm^3/pracownika × dobę	22-25 m^3/pracownika × rok
q_k	0,00057-0,0026 dm^3/klienta × dobę	0,00021-0,00095 m^3/klienta × rok
M	0,0031-0,064 dm^3/klienta × dobę	0,0011-0,0024 m^3/klienta × rok

Źródło: opracowanie własne.

2. Ilość i jakość ścieków powstających na stacji paliw

Z punktu widzenia prawidłowej obróbki ścieków powstających na terenie stacji paliw konieczne jest tworzenie oddzielnej kanalizacji dla ścieków sanitarnych. Zasadniczo na terenie stacji paliw można wydzielić trzy źródła powstawania ścieków:

- w wyniku obecności ludzi,
- na skutek opadów atmosferycznych,
- z działalności technologicznej.

Źródłami zanieczyszczenia są spływy deszczowe i roztopowe z nawierzchni, zrzuty niebezpiecznych substancji oraz ścieki bytowo-gospodarcze. Spływ wód opadowych może mieć charakter silnie zanieczyszczonych ścieków, zwłaszcza po długotrwałej pogodzie bezopadowej. Głównymi wskaźnikami zanieczyszczeń spływów są:

- zawiesiny [15],

- substancje ropopochodne, w tym węglowodory aromatyczne [15],
- metale ciężkie i inne substancje toksyczne,
- związki biogenne (azot, fosfor).

Na wartość stężenia (koncentracji) zanieczyszczeń wpływa charakterystyka zjawiska opadowego oraz rodzaju nawierzchni, jej stopień uszczelnienia, charakterystyka opadu (intensywność, czas trwania, długość przerw między opadami), hydraulika spływu po powierzchni.

Dla tego typu obiektów ilość ścieków bytowo-gospodarczych może być określana na około 90-95% zużycia wody na te cele. Stan i skład odprowadzanych ścieków będzie odpowiadał wartościom typowym, przeciętnie spotykanym dla tego typu ścieków i nie istnieją powody, dla których ścieki te nie mogłyby być odprowadzane do miejskiej sieci kanalizacyjnej. Inna sytuacja występuje na terenach wiejskich – rolniczych, gdzie bardzo często jeszcze nie podłączono tych obiektów do sieci kanalizacyjnej. Powstające ścieki muszą być oczyszczane i spełniać warunki określone w obowiązującym rozporządzeniu [15].

Ścieki powstające w wyniku mieszania się opadu atmosferycznego z rozlanym paliwem, w pracach porządkowych przez spłukiwanie utwardzonych powierzchni, kierowane są do wyodrębnionej kanalizacji, a z niej do oczyszczalni ścieków.

Ścieki przemysłowe, powstające w procesach technologicznych – przy czyszczeniu zbiorników, myciu beczek, przy pracach remontowych itp. – ujmowane są oddzielnie i odprowadzane do lokalnej oczyszczalni, skąd po podczyszczeniu polegającym na wstępnym oddzieleniu produktów naftowych od ścieków, kierowane są do kanalizacji deszczowo-przemysłowej. Podstawowym warunkiem ujęcia wszystkich ścieków deszczowo-przemysłowych jest prawidłowe ukształtowanie i uszczelnienie powierzchni terenu, na którym powstają. Place postojowe pojazdów oczekujących na napełnienie paliwem powinny posiadać odpowiednio duże spadki w kierunku wpustów kanalizacyjnych.

Zasadniczo można wyróżnić dwa systemy odwodnienia, tj. punktowe i liniowe. Przy odwodnieniu punktowym wyprofilowanie powierzchni terenu jest trudne do wykonania, a co za tym idzie – drogie. Dogodniejszym rozwiązaniem jest odwodnienie liniowe. Do toru rynien zbierających ścieki prowadzą dwie proste powierzchnie spływu. Spadek dla nich jest znacznie prostszy do wykonania niż przy odwodnieniu punktowym.

Na polskim rynku znajduje się bogaty asortyment rynien mogących sprostać wymaganiom co do szczelności, odporności na ścieranie i obciążenie mechaniczne wywołane ruchem pojazdów na stacjach. Najwłaściwsze do montowania na stacjach paliw wydają się rynny wykonane z polimer – betonu, ponieważ nie ma potrzeby stosowania przy nich części metalowych, a to stwarza większe bezpieczeństwo dla przejeżdżających pojazdów.

Uszczelnienie nawierzchni w rejonie zbiorników, placów manewrowych dla środków transportu zaopatrujących stację w paliwo, w okolicy magazynów, składów, instalacji technologicznych, miejsc dystrybucji paliwa musi spełniać wymagania ochrony środowiska, tzn. zabezpieczać grunt przed skażeniem węglowodorami.

W Polsce brak jest przepisów normujących to zagadnienie, można więc jedynie korzystając z doświadczeń państw uprzemysłowionych zalecać różne systemy i sposoby zabezpieczeń, jak na przykład: uszczelnienie nawierzchni placów i dróg wykonanych z betonu przepuszczalnego, uszczelnienie – wypełnienie spoin bloków betonowych o różnych profilach, stosowanie szczelnych prefabrykatów. Szczelność i odporność betonu na działanie olejów i paliw uzyskuje się przez zastosowanie właściwych procesów technologicznych przy ich wytwarzaniu lub przez nałożenie warstwy trwałej powłoki ochronnej z rożnego rodzaju epoksydów [16].

Substancje pochodne od ropy naftowej mogą występować w ściekach w różnych postaciach:

- jako rozpuszczone (w niewielkiej ilości),
- zemulgowane,
- w formie, która umożliwia ich bezpośrednie odseparowanie (emulsje stabilne).

Stan zanieczyszczenia ścieków powstałych w wyniku opadów atmosferycznych zależy od zabrudzenia powierzchni zmywania oraz od wielkości i czasu trwania deszczu, zaś stopień zabrudzenia powierzchni terenu stacji od stanu technicznego instalacji związanych z przeładunkiem, magazynowaniem, transportem paliwa oraz od częstotliwości zmywania.

Do wód płynących mogą być wprowadzane ścieki, jeżeli wskaźniki zanieczyszczeń w nich zawartych nie przekraczają wartości określonych w rozporządzeniu Ministra Środowiska z dnia 29 listopada 2002 r. w sprawie warunków, jakie należy spełnić przy wprowadzaniu ścieków do wód lub do ziemi oraz w sprawie substancji szczególnie szkodliwych dla środowiska wodnego [15].

Przewiduje ono między innymi, iż wody opadowe i roztopowe ujęte w szczelne, otwarte lub zamknięte systemy kanalizacyjne z powierzchni szczelnej obiektów magazynowania i dystrybucji paliw o natężeniu odpływu wyższym od spowodowanego opadem o częstości występowania jeden raz w roku i czasie trwania 15 minut, powinny być oczyszczone przed wprowadzeniem do wód lub do ziemi w taki sposób, aby w odpływie zawartość zawiesin ogólnych nie była większa od 100 mg/l, a substancji ropopochodnych – nie większa niż 15 mg/l. Przed urządzeniami służącymi do oczyszczania ścieków należy zastosować przelewy burzowe umożliwiające bezpośredni zrzut ilości wód opadowych i roztopowych powyżej wartości, o której mowa w ust. 1, do odbiornika. Dopuszcza się zrzut wód opadowych z przelewów kanalizacji deszczowej do jezior oraz innych zbiorników wodnych o ciągłym dopływie lub odpływie wód powierzchniowych, a także do wód znajdujących się w sztucznych zbiornikach wodnych usytuowanych na wodach płynących, jeżeli roczna liczba zrzutów nie jest większa niż 5. Średnią roczną liczbę zrzutów określa się na podstawie obserwacji opadów z okresu co najmniej 10 lat, lub wyników badań działania istniejących przelewów burzowych.

Ocena spełnienia przez wody opadowe oraz zrzuty burzowe stawianych im wymagań dokonuje się na podstawie kontroli eksploatacji urządzeń oczyszczających, przeprowadzanych co najmniej raz na sześć miesięcy. W badaniach

próbek ścieków oraz próbek wód, do których ścieki są wprowadzane, stosuje się następujące metodyki referencyjne analizy:

- substancje ekstrahujące się eterem naftowym – metoda wagowa,
- substancje ropopochodne – spektrofotometria w podczerwieni IR,
- zawiesiny łatwo opadające – pomiar w leju Imhoffa,
- zawiesiny ogólne – filtracja przez membranę 0,45 l/m lub odwirowanie przynajmniej przez 5 minut ze średnim przyspieszeniem 2.800-3.200 g, suszenie w temp. 105°C i ważenie.

Substancje szczególnie szkodliwe dla środowiska wodnego, powodujące zanieczyszczenie wód, które powinny być eliminowane, to między innymi trwałe oleje mineralne i węglowodory, trwałe syntetyczne substancje, które mogą pływać, pozostawać w zawieszeniu lub tonąć i które mogą kolidować z jakimikolwiek sposobami wykorzystania wód powierzchniowych. Substancje szczególnie szkodliwe dla środowiska wodnego powodujące zanieczyszczenie wód, które powinny być ograniczane, to nietrwałe oleje mineralne i węglowodory ropopochodne [15].

Jeśli przewidziano, iż ścieki będą wprowadzane do systemu kanalizacyjnego, to muszą one spełnić warunki określone w Rozporządzeniu Ministra Infrastruktury z dnia 20 lipca 2002 r. w sprawie sposobu realizacji obowiązków dostawców ścieków przemysłowych oraz warunków wprowadzania ścieków do urządzeń kanalizacyjnych [17].

Parametry jakościowe określone w tym przepisie prawnym, jeśli chodzi o substancje ropopochodne i ekstrahujące się eterem naftowym są takie same, jak w [15], zaś zawiesiny ogólne określić należy na podstawie dopuszczalnego obciążenia oczyszczalni ładunkiem tych zanieczyszczeń.

Z przytoczonych powyżej aktów prawnych jasno wynika, iż ścieki ze stacji paliw muszą być podczyszczane przed ich wprowadzeniem do wód i do ziemi oraz do urządzeń kanalizacyjnych..

3. Urządzenia do podczyszczania ścieków z substancji ropopochodnych

W zależności od formalnych wymagań, ścieki ze stacji paliw poddawane są różnym procesom technologicznej obróbki, opartym na sedymentacji, flokulacji, flotacji, koalescencji, adsorpcji. Najprostsze oczyszczalnie ścieków, które mogą być instalowane na stacjach paliw, składają się z odstojnika – piaskownika i separatora koalescencyjnego.

Separator koalescencyjny działa na zasadzie grawitacyjnego rozdziału olejów i wody dzięki różnicy ciężarów właściwych. Podczas przepływu przez separator drobne krople substancji lekkich ulegają łączeniu (kropla-kropla) lub też dochodzi do połączenia substancji lekkich z warstwą tejże substancji na wkładzie koalescencyjnym (koalescenja typu kropla – warstwa graniczna). Prędkość wznoszenia się kropli wzrasta wraz ze wzrostem jej średnicy (prawo Stockes'a). Wylot ścieków oczyszczonych z substancji lekkich znajduje się poniżej powierzchni ich wznoszenia. Separatory koalescencyjne powinny pracować w układzie razem z piaskownikiem. Zasada ta pozwala na uchronienie separatora przed zanieczyszczeniem zawiesinami.

Wymiarowanie separatora koalescencyjnego odbywa się zgodnie z normą DIN 1989. Wielkość nominalną separatora (NG) należy obliczyć uwzględniając takie czynniki, jak: ilość zanieczyszczeń, ciężar właściwy substancji do odseparowania, ilość ścieków opadowych i przemysłowych, uwarunkowania szczególne (np. lokalizację oraz układ sieci kanalizacyjnej). Wzór do ustalenia wielkości nominalnej przyjmuje następującą postać:

$$NG = (Qd+2Qs)fd \quad (7)$$

gdzie:

NG – wielkość nominalna separatora [-],
Qd – ilość ścieków opadowych [dm^3/s],
Qs – ilość ścieków przemysłowych [dm^3/s],
fd – współczynnik zależny od ciężaru właściwego cieczy lekkich do odseparowania [-], [16].

Dobór współczynnika fd odbywa się na podstawie tabeli 4 [16]. Dla stacji paliw, myjni samochodowych przyjmuje się zazwyczaj współczynnik fd = 1.

Tabela 4. Wartości współczynnika ciężaru właściwego

Współczynnik ciężaru właściwego fd	Ciężar właściwy miarodajnej cieczy lekkiej [g/cm^3]
1	do 0,85
2	0,85÷0,90
3	0,90÷0,95

Źródło: [16].

Minimalna wartość natężenia deszczu do obliczenia spływu deszczowego wynosi 150$dm^3/s \times ha$, a współczynnik spływu $\Psi = 1$.

Przy wymiarowaniu separatora oblicza się również ilość ścieków przemysłowych. Stanowić one mogą mieszaninę ścieków z:

- zaworów czerpalnych,
- myjni samochodowych,
- wysokociśnieniowych urządzeń czyszczących.

Ilość ścieków z zaworów czerpalnych ustala się wg normy DIN 1989 w oparciu o tabelę 5. Ilość ścieków z wysokociśnieniowych urządzeń czyszczących należy przyjąć według następującego schematu:

- dla pierwszego urządzenia wysokociśnieniowego przyjmuje się niezależnie od zużycia wody 2,0 dm^3/s,
- dla każdego następnego urządzenia wysokociśnieniowego przyjmuje się 1,0 dm^3/s.

O ile na wyposażeniu myjni automatycznej znajduje się tylko jedno urządzenie wysokociśnieniowe pracujące w połączeniu z nią, to zużycie należy przyjąć równe 1,0 dm^3/s. Dla myjni ręcznej należy uwzględnić liczbę zaworów czerpalnych oraz liczbę wysokociśnieniowych urządzeń przeznaczonych do mycia. Dla myjni automatycznych należy przyjmować wartość równą 2 dm^3/s dla każdego stanowiska lub ciągu technologicznego myjni. Dodatkowo należy doliczyć dla każdego urządzenia wysokociśnieniowego ilość ścieków zgodnie z wytycznymi przedstawionymi powyżej. Dla myjni z wysokim zużyciem wody w procesie mycia należy przyjmować jej rzeczywiste zużycie. Nie można ograniczać ilości wody dla myjni wyposażonych w urządzenia do jej odzysku. Odzysk wody w myjni może stanowić nawet 80-85%, a więc woda uzupełniająca obieg stanowi w tym wypadku 15-20% rzeczywistego zużycia.

Tabela 5. Ilość ścieków z zaworów czerpalnych

Liczba miejsc czerpalnych	Średnica nominalna zaworu czerpalnego		
	DN15	DN20	DN25
	Gwint odpowiadający kurkowi		
	R 1/2"	R 3/4"	R l"
	Ilość ścieków [dm^3/s]		
1	0,5	1,0	1,7
2	1,0	2,0	3,5
3	1,5	3,0	5,0
4	2,0	4,0	7,0
7	3,0	6,0	10,0
10	4,0	8,0	14,0

Źródło: [16].

Podsumowanie

W referacie zaprezentowano problematykę wodno-ściekową stacji paliw płynnych, obiektów powszechnie budowanych w Polsce w ostatnich latach, które mogą stwarzać uciążliwości dla otaczającego je środowiska. Dobre rozeznanie tej problematyki jest podstawą do zaproponowania racjonalnych i skutecznych rozwiązań.

Literatura

[1] *Zachodnie koncerny w Polsce,* „Stacja Paliw" 2002 nr 12, s. 20.
[2] *Separator z by-passem?* „Stacja paliw" 2002 nr 12, s. 51.
[3] *By stacje były zielone. Problemy z utylizacją odpadów,* „Stacja paliw" 2002 nr 9, s. 40.
[4] *Pora na separator,* „Stacja paliw" 2002 nr 8, s. 44-46.
[5] *Expol-trwają negocjacje w sprawie budowy MOP-ów,* „Stacja benzynowa" 2002 nr 11, s. 37.
[6] *Zaciasne na deszcz,* „Stacja paliw" 2002 nr 11, s. 60-64.
[7] *Beton to za mało. Szczelna nawierzchnia przy dystrybutorze,* „Stacja paliw" 2002 nr 10, s. 54-55.
[8] *Plastik kontra stal. Instalacje paliwowe,* „Stacja paliw" 2002 nr 10, s. 58.
[9] Ustawa z dnia 7 lipca 1994 r. o zagospodarowaniu przestrzennym (Dz.U. z 1999 r. Nr 15, poz. 139 ze zmian.; Dz.U. Nr 111, poz. 1279 z 1999 r.; Dz.U. Nr 14, poz. 124 z 2001 r., Dz.U. Nr 154, poz. 1804 z 2001 r.).
[10] Ustawa z dnia 7 lipca 1994 roku – *Prawo budowlane* (tekst jednolity Dz.U. z 2000 r. Nr 106, poz. 1126 z późn. zm.; Dz.U. z 2001 r. Nr 129, poz. 1439).
[11] Rozporządzenie Ministra Gospodarki z 20 września 2000 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać bazy i stacje paliw płynnych, rurociągi dalekosiężne do transportu ropy naftowej i produktów naftowych i ich usytuowanie (Dz. U. Nr 98, poz. 1067) z późn. zm. (Dz. U. z 2003 Nr 1, poz. 8).
[12] Rozporządzenie Ministra Gospodarki z 30 lipca 2001 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać sieci gazowe (D.U. Nr 97, poz. 1055).
[13] Podniało A., *Paliwa, oleje i smary w ekologicznej eksploatacji,* WN-T, Warszawa 2002.
[14] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z 14 stycznia 2002 r. w sprawie przeciętnych norm zużycia wody (Dz. U. Nr 8, poz. 70).
[15] Rozporządzenie Ministra Środowiska z 29 listopada 2002 r. w sprawie warunków, jakie należy spełnić przy wprowadzaniu ścieków do wód lub do ziemi oraz w sprawie substancji szczególnie szkodliwych dla środowiska wodnego (Dz.U. Nr 212, poz.1799 z 2002 r.).
[16] Edel R., *Odwodnienie dróg,* Wydawnictwo Komunikacji i Łączności, Warszawa 2002.
[17] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z 20 lipca 2002 r. w sprawie sposobu realizacji obowiązków dostawców ścieków przemysłowych oraz warunków wprowadzania ścieków do urządzeń kanalizacyjnych (Dz.U. Nr 129, poz. 1108).

Niniejszy referat jest wynikiem realizacji pracy statutowej Nr S/IIŚ/24/01.

WATER-SEWAGE SYSTEM AT PETROL STATIONS

Summary

For the last years petrol stations have been changing. Both their outward appearance and a range of service are changing. There are more and more stations built in attractive locations. Moreover, specific conditions must be fulfilled by the stations not to be troublesome for the environment. Consequently, good identification of water-sewage situation is one of the elements that decides about minimizing pollution.

Gerhard Bartodziej
Zdzisław Korzuch
Michał Tomaszewski

MOŻLIWOŚCI ZASTOSOWANIA BAZ DANYCH GIS ORAZ RACHUNKU EKONOMICZNEGO W OCHRONIE ŚRODOWISKA

Streszczenie

W artykule przedstawiono możliwości oraz przykłady zastosowania programów: MINI GIS (zarządzanie oraz aktualizacja informacji o urządzeniach technicznych terenu) oraz KOS (obliczanie kosztów odbioru ścieków) opracowanych w Politechnice Opolskiej. Przedstawiono przykłady praktycznego zastosowania systemów informacji przestrzennej oraz narzędzi umożliwiających analizę ekonomiczną kosztów systemów wodociągowych i kanalizacyjnych oraz korzyści płynące z wykorzystania tego typu oprogramowania w przedsiębiorstwach wodociągowo-kananalizacyjnych lub jednostkach samorządowych.

Wstęp

Znaczna część przedsięwzięć z zakresu ochrony środowiska realizowana jest przez samorządy – głównie gminne. Wszelkie przedsięwzięcia zarówno organizacyjne, jak i techniczne wymagają podejmowania decyzji o wydatkowaniu pieniędzy z reguły poprzez budżety gmin czy powiatów. Racjonalne wydatkowanie społecznych pieniędzy wymaga spełnienia wielu warunków, a przede wszystkim poparcia decyzji o rzetelne informacje i analizy ekonomiczne. W polskich samorządach obecnie największe znaczenie ma zapewnienie mieszkańcom dobrej wody do picia, co wiąże się bardzo często z koniecznością uporządkowania gospodarki ściekami oraz odpadami stałymi.

Gospodarka wodno-ściekowa stanowi składnik planowania przestrzennego na terenie gminy. Jest zatem logiczne gromadzenie odpowiednich informacji w przestrzennie zorientowanych bazach danych (GIS).

Podstawą takich baz danych jest zapisana na nośniku elektronicznym mapa terenu lub zdjęcie lotnicze „osadzone na współrzędnych", czyli tak zwymiarowane, aby możliwe było posługiwanie się nim w taki sam sposób jak mapą (zachowanie skali, kierunków itp.). Możliwe jest również „nałożenie" mapy na zdjęcie lotnicze, co daje nowe możliwości identyfikacji różnych obiektów. Przy planowaniu i analizach dotyczących większych obszarów możliwe jest korzystanie ze zdjęć satelitarnych, przy wykorzystaniu tego samego sprzętu, oprogramowania i sposobu postępowania jak dla map i zdjęć lotniczych.

Podstawową barierę w stosowaniu dobrze zorganizowanych baz danych GIS oraz rachunku ekonomicznego stanowią w każdej gminie koszty oprogramowania, sprzętu komputerowego oraz wyszkolenia obsługi. Na rynku polskim oferowane są duże systemy oprogramowania GIS pochodzące z USA (MapInfo, ArcView, CGeo oraz AutoCAD Map). Koszty licencji na jedno stanowisko komputerowe wyrażają się zwykle liczbą dwucyfrową, a instrukcje obsługi programu liczą kilkaset stron. Opanowanie takiego oprogramowania wymaga wysokich kwalifikacji i bardzo dużego nakładu pracy. Programy te spełniają dobrze oczekiwania w biurach projektowych i pracowniach geodezyjnych. Zdaniem autorów nie nadają się do stosowania w przeciętnej gminie, na kilku stanowiskach jednocześnie.

W praktyce w przeciętnej, dobrze zorganizowanej gminie rejestruje się:
- źródła zanieczyszczeń wód podziemnych i powierzchniowych,
- miejsca składowania odpadów stałych,
- sieci wodociągowe i kanalizacyjne oraz oczyszczalnie ścieków,
- sposób użytkowania terenów (plany zagospodarowania przestrzennego).

Te wszystkie zapisy mogą być dokonywane w elektronicznych GIS bazach danych, podobnie jak:
- ewidencja dróg wraz z zimowym utrzymaniem,
- ewidencja sieci elektrycznych, telekomunikacyjnych,
- ewidencja sieci gazowych,
- ewidencja kanalizacji deszczowej.

W Politechnice Opolskiej opracowano [4] oprogramowanie umożliwiające zapisy wszelkich informacji w bazach danych opartych o mapy i zdjęcia lotnicze MiniGIS. Koszt licencji może być wielokrotnie niższy (nawet 5-krotnie) niż standardowych programów amerykańskich oferowanych na rynku polskim. Obsługa programu MiniGIS jest prosta i możliwa do opanowania w ciągu jednego dnia przez osoby sprawnie posługujące się systemem Windows.

prof. dr hab. inż. Gerhard Bartodziej, Politechnika Opolska, Katedra Elektrowni i Systemów Pomiarowych; mgr inż. Zdzisław Korzuch, Politechnika Opolska, Katedra Elektrowni i Systemów Pomiarowych; mgr inż. Michał Tomaszewski, Politechnika Opolska, Katedra Elektrowni i Systemów Pomiarowych

I. Zatosowanie Systemu MiniGIS

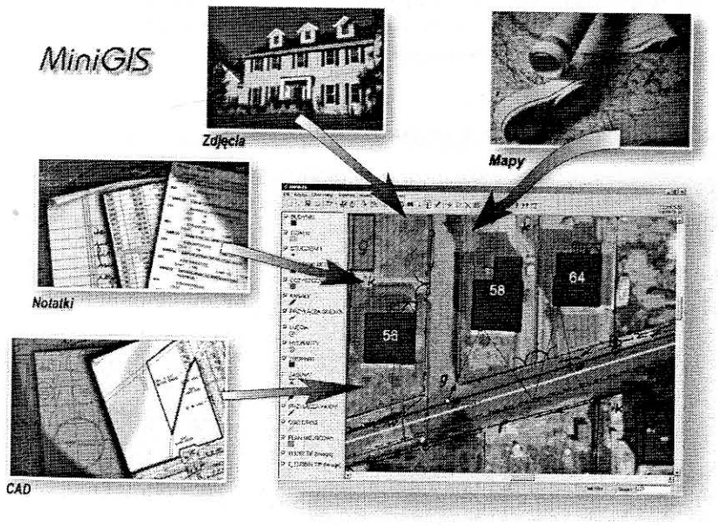
I.I. Właściwości programu

MiniGIS jest nowym narzędziem do zarządzania, aktualizacji i modelowania informacji o urządzeniach technicznych terenu. Może ono być wykorzystane przez szereg służb zajmujących się obsługą, zarządzaniem i rozwojem sieci wodociągowych, kanalizacyjnych, energetycznych, telekomunikacyjnych. Zastosowanie tego systemu przyniesie między innymi następujące korzyści:
- szczegółową ewidencję infrastruktury sieciowej (rurociągi, przyłącza, odbiorcy, wodomierze, studnie kanalizacyjne...),
- uporządkowaną dokumentację, plany, rysunki szczegółowe, ułatwi wydawanie dokumentacji technicznej,
- umożliwi rejestrację awarii, przerw w dostawie wody, usterek zgłaszanych przez odbiorców,
- planowanie remontów i modernizacji sieci,
- wspomaganie obsługi klientów – szybka lokalizacja elementów sieci (na przykład najbliższej studzienki).

MiniGIS udostępnia wszystkie te funkcje w jednym, zintegrowanym środowisku informatycznym. Zastosowanie tego typu oprogramowania znacząco podnosi jakość świadczonych usług oraz wydajność i komfort pracy. Zróżnicowanie poszczególnych zakładów pod względem uporządkowania czy automatyzacji poszczególnych procesów uniemożliwia zastosowanie jednolitego systemu. Dlatego MiniGIS należy postrzegać jako aplikację, którą podczas wdrożenia dostosowuje się do specyfiki danego przedsiębiorstwa modyfikując w różnym stopniu zaimplementowane funkcjonalności.

System ten umożliwia pracę z mapami cyfrowymi, zeskanowanymi zdjęciami lotniczymi lub satelitarnym, bazami danych przechowującymi dane tekstowe lub zdjęcia obiektów (rysunek 1).

Rysunek 1. Rodzaje danych możliwych do implementacji w systemie



MiniGIS to:

Rysunek 2. Przykładowe formatki baz danych przypisane obiektom graficznym

☑ **Prosta obsługa poprzez GUI**
(Graficzny interfejs użytkownika)

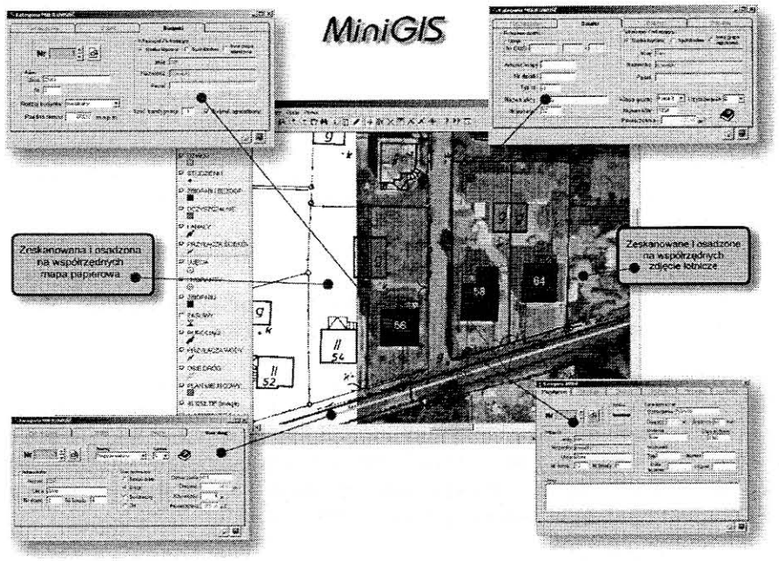
☑ **Wizualizacja danych**
- *Klasyfikacje*
- *Filtracja danych*
- *Edytor legendy*
- *Określenie zakresu skali wyświetlania*

☑ **Wyszukiwanie obiektów**
Konstruktor zapytań bazujący na opisowych atrybutach obiektów

☑ **Integracja danych**
Współpraca z wieloma formatami danych wektorowych i rastrowych

☑ **Zintegrowana edycja**
Narzędzia do edycji danych geometrycznych z jednoczesną edycją danych opisowych

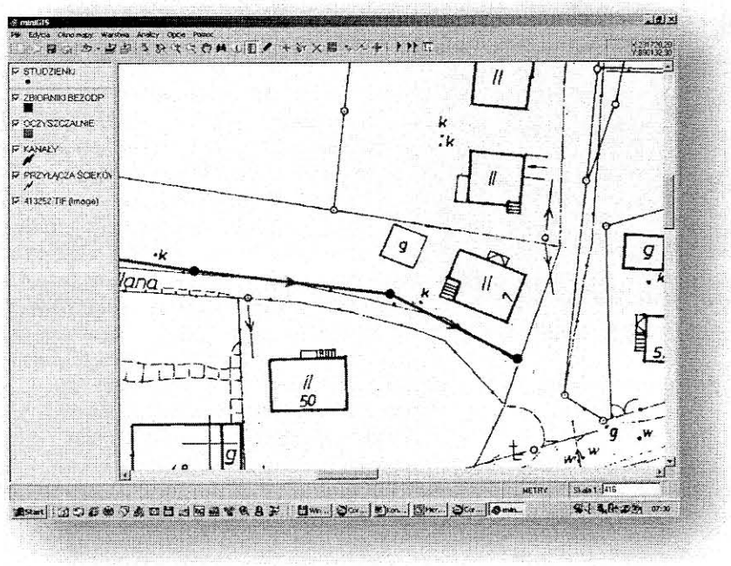
☑ **Analizy bazujące na położeniu**
- *Analizy odległościowe*
- *Analizy położenia względem innych obiektów*



1.2. Zastosowanie do zapisu systemów wodociągowych i kanalizacyjnych

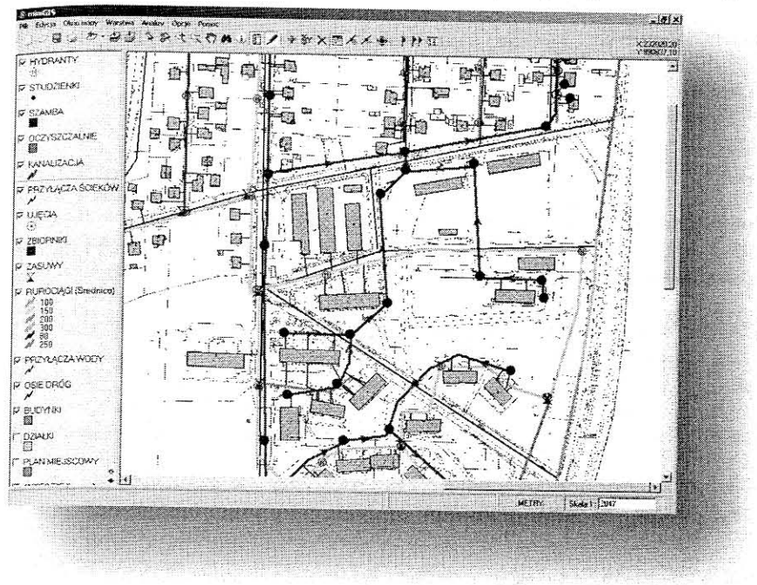
Kategorie **Woda** oraz **Ścieki** zawierają warstwy tematyczne umożliwiające szczegółowy opis sieci wodociągowych i kanalizacyjnych. Wbudowane w programie funkcje ułatwiające wprowadzanie danych pozwalają na automatyczne wyznaczenie spadku procentowego oraz kierunku spływu sieci kanalizacyjnej (rysunek 3). Wyznaczenie tych parametrów odbywa się na podstawie rzędnych dna studzienek, do których przyłączony jest kanał.

Rysunek 3. Automatyczne wyznaczenie spadku procentowego oraz kierunku spływu



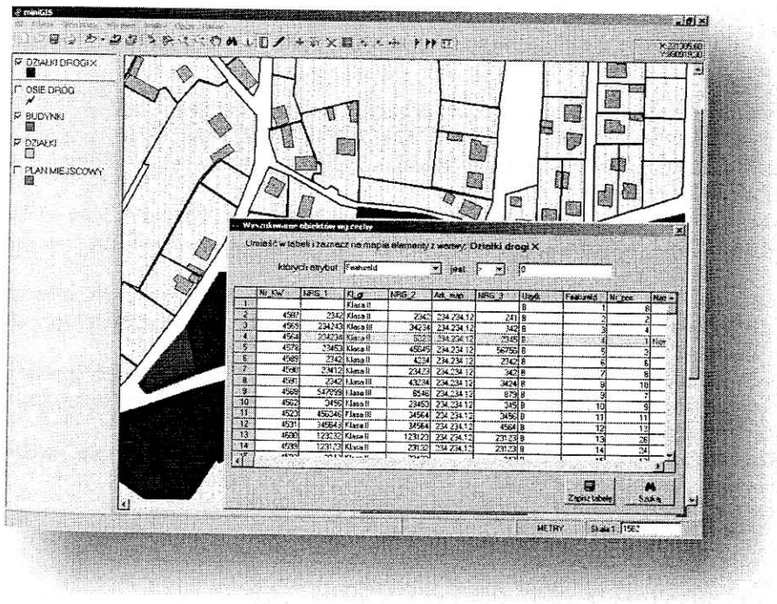
MiniGIS umożliwia również podział wybranej warstwy na legendę (rysunek 4). Zastosowanie tej funkcji zwiększa przejrzystość mapy. Podział na legendę umożliwia indywidualne określenie wyglądu obiektów posiadających ten sam wpis w bazie danych (na przykład średnica rurociągu = 300).

Rysunek 4. Podział na legendę warstwy RUROCIĄGI wg atrybutu średnica



Oprogramowanie nasze daje możliwość szybkiego wyszukania obiektów spełniających określone kryteria (rysunek 5). Tak przygotowaną tabelę tekstową można zapisać do pliku, by następnie importować ją do programu Excel w celu dalszego opracowania (na przykład wyznaczenie indywidualnej taryfy opłat za odbiór ścieków).

Rysunek 5. Wyszukiwanie obiektów spełniających określone kryterium



2. Rachunek ekonomiczny w ochronie środowiska

2.1. Informacje ogólne

Przy podejmowaniu decyzji o wydatkowaniu pieniędzy publicznych obowiązuje zasada racjonalności, która winna prowadzić do realizacji zadania przy najniższych kosztach. To ogólne stwierdzenie znane jest wszystkim. W praktyce najczęściej prowadzi to do wyboru rozwiązań o najniższych kosztach inwestycyjnych, drogich w eksploatacji, niezapewniających optymalnych parametrów. Przy projektowaniu systemów zaopatrzenia w wodę, oczyszczalni ścieków i sieci kanalizacyjnych konieczne jest przedstawienie struktury docelowej systemu i wykazanie,

przy pomocy obliczeń ekonomicznych, że ta struktura jest optymalna. Oznacza to w praktyce potrzebę uwzględnienia w rachunku ekonomicznym wszystkich składników kosztów w całym okresie eksploatacji:

- nakładów inwestycyjnych z uwzględnieniem źródeł kapitału i jego kosztów,
- kosztów eksploatacyjnych (obsługi, materiałów, energii i innych),
- podatków i opłat za użytkowanie środowiska,
- zawodności (kosztów związanych z awariami i zużyciem urządzeń),
- kosztów ogólnych i handlowych (zarządzania, zbierania opłat).

Rachunek ekonomiczny może pozwolić na wyznaczenie racjonalnej kolejności realizowania przedsięwzięć, np. budowy oczyszczalni i sieci kanalizacyjnych dla poszczególnych miejscowości na terenie gminy. Jest oczywiste, że w pierwszej kolejności należy podejmować zadania zapewniające najkrótszy okres zwrotu kapitału, czyli praktycznie o najwyższej efektywności ekonomicznej. Rachunek ekonomiczny może być narzędziem wyboru rozwiązań technicznych, Rozwiązania o najniższych kosztach inwestycyjnych nie zapewniają w olbrzymiej większości przypadków najwyższej efektywności ekonomicznej.

Dla mieszkańca gminy istotna jest informacja o koszcie usługi dostawy wody lub odbioru ścieków. Rachunek ekonomiczny umożliwia wyznaczenie kosztu dostawy wody lub odbioru ścieków na etapie projektowania. Obecnie podejmuje się wiele nieracjonalnych decyzji inwestycyjnych w gminach, finansowanych z funduszy UE (ISPA, SAPARD), na przykład budowy kosztownych systemów kanalizacyjnych w ubogich wsiach. Koszty odbioru 1 m^3 ścieków mogą wykraczać znacznie poza zdolności płatnicze mieszkańców. Autorzy rejestrowali projekty, w których odbiór 1 m^3 ścieków winien kosztować 10-20 zł.

Obowiązujące prawo [1], [2] wymaga pokrywania przez odbiorcę całości kosztów dostawy wody lub odbioru ścieków. Do czasu pełnego wejścia w życie reguł UE możliwe jest dotowanie dostawy wody lub odbioru ścieków z budżetów gmin.

2.2. Program KOS

W Politechnice Opolskiej opracowano program komputerowy KOS (Koszty Odbioru Ścieków), który umożliwia analizę ekonomiczną systemów kanalizacyjnych. Ten sam program może być wykorzystany do analizy kosztów systemów wodociągowych. Program KOS opracowano dla środowiska Windows przy wykorzystaniu programów Word i Excel. Zawiera on opis poszczególnych wielkości, oznaczenia, jednostki oraz tablice do wypisywanie danych i odczytu wyników. Program podzielono na 6 bloków o różnych zadaniach:

- Wyznaczanie parametrów modelu sieci,
- Wyznaczanie kosztów inwestycyjnych,
- Określenie sposobu finansowania inwestycji,
- Obliczenie kosztów amortyzacji,
- Obliczenie kosztów jednostkowych,
- Obliczenie ceny 1m^3 ścieków według taryfy I członowej – wszystkie koszty obciążają każdy m^3 ścieków,
- Obliczenie ceny 1m^3 ścieków według taryfy II członowej – w której rozróżnia się koszty stałe i koszty zmienne.

Część stała opłaty odpowiadałaby kosztom stałym systemu kanalizacyjnego przeliczonym na 1 przyłącze i rozłożonym odpowiednio w czasie (rachunek miesięczny).

Część zmienna opłaty odpowiadałaby kosztom zmiennym systemu kanalizacyjnego (zależnym od ilości ścieków i ładunku zanieczyszczeń) odpowiadającym ilości ścieków i ładunkowi zanieczyszczeń odbieranych od użytkownika (rachunek miesięczny).

Oba sposoby wyliczenia opłaty przedstawione w programie KOS dają identyczny wynik w rocznym bilansie kosztów przedsiębiorstwa. Taryfa II członowa (w porównaniu z I członową) premiuje użytkowników dostarczających duże ilości ścieków i bardziej obciąża użytkowników o małym zrzucie.

Program został wykorzystany do planowania sieci wodociągowych i kanalizacyjnych w wybranych gminach województwa opolskiego [5,6,7], umożliwiając racjonalne ukształtowanie sieci, a także wyznaczenie taryf opłat, które zapewniłyby równowagę ekonomiczną przedsiębiorstwom wodociągowo-kanalizacyjnym.

Z naszych doświadczeń wynika, że rozwiązania „intuicyjne", oczywiste „na pierwszy rzut oka", nie zawsze wytrzymują próbę rachunku ekonomicznego.

Wnioski

Przedsięwzięcia inwestycyjne w ochronie środowiska wymagają analizy rzetelnych zbiorów informacji (danych) z możliwie długiego okresu czasu, obejmujących określoną przestrzeń. Konieczne jest zatem tworzenie odpowiednich baz danych.

Narzędziem dla prowadzenia baz danych dla celów ochrony środowiska mogą być programy GIS. Politechnika Opolska proponuje własny, tani, program „MiniGIS" przystosowany do potrzeb samorządów gminnych i powiatowych.

Rachunek ekonomiczny, zgodny z obowiązującymi standardami (MSR), winien być podstawą wyboru rozwiązań technicznych, technologicznych oraz kolejności realizacji etapów inwestycji służących ochronie środowiska.

Przed podjęciem inwestycji winien być wyznaczony koszt produktu lub usługi, na przykład koszt dostawy 1 m^3 wody, odbioru 1 m^3 ścieków lub usunięcia jednostki ładunku zanieczyszczenia, zapewniający równowagę ekonomiczną przedsiębiorstwu.

W Politechnice Opolskiej opracowano program KOS, który umożliwia analizę kosztów systemów wodociągowych i kanalizacyjnych.

Literatura

[1] Ustawa z dnia 7 czerwca 2001 r. o zbiorowym zaopatrzeniu w wodę i zbiorowym odprowadzaniu ścieków, (Dz. U. Nr 72, poz. 747).

[2] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 12 marca 2002 r w sprawie określania taryf, wzoru wniosku o zatwierdzenie taryf oraz warunków rozliczeń za zbiorowe zaopatrzenie w wodę i zbiorowe odprowadzanie ścieków (Dz. U. Nr 26, poz.257).

[3] Bartodziej G, Kryza J., *Modelowanie gospodarki wodnej rejonu Strzelce Opolskie*, w: *Proc. Of 10th International Symposium „Short-Circuit Currents in Power System"*, Łódź 2002

[4] Bartodziej G., Korzuch Z., *Wykorzystanie systemów informacji przestrzennej w gospodarce elektroenergetycznej*, Zeszyty Naukowe Politechniki Opolskiej, Nr 280/2002 z.51, Opole 2002.

[5] Bartodziej G., Korzuch Z., Tomaszewski M., Waloszyński M., Kucharz G., *Koncepcja gospodarki ściekowej w gminie Strzelce Opolskie*, Zarząd Miasta Leśnica, Opole 2002.

[6] Bartodziej G., Tomaszewski M., *Analiza ekonomiczna gospodarki ściekowej dla gminy Leśnica*, Zarząd Miasta Leśnica, Opole 2002.

[7] Bartodziej G., Tomaszewski M., *Wyznaczanie taryf opłat za usługi dostawy wody oraz odbioru ścieków*, w: *Taryfy opłat za wodę i ścieki*, Opole 2002.

APPLICATION OF GIS DATA BASES AND ECONOMIC CALCULATION FOR ENVIRONMENTAL PROTECTION

Summary

The article discusses various possibilities and examples of MINI GIS programs applications (management and updating of information concerning technical devices of terrain) and KOS (calculation of sewage collection expenses) which were worked out at the Technical University of Opole. There are put forward some examples of application in practice geometrical information systems and instruments that enable to carry out an economical analysis of water supply and sewerage systems expenses. The analysis concerned also some benefits followed from making use of this kind of software in a water supply-and-sewage firm or local governmental units.

Alfred Dubicki
Halina Florczyk-Gołowin

OGRANICZENIE ZANIECZYSZCZENIA WÓD RZEKI ODRY W WYNIKU REALIZACJI INWESTYCJI OCHRONNYCH OBJĘTYCH PROGRAMEM SZYBKIEGO DZIAŁANIA

Streszczenie

Na tle założeń *Programu szybkiego działania nad ochroną Odry przed zanieczyszczeniem* przedstawiono ocenę stanu realizacji inwestycji ochronnych w zakresie punktowych komunalnych i przemysłowych źródeł zanieczyszczeń, których zakończenie przewidziane było do końca 2002 roku. Oparta na bezpośredniej inwentaryzacji ocena stanu zaawansowania prac związanych z budową oczyszczalni miejskich i przemysłowych w latach 1997--2002 określa zakres zrealizowanych zamierzeń inwestycyjnych oraz uzyskane efekty mierzone: wielkością zredukowanych ładunków zanieczyszczeń (w odniesieniu do wskaźników BZT_5, $N_{cał}$, $P_{cał}$ i $ChZT_{Cr}$) i zaobserwowaną poprawą jakości wód rzeki Odry.

1. Omówienie programu

Sporządzony w 1977 roku, przez Tymczasową Międzynarodową Komisję Ochrony Odry przed Zanieczyszczeniem *Program Szybkiego Działania Nad Ochroną Rzeki Odry Przed Zanieczyszczeniem* zakładał szybkie uzyskanie poprawy jakości zasobów wodnych rzeki Odry oraz ograniczenie niekorzystnego oddziaływania jej wód na stan czystości Morza Bałtyckiego, na drodze ograniczenia ładunków zanieczyszczeń odprowadzonych przez główne ośrodki miejskie i zakłady przemysłowe zlokalizowane w granicach dorzecza [1]. Program ten, o horyzoncie czasowym od 1 stycznia 1997 roku do 31 grudnia 2002 roku, zawierał konkretne przedsięwzięcia, w zakresie punktowych: komunalnych i przemysłowych źródeł zanieczyszczeń, obejmujące oczyszczalnie będące w trakcie budowy oraz przewidziane do realizacji i zakończenia w terminie do końca 2002 roku.

Przewidziana programem działalność inwestycyjna dotyczyła głównych użytkowników Odry i uwzględniała obiekty komunalne o równoważnej liczbie mieszkańców (RLM) wyższej od 20000 oraz obiekty przemysłowe o ilości odprowadzanych ścieków wyższej od 1000 m^3/d. Z ogólnej liczby zinwentaryzowanych 278 podmiotów gospodarczych spełniających przyjęte kryterium program uwzględniał 138 użytkowników prowadzących i planujących działania inwestycyjne do roku 2002. Liczba ta ujmuje 86 ośrodków miejskich i 52 zakłady przemysłowe (rysunek 1).

W dorzeczu czeskim programem objęto 3 oczyszczalnie miejskie i 4 oczyszczalnie przemysłowe będące w fazie realizacji oraz 6 oczyszczalni miejskich, których budowa przewidziana była w latach 1997-2002. W niemieckiej części dorzecza do programu włączono 5 oczyszczalni miejskich będących w budowie i 2 obiekty przemysłowe, dla których planowano inwestycje ochronne do końca roku 2002.

W polskim dorzeczu Odry do programu włączono 52 oczyszczalnie miejskie i 30 oczyszczalni przemysłowych będących w fazie realizacji oraz 20 oczyszczalni miejskich i 16 przemysłowych, których budowę zaplanowano do roku 2002.

Realizowane i planowane zamierzenia inwestycyjne, na obszarze Czech i Niemiec oraz w przeważającej większości w granicach Polski, związane są głównie z rozbudową i modernizacją istniejących oczyszczalni ścieków, ukierunkowaną na przyjęcie większej ilości ścieków i podniesienie stopnia redukcji zanieczyszczeń. Zaprogramowana rozbudowa istniejących oczyszczalni wiąże się głównie z zamierzeniami przyjmowania ścieków z drobnych miejscowości zlokalizowanych wokół ośrodka miejskiego oraz z budową nowych ciągów technologicznych, podnoszących uzyskiwane efekty oczyszczania. W działalności modernizacyjnej dominuje kierunek intensyfikacji procesów eliminacji związków biogennych, a zwłaszcza w zakresie usuwania azotu. W ośrodkach miejskich dotychczas nie posiadających oczyszczalni ścieków działania inwestycyjne ukierunkowane są na budowę wysokosprawnych oczyszczalni mechaniczno-biologicznych z pełną eliminacją związków biogennych. W zakładach przemysłowych rysuje się wyraźna tendencja do wprowadzania zamkniętych obiegów wód produkcyjnych oraz kierowania podczyszczonych ścieków na oczyszczalnie miejskie.

Program szybkiego działania... zakładał zmniejszenie aktualnego obciążenia wód w całym dorzeczu Odry o pochodzący z ośrodków miejskich ładunek BZT_5 równy 84776 t O_2/r, azotu całkowitego 6856 t N/r i fosforu całkowitego 2756 t P/r oraz o ładunek ChZT-Cr pochodzący z zakładów przemysłowych wynoszący 10 311 t O_2/r.

doc. dr Alfred Dubicki, Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej Oddział we Wrocławiu; doc. inż. Halina Florczyk-Gołowin, Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej Oddział we Wrocławiu

Rysunek 1. Lokalizacja głównych użytkowników objętych programem w dorzeczu Odry w zróżnicowaniu na ośrodki miejskie i zakłady przemysłowe



Na planowaną działalność inwestycyjną związaną z ochroną wód przed zanieczyszczeniem w dorzeczu Odry wymagane nakłady finansowe określone zostały na kwotę 935,11 mln euro.

Program obligował Polskę do zmniejszenia obciążenia wód w dorzeczu Odry o pochodzący z ośrodków miejskich ładunek BZT_5 równy 81034 t O_2/r, azotu całkowitego 6014 t N/r i fosforu całkowitego 2628 t P/r oraz o ładunek ChZT-Cr pochodzący z zakładów przemysłowych wynoszący 9237 t O_2/r. Koszt założonej działalności inwestycyjnej na obszarze polskiego dorzecza Odry określono na kwotę 656,97 mln euro.

W roku 1997, rozpoczynającym okres realizacji *Programu szybkiego działania...* jakość wód rzeki Odry oceniana na podstawie trzech wskaźników (BZT_5, $N_{cał}$ i $P_{cał}$) i klasyfikacji opartej na przyjętych kryteriach polskich, kształtowała się następująco: wody klasy III występowały na 441,8 km biegu rzeki (59,5%), a na 300,1 km (40,5%) występowały wody nadmiernie zanieczyszczone. O wyniku tej klasyfikacji decydowała zawartość fosforu całkowitego.

Niniejsza praca omawia wyniki oceny stanu realizacji „Programu szybkiego działania" w polskim dorzeczu Odry oraz ocenę osiągniętych efektów mierzonych wielkością zredukowanych ładunków zanieczyszczenia i zaistniałą zmianą w poziomie zanieczyszczenia wód rzeki Odry.

2. Zakres i metodyka oceny

Ocena stanu realizacji *Programu szybkiego działania nad ochroną Odry przed zanieczyszczeniem* w polskim dorzeczu Odry została oparta na wynikach inwentaryzacji stanu zaawansowania prac związanych z budową oczyszczalni ścieków i urządzeń oczyszczających. Inwentaryzacja ta została przeprowadzona na podstawie informacji jakie uzyskano bezpośrednio od poszczególnych użytkowników na kartach inwentaryzacyjnych stanu realizacji inwestycji.

Wypełnione przez użytkowników karty inwentaryzacyjne poza danymi ogólnymi (dotyczącymi: pełnej nazwy użytkownika, jego adresu, typu realizowanej oczyszczalni, planowanej ilości ścieków i planowanego obciążenia odbiornika w odniesieniu do wskaźników zanieczyszczenia BZT_5, $N_{cał}$, $P_{cał}$ i CZT-Cr zostały sporządzone w układzie danych zróżnicowanych dla inwestycji już zrealizowanych i pozostających w fazie realizacji.

Dla oczyszczalni wybudowanych i przekazanych do eksploatacji w latach 1997-2002 karty inwentaryzacyjne, poza danymi ogólnymi, zawierały informacje dotyczące: charakterystyki poniesionych kosztów oraz pełnej dokumentacji uzyskanych efektów technologicznych ocenianych w oparciu o wielkości wytwarzanych i odprowadzanych ładunków zanieczyszczeń określonych obligatoryjnie dla ośrodków miejskich wskaźnikami: BZT_5, $N_{cał}$ i $P_{cał}$,a dla zakładów przemysłowych wielkością ChZT-Cr oraz innymi wskaźnikami wchodzącymi w zakres prowadzonego przez użytkownika monitoringu.

Dla obiektów niezrealizowanych dane w karcie inwentaryzacyjnej określały: stan zaawansowania budowy oczyszczalni podany w procentach, zakres zrealizowanych urządzeń, dotychczas poniesione nakłady finansowe oraz przyczyny nie zrealizowania inwestycji ujętej programem.

Zgromadzone za pomocą kart inwentaryzacyjnych dane po ich weryfikacji i uzgodnieniach stanowiły podstawę do dokonania oceny stanu realizacji *Programu...* i osiągniętego ograniczenia wielkości ładunków zanieczyszczeń w polskim dorzeczu Odry.

3. Ocena realizacji inwestycji objętych *Programem szybkiego działania nad ochroną rzeki Odry przed zanieczyszczeniem* i osiągniętych efektów w polskim dorzeczu Odry

Wyniki sześcioletniej działalności inwestycyjnej w polskim dorzeczu Odry w ujęciu globalnym prezentuje tabela 1, z której wynika, że nakładem 617,67 mln euro wybudowano i przekazano do eksploatacji 64 komunalne oczyszczalnie ścieków z 72 oczyszczalni planowanych oraz nakładem 59,98 mln euro 32 oczyszczalnie przemysłowe z 46 przewidzianych programem.

W wyniku przekazania do eksploatacji 64 oczyszczalni miejskich przyjmujących aktualnie 1092827 m^3/d na planowaną ilość ścieków 1790650 m^3/d (tj. 61%), w odbiornikach dorzecza Odry został zredukowany ładunek BZT_5 82890 t O_2/r, azotu całkowitego 15241 t N/r i fosforu całkowitego 2469 t P/r, a więc w przypadku: BZT_5 o 2,2% i $N_{cał}$ o 154% wyższy od założonego dla tych obiektów w *Programie szybkiego działania....* W przypadku fosforu całkowitego jego redukcja w odbiornikach jest niższa zaledwie o 6% od założonej w programie. Do końca 2002 roku 8 oczyszczalni komunalnych nie zostało zrealizowanych głównie z powodu: wydłużenia okresu realizacji inwestycji, przesunięcia budowy na dalsze lata i braku środków finansowych.

Według założeń *Programu...*, niezrealizowane obiekty miały ograniczyć w odbiornikach ładunek BZT_5 o 4593 t O_2/r, $N_{cał}$ o 765 t N/r i fosforu całkowitego o 761 t P/r.

Wybudowane urządzenia oczyszczające dla ścieków odprowadzanych przez zakłady przemysłowe przyjmują aktualnie 199733 m^3/d ścieków (co stanowi 65% ilości planowanej) i dają redukcję ładunku ChZT-Cr w odbiornikach 10446 t O_2/r. Po doliczeniu zmniejszenia ładunków w wyniku upadłości zakładów (185 t O_2/r), osiągnięta redukcja w odbiornikach wynosi 10631 t O_2/r i jest wyższa od zakładanej o 15%.

Tabela 1. Ocena efektu realizacji programu szybkiego działania

w wyniku budowy komunalnych oczyszczalni ścieków											
Stan realizacji inwestycji	Ilość podmiotów inwestycyjnych	Założenia programu					Stan na dzień 31.12.2002 roku				
		Planowana ilość ścieków m^3/d	Planowana w odbiorniku redukcja ładunku [t/r]			Planowane koszty inwestycyjne mln EURO	Ilość oczyszczanych ścieków m^3/d	Uzyskana w odbiorniku redukcja ładunku [t/r]			Poniesione koszty inwestycyjne mln EURO
			BZT_5	$N_{cał.}$	$P_{cał.}$			BZT_5	$N_{cał.}$	$P_{cał.}$	
inwestycje zrealizowane	64	1790650	76441	5249	1867	499,26	1092827	82890	15241	2469	617,67
inwestycje niezrealizowane	8	264500	4593	765	761	84,20					15,00
Razem	**72**	**2055150**	**81034**	**6014**	**2628**	**583,46**	**1092827**	**82890**	**15241**	**2469**	**632,67**
w wyniku budowy przemysłowych oczyszczalni ścieków											
Stan realizacji inwestycji	Ilość podmiotów inwestycyjnych	Założenia programu					Stan na dzień 31.12.2002 roku				
		Planowana ilość ścieków m^3/d	Planowana w odbiorniku redukcja ładunku ChZT-Cr [t/r]			Planowane koszty inwestycyjne mln EURO	Ilość oczyszczanych ścieków m^3/d	Uzyskana w odbiorniku redukcja ładunku ChZT-Cr [t/r]			Poniesione koszty inwestycyjne mln EURO
inwestycje zrealizowane	32	308516	8647			64,50	199733	10446			59,98
inwestycje niezrealizowane	14	111718	590			9,01					2,60
Razem	**46**	**420234**	**9237**			**73,51**	**199733**	**10446**			**62,58**

Źródło: opracowanie własne.

Nie zrealizowane inwestycje ochronne w 14 zakładach przemysłowych miały ograniczyć obciążenie odbiorników o ładunek ChZT-Cr wynoszący 590 t O_2/r. Odstąpienie od planowanych zamierzeń spowodowane było głównie brakiem środków finansowych, następstwem przeprowadzanej restrukturyzacji produkcji i upadłością zakładów.

Wykazana wielkość zmniejszenia obciążenia wód dorzecza Odry zanieczyszczeniami pochodzącymi z głównych ośrodków miejskich i zakładów przemysłowych została uzyskana nakładem środków finansowych wynoszących 695,25 mln euro – nakładem wyższym o 6% od kwoty planowanej.

Analiza efektu pracy wybudowanych i zmodernizowanych oczyszczalni komunalnych wykazała, że uzyskiwany na nich stopień redukcji ładunków związków organicznych ocenianych wielkością BZT_5 kształtuje się w granicach 91-99,6%, z wyjątkiem jednej oczyszczalni mechaniczno-biologicznej, na której osiągana redukcja BZT_5 nie przekracza 84%.

Redukcja azotu całkowitego na 22 obiektach jest wyższa od 85% i w 10 oczyszczalniach przekracza 90%. W 10 obiektach redukcja azotu całkowitego wynosi 80,5-84,1%, a na 29 jest niższa od 80% i tylko w 4 aglomeracjach miejskich nie osiąga poziomu wyższego od 49-55%.

Redukcja fosforu całkowitego na 28 oczyszczalniach przekracza 90%, a w niektórych obiektach osiąga nawet poziom zbliżony do 99%. Usuwanie fosforu całkowitego w granicach 85-90% uzyskiwane jest w 17 oczyszczalniach, a w pozostałych 17 stopień redukcji fosforu jest niższy od 84% i zmienia się w granicach 38-84%.

Odpływające, po urządzeniach oczyszczalni przekazanych do eksploatacji, ścieki charakteryzują się w większości przypadków (58) wartościami wskaźnika BZT_5 niższym od 15 mg O_2/l, na 4 oczyszczalniach w granicach jego wartości 15,3-19,0 mg O_2/l i tylko w jednym przypadku BZT_5 oczyszczonych ścieków wynosi 69 mg O_2/l. Zawartość azotu całkowitego w ściekach odpływających po urządzeniach 26 oczyszczalni kształtuje się poniżej 10 mg N/l, dla 16 oczyszczalni poniżej 15 mg N/l, a dla 20 oczyszczalni jest zmienna w przedziale stężeń 16,3-36,7 mg N/l.

W 31 oczyszczalniach ścieki wykazują obecność fosforu całkowitego niższą od 1 mg P/l, na 25 oczyszczalniach niższą od 2 mg P/l i tylko 7 oczyszczalni uzyskuje w ściekach oczyszczonych zawartość fosforu w granicach 2,44-7,58 mg P/l.

Uzyskane w ramach *Programu szybkiego działania...* ograniczenie ładunków zanieczyszczeń miało wyraźny wpływ na znaczącą poprawę jakości wód rzeki Odry. Oparta na wynikach monitoringu krajowego ocena i klasyfikacja jakości wód rzeki Odry [2] odniesiona do rozpatrywanych wskaźników zanieczyszczenia, wykazała, że rzeka na długości swego biegu w granicach naszego kraju wykazała już w roku 2001, całkowity zanik wód nadmiernie zanieczyszczonych, zwiększenie zasięgu wód klasy III o 185,1 km i wystąpienie wód klasy II na 18,2 km.

Podsumowanie

Przeprowadzona 31 grudnia 2002 roku inwentaryzacja i ocena stanu realizacji inwestycji objętych *Programem szybkiego działania...* wykazała, że w polskim dorzeczu Odry:

- na 72 planowane do wybudowania oczyszczalnie komunalne, wybudowano i przekazano do eksploatacji (nakładem 617,67 mln euro) 64 oczyszczalnie miejskie, które przyczyniły się do ograniczenia obciążenia wód w dorzeczu Odry o ładunek: BZT_5 82890 t O_2/r, $N_{cał}$ 15241 t N/r i 2469 t P/r;
- w stosunku do założeń programowych w polskim dorzeczu Odry osiągnięto znacząco wyższe ograniczenie ładunków BZT_5 (o 1856 t O_2/r) oraz azotu całkowitego (o 9227 t N/r); przewidziane do ograniczenia ładunki fosforu całkowitego zostały zredukowane w około 94%;
- z planowanych do wybudowania 46 oczyszczalni dla zakładów przemysłowych (nakładem 59,98 mln euro) wybudowano 32 oczyszczalnie, które przyczyniły się do redukcji ładunków ChZT-Cr obciążających wody w dorzeczu Odry o ich wartość wynoszącą 10446 t O_2/r – wyższą od zakładanej do zredukowania o 13%;
- efektem dokonanej działalności inwestycyjnej jest obserwowana poprawa jakości wód rzeki Odry, która już w roku 2001 zaznaczyła się zanikiem wód nadmiernie zanieczyszczonych i zwiększeniem zasięgu wód klasy III oraz pojawieniem się wód klasy II na 18 kilometrowym odcinku;
- większość przekazanych do eksploatacji oczyszczalni komunalnych charakteryzuje się wysokim stopniem redukcji, gwarantującym w ściekach oczyszczonych dotrzymanie wymogów określonych dyrektywą 91/271/EWG i rozporządzeniem Ministra Środowiska z dnia 29 listopada 2002 r. (Dz. U. Nr 212, poz. 1799);
- z 39 oczyszczalni o obciążeniu poniżej 100 tys. RLM, 38 zapewnia w ściekach oczyszczonych wielkości wskaźnika BZT_5 niższe od 20 mg O_2/l; na 24 oczyszczalniach zawartość azotu całkowitego nie przekracza 15 mg N/l, a na 34 obiektach odprowadzane ścieki wykazują obecność fosforu całkowitego niższą od 2 mg P/l;
- w 24 oczyszczalniach o obciążeniu wyższym od 100 tys. RLM oczyszczone ścieki charakteryzuje wielkość wskaźnika BZT_5 niższa od 20 mg O_2/l; zawartość azotu całkowitego niższa od 10 mg N/l utrzymywana jest w 11 oczyszczalniach, a zawartość fosforu całkowitego niższa od 1 mg P/l osiągana jest w16 obiektach;
- oczyszczane w 32 oczyszczalniach ścieki przemysłowe tylko w trzech przypadkach wykazują wielkość wskaźnika ChZT-Cr wyższe od 125 mg O_2/l.

Literatura

[1] Dubicki A. i in., *Program szybkiego działania nad ochroną rzeki Odry przed zanieczyszczeniem 1997-2002*, Tymczasowa Międzynarodowa Komisja Ochrony Odry przed Zanieczyszczeniem, Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej we Wrocławiu, Wrocław, czerwiec 1998.

[2] Jaśniewicz E., Szyjkowska U., Strońska M., *Atlas zanieczyszczenia rzek w dorzeczu Odry objętych kontrolą monitoringu krajowego w 2001 roku*, Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej we Wrocławiu, Wrocław 2002.

THE POLLUTION REDUCTION OF THE RIVER ODRA WATER AS A RESULT OF REALIZATION OF PROTECTION INVESTMENT IN THE QUIC OPERATION PROGRAMME

Summary

On the background of „Quick Reaction Programme for Odra protection against pollution" the assessment of the protection investment realization status for urban and industrial point pollution sources due to finish by the end of 2002 is presented. Opinion of the work status associated with urban and industrial waste water treatment plant in years 1997-2002 was based on directional cataloguing and defined progress range together with obtained results: waste load reduction value (with reference to BZT_5, N_{total}, P_{total}, $ChZT_{Cr}$) and observed Odra river water quality improvement.

Eugeniusz M. Sroczan
Andrzej Urbaniak

INTELIGENTNE URZĄDZENIA POMIAROWE I WYKONAWCZE W SYSTEMACH INŻYNIERII ŚRODOWISKA

Streszczenie

Definicja istotnych cech inteligentnego obiektu, uwzględniająca wymagania projektantów, właścicieli, użytkowników oraz rodzaj wyposażenia technicznego, pozwala określić wymagane cechy automatyki obiektu. Sterowanie realizuje się stosując sterowniki PLC - swobodnie programowalne, z algorytmami sterowania opartymi na AI, oraz urządzenia pomiarowe i wykonawcze z wbudowanymi, specjalizowanymi układami sterowania - mikrokontrolerami (*embedded systems*). Omówiono cechy funkcjonalne systemu sterowania zrealizowanego w technice mechatronicznej, uwzględniając inteligentne czujniki i inteligentne urządzenia wykonawcze. Opisano struktury typowego urządzenia pomiarowego i wykonawczego stosowane w celu decentralizacji systemu sterowania, z jednoczesnym umożliwieniem optymalizacji procesu sterowania. Omówiono sposoby bezpośredniej komunikacji urządzeń pomiarowych i wykonawczych na przykładzie systemu LonWorks.

Wstęp

Rozwój technologii inteligentnych budynków wywiera znaczący wpływ na nowo powstające obiekty, nie istnieje jednakże żadna, uniwersalna definicja inteligentnego budynku (IB). Aktualnie, większość istniejących definicji na całym świecie wyraża stwierdzenie, że budynek inteligentny to taki, który umożliwia użytkownikowi pracę i życie w bezpieczeństwie, komforcie oraz efektywne wykorzystywanie zasobów [9]. W USA przyjęto, że inteligentny budynek to taki, który dostarcza produktywnego oraz efektywnego kosztowo środowiska pracy i życia poprzez optymalizację czterech zasadniczych elementów: struktury, systemu, usług i zarządzania oraz zapewnia właściwe relacje pomiędzy nimi [1]. W Europie, pod pojęciem IB rozumie się najczęściej taki budynek, który stwarza użytkownikowi otoczenie o maksymalnej efektywności dzięki zarządzaniu zasobami przy minimalnych kosztach eksploatacji.

Nieco odmienne definicje można spotkać w wysoko rozwiniętych krajach Azji. Na przykład Public Works Departament of Singapore przedstawił definicję, według której inteligentny budynek musi spełniać trzy warunki:

- powinien mieć rozbudowany automatyczny system monitorowania parametrów takich, jak: temperatura, oświetlenie, bezpieczeństwo, ochrona przeciwpożarowa, umożliwiający komfortową pracę,
- powinien mieć dobrą infrastrukturę sieciową, umożliwiającą przesyłanie danych,
- powinien dostarczać odpowiednie usługi telekomunikacyjne.

Natomiast w Szanghaju budynkom nadawane są etykiety „3A" lub „5A". Etykieta „3A" oznacza, że budynek zawiera trzy automatycznie realizowane funkcje: automatyzacja komunikacji, automatyzacja rekonfiguracji pomieszczeń oraz automatyzacja zarządzania budynkiem. W niektórych budynkach z funkcji zarządzania wydzielona zostaje – jako niezależna – funkcja ochrony przeciwpożarowej. Wprowadza się również system integrujący pozostałe funkcje automatyzacji w budynku. Te dwie dodatkowe funkcje dodane do poprzednich trzech tworzą budynek o etykiecie „5A".

Japoński inteligentny budynek powinien dobrze komponować się w otoczeniu kulturowym. Infrastruktura takiego budynku powinna:

- umożliwiać swobodne przesyłanie informacji oraz powinna pozwolić na efektywne zarządzanie i obsługę,
- satysfakcjonować osoby pracujące w budynku,
- usprawniać administrację budynkiem zmniejszając jej koszty,
- być elastyczna, ekonomiczna, łatwo rekonfigurowalna ze względu na różnorodność prac biurowych oraz strategii biznesowych.

Na podstawie powyższej analizy zaproponowano strategię dwupoziomowej definicji inteligentnego budynku (obiektu). Uwzględnia się w niej osiem czynników:

- przyjazne środowisko – ochrona zdrowia i oszczędność energii – M1,
- elastyczność i wykorzystanie przestrzeni – M2,
- koszty użytkowania – obsługa i konserwacja – M3,
- komfort – M4,
- efektywność pracy – M5,
- bezpieczeństwo – przeciwpożarowe, trzęsienia ziemi, katastrofy itp. – M6,

dr inż. Eugeniusz E. Sroczan, Politechnika Poznańska, Instytut Elektroenergetyki, dr hab. inż. Andrzej Urbaniak, prof. P.P., Politechnika Poznańska, Instytut Informatyki

- czynniki kulturowe – M7,
- wykorzystanie wysoko rozwiniętych technologii – M8.

W rozwiązaniach technicznych określa się hierarchię poszczególnych czynników (od M1 do M8), różną w zależności od charakteru obiektu (sala koncertowa, szpital, multikino, biuro korporacji).

Według tej definicji inteligentny budynek to budynek skonstruowany tak, aby zapewnić użytkownikom wysokiej jakości otoczenie oraz spełnić wszystkie zdefiniowane przez nich oczekiwania funkcjonalne.

Ta nowa definicja zawiera w sobie dwa wymiary: potrzeby projektantów, właścicieli i użytkowników budynku oraz wymiar techniczny – system i usługi. Połączenie tych dwóch wymiarów tworzy elementy funkcjonalne. Każdy budynek zawiera większy, bądź mniejszy zbiór różnych cech w zależności od jego funkcji i przeznaczenia. Poprzez wyodrębnienie takich czynników można później przypisywać je do poszczególnego budynku nadając im priorytety, dzięki czemu różne typy budynków mogą być opisywane za pomocą kombinacji takich cech.

Dzięki usystematyzowaniu wiedzy o inteligentnym budynku definicja ta z powodzeniem przyjmuje się na całym świecie [1]. Realizacja powyższych cech jest możliwa jednak przy założeniu pełnej automatyzacji procesów zachodzących w tak złożonym organizmie, jakim jest inteligentny budynek (obiekt).

1. Cechy współczesnych układów sterowania automatycznego

Pierwotnym przeznaczeniem układu automatyki było bezpieczne prowadzenie procesu technologicznego. W miarę postępów technologii sterowania układ automatyki umożliwiał dostosowanie krytycznych parametrów do aktualnych zmian wielkości wejściowych procesu regulacji – było to możliwe po wprowadzeniu wielowejściowych regulatorów wielokanałowych, realizujących sterowanie adaptacyjne.

Pojawienie się techniki mikroprocesorowej znacznie przyspieszyło ewolucję możliwości realizowania skomplikowanych algorytmów sterowania i wymagań użytkowników instalacji zawierających automatyczne układy regulacji, monitorowania, diagnostyki i zarządzania [2, 3, 4, 5, 7].

Rozwiązania sprzętowe w zakresie nowoczesnych systemów sterowania w inteligentnych obiektach zmierzają w dwóch kierunkach. Pierwszy kierunek związany jest z zastosowaniem sterowników logicznych PLC (*Programmable Logic Controllers*), swobodnie programowalnych, pozwalających na definiowanie i implementację różnych algorytmów sterowania, począwszy od najprostszych aż do bardzo skomplikowanych wykorzystujących elementy sztucznej inteligencji. Drugi kierunek oparty jest na konstrukcji urządzeń z wbudowanymi, specjalizowanymi układami sterowania (*embedded systems*) bazującymi na układach mikrokontrolerów.

2. Systemy wbudowane

Pojęcie systemów wbudowanych wiąże się ściśle z dążeniem do standaryzacji i miniaturyzacji rozwiązań technicznych. Najprościej rzecz ujmując, konstrukcja urządzenia dowolnego rodzaju nie powstaje niezależnie, lecz tworzona jest równolegle z jego układem sterowania. Efektem tego działania jest produkt stanowiący jedną nierozerwalną całość z systemem sterowania.

W klasycznym podejściu, celem procesu inżynierskiego jest zaprojektowanie i wykonanie urządzenia, które zdolne jest do realizacji określonej przez twórcę funkcji. Prawidłowa praca urządzenia uwarunkowana jest dostarczeniem określonego sygnału pobudzającego na wejście oraz dostarczeniem energii zasilającej.

Urządzenie zrealizowane w technice systemów wbudowanych musi w pełni realizować założoną funkcję, z tą jednak różnicą, że sygnał pobudzający (wejściowy) ma standardowy (zunifikowany) charakter, np. mieści się w standardzie 4-20 mA. Proces wypracowania sygnału pobudzającego właściwego do danego typu urządzenia jest ukryty dla użytkownika systemu – bez możliwości wyprowadzenia go na zewnątrz.

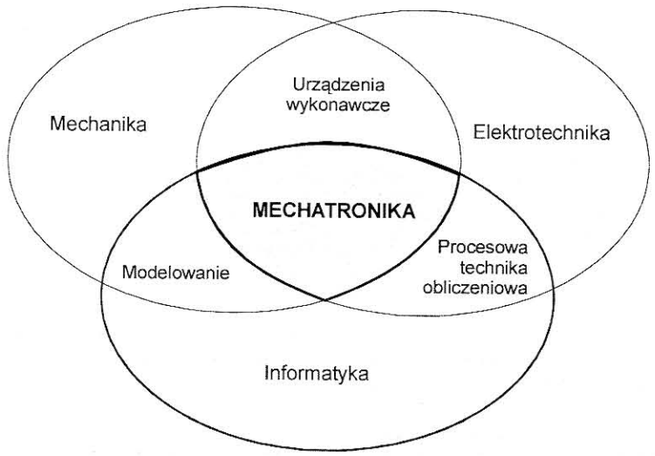
3. Mechatronika

Mechatronika pojawiła się jako połączenie trzech dyscyplin: mechaniki, elektroniki (elektrotechniki) i informatyki (rysunek 1).

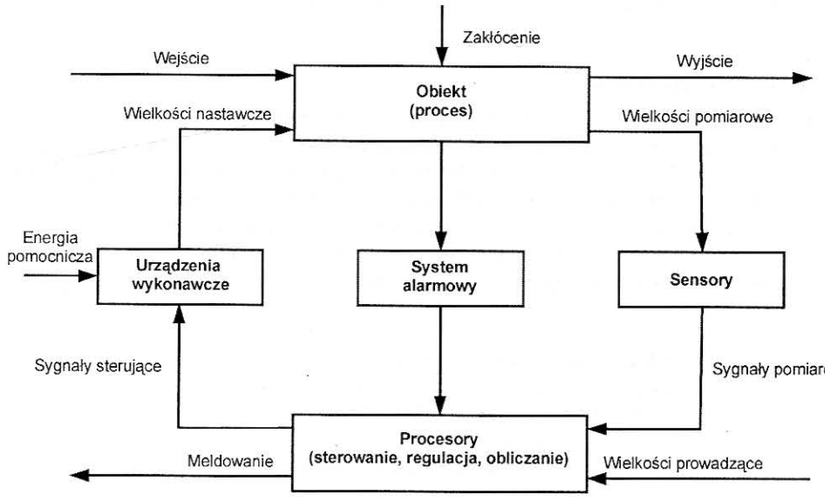
Połączenie to wykorzystuje z jednej strony doświadczenia tradycyjnych, rozwijanych od wielu lat dyscyplin (mechanika) jak również stosuje efektywne narzędzia najmłodszych dyscyplin (elektronika i informatyka) [2, 7]. Urządzenia mechatroniczne mają niezwykle proste charakterystyki. Zależność wielkości wyjściowej od wejściowej ma najczęściej charakter liniowy mimo, że w rzeczywistości jest to niezwykle złożona, uwikłana zależność nieliniowa. Taką możliwość przetwarzania dają złożone algorytmy obróbki sygnałów, specjalne metody ich aproksymacji oraz skomplikowane aktywne układy kompensacji wpływu czynników zakłócających. Wszystkie te procesy zachodzą „we wnętrzu" układu i są dla użytkownika najczęściej niezauważalne.

Najbardziej spektakularne zastosowania mechatroniki obserwuje się w układach sterowania, szczególnie w komputerowych systemach sterowania. Występujące na rysunku 2 elementy funkcjonalne systemów sterowania mogą być zrealizowane w technice mechatronicznej i wówczas często mają charakter tzw. urządzeń inteligentnych (*smart devices*). Możemy zatem mówić zarówno o inteligentnych czujnikach (*smart sensors*) jak i o inteligentnych urządzeniach wykonawczych (*smart actuators*).

Rysunek 1. Części składowe mechatroniki



Rysunek 2. Struktura systemu sterowania



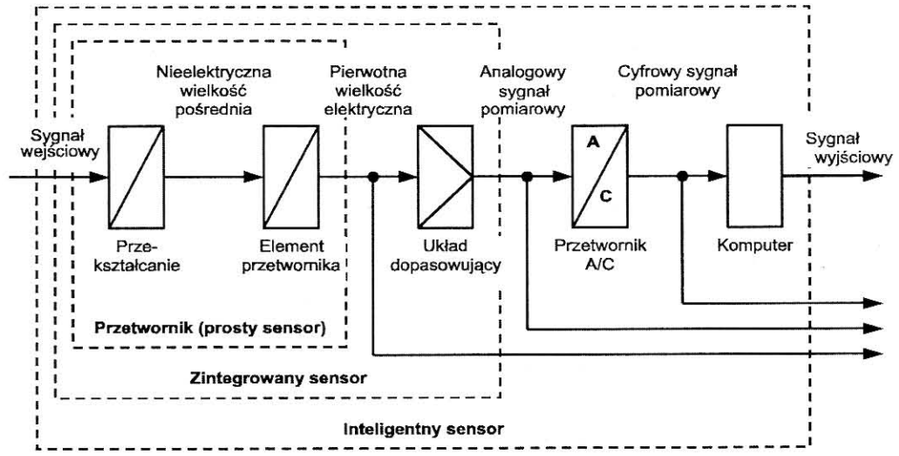
3.1. Inteligentne sensory

Czujnik pomiarowy stanowi nieodzowny element każdego układu regulacji, pozwala bowiem na uzyskanie informacji o stanie obiektu (procesu) niezbędnej do podjęcia właściwej decyzji odnośnie dalszych losów obiektu. Pomiar interesującej nas wielkości fizycznej może stanowić istotny problem, szczególnie gdy istnieje konieczność wielostopniowego przekształcania wielkości mierzonej na szereg wielkości pośrednich zanim uzyskamy pożądany sygnał elektryczny. Kolejne etapy przekształcania sygnału pomiarowego podano na rysunku 3. Stopień automatyzacji pośrednich elementów przekształcenia sygnału określa poziom integracji urządzenia pomiarowego, począwszy od prostego sensora do czujnika inteligentnego.

Niezależnie od stopnia integracji, stawia się sensorom określone wymagania metrologiczne i funkcjonalne, do których należą:

- jednoznaczne odwzorowanie wielkości wejściowej,
- wyłączna zależność wielkości wyjściowej od wielkości wejściowej,
- pomijalnie małe oddziaływanie zwrotne,
- liniowość,
- nieczułość na zakłócenia,
- normalizacja sygnału wyjściowego,
- zasilanie energią elektryczną,
- samodiagnostyka [2].

Rysunek 3. Schemat inteligentnego sensora

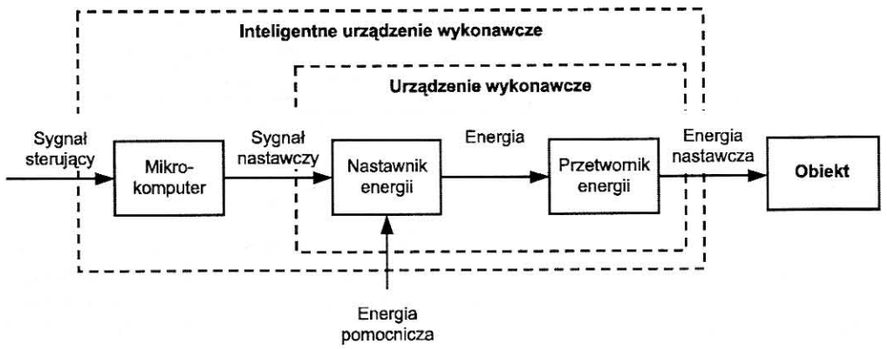


Obecnie producenci oferują bardzo różnorodny zestaw urządzeń, w praktyce umożliwiający efektywny pomiar niemal wszystkich wielkości fizycznych niezbędnych do sterowania procesami.

3.2. Inteligentne urządzenia wykonawcze

Urządzenia wykonawcze (*actuators*) są niezwykle ważnymi elementami sterowania, zastępują bowiem człowieka przy wykonywaniu uciążliwych czynności, umożliwiając zastosowanie dużo większych mocy bez narażania człowieka na działania niebezpieczne i ryzykowne. Struktura typowego urządzenia wykonawczego oraz jego specyficzna rozbudowa umożliwiająca konstrukcję inteligentnego urządzenia wykonawczego pokazana została na rysunku 4. Wykonanie określonej akcji przez urządzenie wykonawcze jest możliwe poprzez dostarczenie do układu dodatkowej energii. Energia ta po przetworzeniu może być wykorzystana do efektywnego oddziaływania na obiekt w celu zmiany jego stanu fizycznego zgodnie z sygnałem sterującym [2, 3, 6, 7].

Rysunek 4. Schemat inteligentnego urządzenia wykonawczego



Realizowane układy sterowania w różnych środowiskach technicznych (mechaniczne, elektryczne, hydrauliczne, pneumatyczne) implikują różnorodność stosowanych urządzeń wykonawczych.

Podobnie jak to ma miejsce w przypadku sensorów, tak i w zakresie urządzeń wykonawczych istnieje niezwykle bogata oferta.

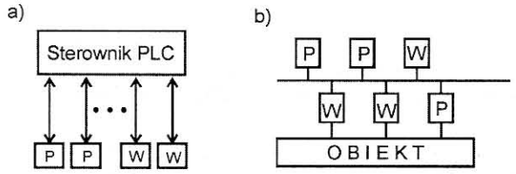
4. Współdziałanie urządzeń pomiarowych i wykonawczych

Systemy pomiarowe, sterujące, dystrybucyjne i technologiczne stosowane w inżynierii środowiska cechują się rozległością obszarową i strukturalną. Problemem w takich sytuacjach staje się komunikacja pomiędzy procesami lokalnymi, szczególnie istotna w odniesieniu do systemu automatyki i sterowania. Decentralizacja sterowania jest efektywna wówczas, kiedy nie istnieje potrzeba optymalizacji całości procesu, w przeciwnym razie istnieje konieczność wymiany informacji pomiędzy procesami lokalnymi, którą w tradycyjnych układach automatyki spełnia regulator centralny. Od wielu lat prowadzone są prace zmierzające do decentralizacji systemów sterowania, umożliwiających optymalizację procesu sterowania i jednocześnie odpornych na wysoką dynamikę sygnałów wejściowych, odpornych na zakłócenia i niezawodnych. Te możliwości uzyskano łącząc w układzie sterowania inteligentny czujnik (*sensor*) z inteligentnym układem wykonawczym (*actuator*), można je połączyć wprost albo za pośrednictwem magistrali (rysunek 5), pełniącej jednocześnie funkcję linii zasilającej układy automatyki energią elektryczną.

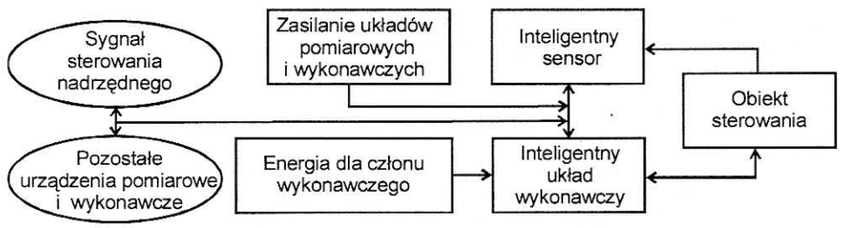
4.1. Bezpośrednia komunikacja urządzeń

Możliwość dokonania takiego połączenia uzyskano dzięki rozbudowanej architekturze wewnętrznej układu pomiarowego (rysunek 3) i wykonawczego (rysunek 4) – w obu urządzeniach istnieje struktura zwana mikrokomputerem albo komputerem, która realizuje funkcje właściwe dla czujnika i przetwornika (oraz elementu nastawczego) i ponadto w obu rodzajach urządzeń zapewnia komunikację – wymianę informacji, rozumianą jako transmisję danych. Na rysunku 6 nie pokazano miejsca, do którego byłby podłączony (w tradycyjnych rozwiązaniach) komputer sterujący procesem. Nie jest potrzebny, bo jego funkcję przejęły: inteligentny układ pomiarowy i inteligentny układ wykonawczy. Komunikacja pomiędzy układem pomiarowym i wykonawczym odbywa się z wykorzystaniem toru zasilającego oba układy. Do tego samego toru podłączony jest również pulpit operatorski sterowania nadrzędnego, o ile w danym momencie jest wykorzystywany. Po ewentualnej zmianie nastaw pulpit ten jest odłączany – układ pomiarowy i wykonawczy pracują autonomicznie, jednak komunikują się z pozostałymi urządzeniami podłączonymi do struktury układu sterowania, przejmując od nich wymagane sygnały i parametry sterowanego procesu (rysunek 6). Współpraca urządzeń podłączonych do sieci (medium transmisyjnego) jest możliwa dzięki rozdzieleniu zadań pomiędzy współpracujące urządzenia – mówi się wtedy o rozproszonej inteligencji układu sterowania.

Rysunek 5. Połączenie układów pomiarowych i wykonawczych z obiektem: a) przez sterownik PLC; b) magistralą urządzeń inteligentnych; P- urządzenie pomiarowe; W- urządzenie wykonawcze



Rysunek 6. Struktura układu sterowania oparta na urządzeniach inteligentnych



Oznacza to, że funkcje sterownika "klasycznego" układu sterownika przejęły inteligentne układy pomiarowe i wykonawcze, posiadające zdolność do bezpośredniego komunikowania się między sobą i z obiektem sterowania. Zapewnia to wielowęzłowa, rozproszona sieć sterująca.

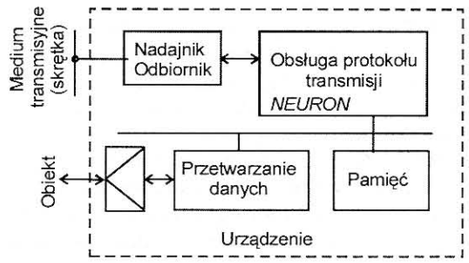
4.2. Praktyczne realizacja systemu z rozproszoną inteligencją

Jednym z przykładów technicznej realizacji sieci rozproszonej jest system LonWorks (*Local Operating Network*) oparty na specjalizowanych układach NeuronChip, oprogramowaniu sieciowym z protokółem LonTalk i środowisku programowym pozwalającym na utworzenie i konfigurację dowolnej sieci sterowania.

Sieć sterującą tworzą ponadto: węzły, urządzenia transmisji dopasowujące protokoły (transkodery), routery i repeatery. Węzeł łączy sensory, sterowniki i centralki – każde z tych urządzeń spełnia określoną funkcję. W węźle znajduje się układ realizujący transmisję – dla sieci LonWorks jest nim "neuron"– specjalizowany procesor (rysunek 7),

umożliwia bezpieczne i bezkolizyjne porozumiewanie się "neuronów" pomiędzy sobą oraz systemem nadzoru sieci. Węzły mogą być łączone w grupy (zawierające do 32 elementów), grupy łączone są w sieć (może zawierać do 32000 węzłów) za pomocą repeaterów i routerów, praktycznie w dowolny sposób. Oznacza to, że sieć LonWorks charakteryzuje się dużą elastycznością. Każdy węzeł sieci ma swój unikatowy adres (domenę, numer podsieci, numer węzła), dlatego system pakietowego przesyłania informacji pozwala na identyfikowanie zarówno węzła adresata jak i nadawcy pakietu. Operacja nadawania adresu jest przeprowadzana podczas konfiguracji sieci – uruchomienia. Stosowanie unikatowych adresów pozwala przesyłać informacje do innych sieci przy wykorzystaniu dowolnego medium transmisyjnego (światłowód, modem radiowy, nadajnik podczerwieni) bez obawy o wystąpienie konfliktu. Router można określić jako dwa układy *Neuron*, połączone ze sobą w taki sposób, że układ nadajnik-odbiornik łączy się z tą częścią sieci (kanałem), dla którego jest właściwym środkiem łączności, np. jeden kanał wykonany światłowodem a drugi skrętką. Urządzenie to bada natężenie ruchu sieciowego, zwiększa przepustowość medium, transmisyjnego oraz zwiększa pojemność sieci, łącząc jej sekcje. Routery są całkowicie "przeźroczyste" dla operacji transmisji w sieci, dzięki swym właściwościom (inteligencji) rozpoznają strukturę sieci do tego stopnia, że mogą blokować pakiety nie posiadające adresów po stronie odległej. Jedną z funkcji routera (tzw. tunelującego) jest wymiana informacji z siecią Internet.

Rysunek 7. Organizacja styku inteligentnego urządzenia pomiarowego (wykonawczego) z otoczeniem



Podsumowanie

Zasady projektowania układów sterowania mają swoją bogatą historię i pozwalają na systematyczne podejście do trudnych problemów związanym z efektywnym prowadzeniem procesów przemysłowych. Niewątpliwym ułatwieniem projektowania jak i realizacji układów stają się obecnie urządzenia inteligentne wykorzystujące współczesne metody i narzędzia informatyczne.

Zasadnicza różnica w strukturach dawnych i współczesnych układów automatyki związana jest z możliwościami dowolnego konfigurowania ich struktury – nawet "na wyrost" – dzięki istotnej zmianie sposobu transmisji informacji (komunikowania się) urządzeń pomiarowych i wykonawczych. Przesył informacji między urządzeniami automatyki a obiektem oparty jest na rozproszonej inteligencji realizowanej w postaci sieci: Bacnet, CAN, LonWorks, Modbus, Profibus i innych, dobieranych w zależności od potrzeb i rodzaju automatyzowanego procesu.

Coraz częściej mówi się o nowym podejściu do projektowania układów technicznych (zarówno technologii jak i układów sterowania) określanym mianem technologii obiektów inteligentnych [5, 8, 9].

Literatura

[1] Albert Ting-pat So, Wai Lok Chan, *Intelligent building systems*, Kluwer Academic Publishers, London 1999.

[2] Heimann B., Gerth W., Popp K., *Mechatronika – Komponenty, metody, przykłady*, PWN, Warszawa 2001.

[3] Milkiewicz F., Chotkowski W., Duzinkiewicz K., Brdyś M., *Struktury sterowania systemami wodociągowymi*, W: *„Technologia i automatyzacja systemów wodociągowych i kanalizacyjnych TiASWIK '99"* Pol. Gdańska-Stawiska 1999 s. 311-320.

[4] Oborzyńska A., Oborzyński K., Urbaniak A., *An integrated system for management and control wastewater treatment plants*, IASTED Conference on Modelling and Simulation – MS'2000, Pittsburgh –PA (USA), s. 265-271.

[5] Oborzyńska A., Oborzyński K., Urbaniak A., *Component oriented approach for management and control of wastewater treatment plant*, in: *Water supply and water quality*, M.M. Sozański (ed.), PZITS – Kraków, Poznań 2000 s. 1347-1360.

[6] Seta Z., *Wprowadzenie do zagadnień sterowania. Wykorzystanie programowalnych sterowników logicznych PLC*. s.261.

[7] Schmid D., Bauman A., Kaufman H., Paetzol H., Zippel B., *Mechatronik,*. Wyd. REA 2002 (Europa Lehrmittel).

[8] Sroczan E.M., Urbaniak A., *Intelligent objects' systems in environmental engineering, Technology, Automation and Control of Wastewater and Drinking Water Systems, TiASWiK'2002, IFAC – ASCE* M.A. B, ed. Brdyś, Gdańsk 2002 s.313-318.

[9] Urbaniak A., *Budynki inteligentne a informatyka*, „Inteligentny budynek – Integracja systemów" 1997 nr 3 s. 2-6.

INTELLIGENT MEASURING DEVICES AND ACTUATORS IN THE SYSTEMS FOR ENVIRONMENTAL ENGINEERING

Summary

The assumption for building automation system, with respect to requirements of designers, owner, users and technical equipment are based upon the definition of intelligent object. Nowadays, the operation system are realized by using the free programmed PLC with AI algorithms, as well as embedded systems implementing microcontrollers. Functional aspects of operation systems are discussed considering the intelligent sensors and intelligent actuators realized in mechatronic technology. A typical structure of smart measuring device and actuator is described taking into account the method of optimization of controlled process and distributed technology of control simultaneously.

The structure of communication among the smart devices - sensors actuators - is described upon the base of LonWorks technology.

Roman Mielcarek

ASPEKTY APLIKACYJNE RADIOTELEFONICZNO-PRZEWODOWEGO SYSTEMU TELEMECHANIKI W MONITOROWANIU I STEROWANIU SYSTEMÓW WODOCIĄGOWYCH I KANALIZACYJNYCH

Streszczenie

W referacie przedstawiono strukturę i możliwości Radiotelefonicznego Systemu Telemechaniki - RST, pracującego w kilku przedsiębiorstwach wodociągów i kanalizacji lub w zakładach komunalnych na terenie Polski. Na wstępie referatu przedstawiono możliwe struktury i funkcje urządzeń składowych systemu: Stacji Obiektowych, Stacji Centralnej, kanałów łączności i wizualizacyjnego oprogramowania dyspozytorskiego typu SCADA. Dalej omówiono problematykę monitorowania i sterowania ujęciami wody, pokazując dwie najczęściej spotykane struktury Stacji Obiektowych ujęć wody, sposób ich monitorowania i telesterowania. Przedstawiono wybrane zagadnienia z prezentacji ujęcia wody na ekranie monitora komputera dyspozytorskiego. W kolejnej części referatu przedstawiono monitorowanie dyspozytorskie przepompowni ścieków. W pracy omówiono zakres stosowanego monitorowania i wynikające z niego wnioski dotyczące jakości i stanu stosowanych rozwiązań technologicznych. Na zakończenie referatu omówiono możliwe struktury łączności radiowej w systemie RST, pozwalające uzyskać takie jego cechy, jak: konfiguracja trasy transmisji danych w systemie poprzez kilka stacji retransmisyjnych, możliwość realizacji automatycznego sterowania rozproszonego oraz monitorowanie nadrzędne, przeznaczone dla technicznego kierownictwa zakładu.

Wstęp

W kilku przedsiębiorstwach wodociągów i kanalizacji lub w zakładach komunalnych na terenie Polski pracują Radiotelefoniczne Systemy Telemechaniki (RST). Każda z aplikacji ma swoją specyficzną strukturę, gdyż została zaprojektowana przy nieco innych założeniach. Pozwala to na pokazanie różnych konfiguracji.

Przyjęte założenia w momencie projektowania RST pozwalają dzisiaj na uzyskanie bardzo elastycznej, pewnej i dobrze serwisowalnej struktury, na co w szczególności ma wpływ opracowany kasetowy sterownik obiektowy, protokół transmisyjny, stosowany sprzęt radiotelefoniczny i oprogramowanie dyspozytorskie.

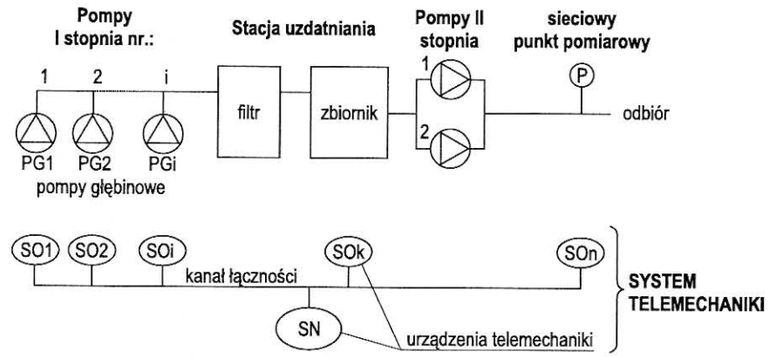
I. Struktura RST

Radiotelefoniczno-przewodowy System Telemechaniki przeznaczony jest do nadzoru i sterowania, drogą radiową lub przewodową, urządzeniami obiektowymi procesu rozproszonego – PR, jakimi są na przykład studnie głębinowe ujęć wody, sieciowe punkty pomiarowo-kontrolne, obiekty uzdatniania wody, przepompownie, kontenerowe oczyszczalnie ścieków, węzły cieplne, rozdzielnie energetyczne. Zadaniem RST jest przekazanie ze Stacji Obiektowych (SO), do Stacji Centralnej (SC), wartości parametrów analogowych (telepomiarów), binarnych stanów urządzeń obiektowych (telesygnalizacji). W kierunku przeciwnym, z SC do SO, przekazywane są polecenia systemowe oraz polecenia sterownicze dyspozytora systemu, realizujące funkcje telesterowania, najczęściej o charakterze załącz/wyłącz. System umożliwia również przekazanie do urządzeń SO wartości zadanych. Przykładową lokalizację stacji systemu telemechaniki, na uproszczonym schemacie technologicznym systemu wodociągowego, przedstawiono na rysunku 1.

W dotychczasowych aplikacjach RST występują zasadniczo dwa typy Stacji Obiektowych. Pierwszy typ to niezależne SO, z których każda obsługuje pojedynczy obiekt procesu (studnię głębinową, przepompownię ścieków). Ten typ występuje w dwóch odmianach: jako stacja napowietrzna w postaci wolno stojącej szafy obiektowej i jako stacja wnętrzowa, umiejscowiona w budynku obiektu technologicznego. Drugi typ SO to stacja zbiorcza (scentralizowana), obsługująca kilka obiektów technologicznych, umiejscowiona zazwyczaj w rozdzielni energetycznej, z której te obiekty są zasilane. Kosztowo drugi typ SO jest o około 25% tańszy od typu pierwszego w przeliczeniu na obiekt technologiczny, lecz stwarza on większe problemy aplikacyjne w przypadku konieczności pełnego opomiarowania obiektu. Warunkiem pełnego opomiarowania obiektu technologicznego jest istnienie odpowiedniego połączenia kablowego pomiędzy nim a stacją zbiorczą. Brak takiego połączenia powoduje, że koszt jego położenia przewyższa zysk wynikający z wyboru SO jako stacji zbiorczej.

dr inż. Mielcarek Roman, Politechnika Poznańska, Instytut Informatyki

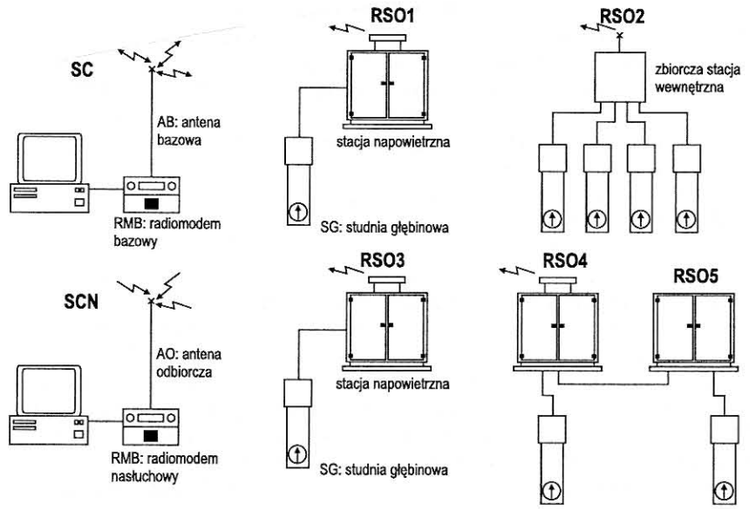
Rysunek 1. Lokalizacja urządzeń telemechaniki w systemie wodociągowym



Przykładową strukturę RST ze stacjami obiektowymi zarówno w typie pierwszym jak i drugim pokazano na rysunku 2. Stacja Obiektowa z wyposażeniem radiotelefonicznym oznaczona jest symbolem RSO – Radiotelefoniczna Stacja Obiektowa.

RST, mimo że topograficznie posiada zazwyczaj strukturę gwiaździstą, z punktu widzenia logiki łączności jest strukturą liniową. Oznacza to, że każda Radiotelefoniczna Stacja Obiektowa musi posiadać swój adres wywołania. Adres ten przychodzi w ramce polecenia zdalnego. Jeśli jest adresem danej

Rysunek 2. SC - Stacja Centralna - podstawowa, SCN - Nadrzędna Stacja Centralna, SOn - Stacja Obiektowa (z łącznością przewodową): RSO (1-4) - Radiotelefoniczna Stacja Obiektowa, RSO4 - Retransmisyjna RSO, ŁK - Łącze kablowe



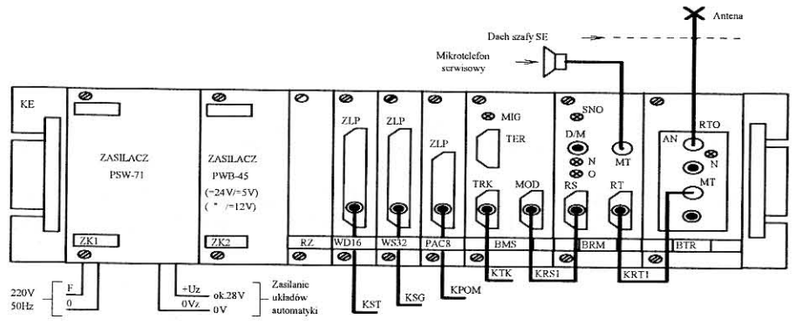
RSO, łącznie z poprawnym formatem i zabezpieczeniami ramki, powoduje odpowiedź stacji. Treścią odpowiedzi są parametry obiektowe, odbierane przez podstawową Stację Centralną, a także przez Centralną Stację Nadrzędną (SCN) (jedną lub kilka), jeśli system zawiera takie w swojej strukturze. SC jest główną stacją dyspozytorską systemu i tylko ona pełni funkcje kontolno-sterujące nadzorowanym procesem. SCN może być kilka i pełnić one mogą tylko funkcje kontrolno-rejestracyjne. Przewidziane są one dla kierownictwa przedsiębiorstwa lub nadzoru technicznego. Mogą pracować w sposób ciągły lub być uruchamiane sporadycznie, na przykład tylko w sytuacjach koniecznych lub awaryjnych.

Istotną zaletą łączności radiotelefonicznej jest możliwość bardzo łatwego dołączenia nowej stacji obiektowej lub nadrzędnej. Dodatkową zaletą omawianego RST jest możliwość pracy RSO jako stacji obiektowej i jako stacji retransmisyjnej (RSO4), z przejściem na łączność kablową z inną SO. Pozwala to na uelastycznienie systemu z jednoczesną oszczędnością wyposażenia SO (radiomodem jest wówczas zbędny). Rozwiązanie to stosuje się dla stacji położonych w pobliżu siebie (do kilkuset metrów) i mających połączenie kablowe pomiędzy sobą.

2. Wyposażenie elektroniczne RSO

Zasadniczym wyposażeniem elektronicznym każdej RSO jest sterownik obiektowy i radiomodem. Sterownik obiektowy wykonuje główny transfer i przetwarzanie danych pomiędzy obiektem (urządzeniami) procesu a Stacją Centralną. Komunikacja z SC realizowana jest przez radiomodem. W dotychczasowych aplikacjach systemu RST zastosowany był Kasetowy Sterownik Obiektowy (KSO), wyposażony w odpowiedni zestaw modułów. Przykład możliwego wyposażenia KSO, w którym radiomodem występuje w postaci kompletu dwóch oddzielnych modułów kasetowych, pokazano na rysunku 3.

Rysunek 3. KE - Kaseta elektroniki, BMS - Blok mikrosterownika, BTR - Blok radiotelefonu, BRM - Blok radiomodemu, PAC8 - Blok przetwornika analogowo-cyfrowego (A/C), WD16 - Blok wyjść dwustanowych (16 wyjść), WS32 - Blok wejść statycznych (32 wejścia), ZKi - Zasilacz kasety



Moduły obiektowe wyposażenia KSO pełnią następujące funkcje:

- WD16 – sterowanie statyczne lub impulsowe 16 urządzeniami zewnętrznymi,
- WS32 – statyczny lub impulsowy odczyt 32 binarnych sygnałów obiektowych,
- PAC8 – pomiar 8 sygnałów analogowych z rozdzielczością 8-12 bitów.

Głównym blokiem wyposażenia elektronicznego KSO jest blok mikrosterownika BMS, który wykonuje jednocześnie kilka następujących zadań:

- odbiera z BRM ramkę polecenia zdalnego (RPZ) ze stacji centralnej i ją dekoduje,
- wykonuje polecenie zawarte w RPZ,
- nadaje odpowiedź do BRM w postaci ramki odpowiedzi obiektowej (ROO),
- realizuje obsługę modułów obiektowych,
- wykonuje szereg funkcji autonomicznych,
- udostępnia obsłudze serwisowej cały zestaw usług ułatwiających i umożliwiających rozruch i serwisowanie modułów obiektowych kasety jak i podłączonych urządzeń obiektowych.

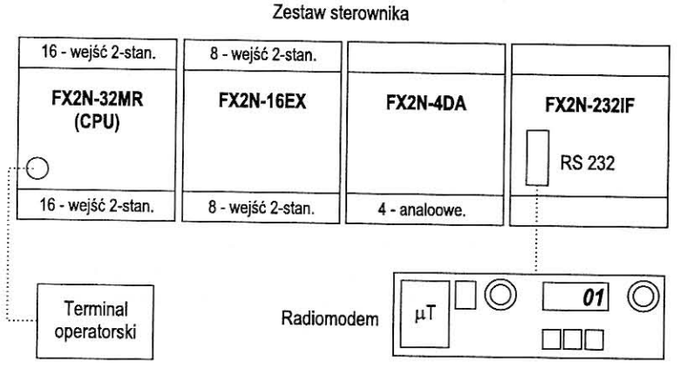
Łączność RSO z SC zapewnia radiotelefon RTO sterowany z bloku radiomodemu BRM.

Państwowa Agencja Radiowa wymagała świadectwa homologacji na cały zestaw radiomodemu, a nie tylko na moduł radiotelefonu; w aplikacjach systemu RST począwszy od roku 1997 zastosowano profesjonalny radiomodem prod. RADMOR, który taką homologację posiada. Radiomodem ten zasilany jest z zasilacza ZK1 i sterowany sygnałami ze złącza RS232 bloku mikrosterownika BMS, analogicznie jak radiomodem modułowy na rysunku 3. Każdy z zastosowanych radiomodemów posiada kanał foniczny, również do celów rozmównych. Ma to dwojakie, bardzo istotne znaczenie. Pierwsze, to odsłuchanie pasma radiowego i samego sygnału transmisji radiowej, co pozwala stwierdzić czy sygnał ten ma odpowiednią jakość i kanał jest czysty od zakłóceń. Drugie, to możliwość wyłączenia funkcji modemu i włączenia funkcji rozmowy radiotelefonicznej, co ma kolosalne znaczenie w trakcie rozruchu systemu i w trakcie jego serwisowania.

W nowo opracowywanych aplikacjach systemu RST zastosowany będzie, jako sterownik RSO, kompaktowy sterownik programowalny PLC typu FX2N f-my Mitsubishi Electric [2]. Przykładową, schematyczną konfigurację sterownika FX2N dla nadzoru i sterowania studnią głębinową, z podłączonym radiomodemem i terminalem operatorskim (do celów serwisowych), przedstawiono na rysunku 4.

Wyposażenie RSO w powyższy sterownik jest możliwe dzięki wprowadzeniu do zestawu rodziny FX2N swobodnie programowalnego modułu komunikacyjnego o symbolu FX2N-232IF, który posiada dwie istotne nowe cechy, w stosunku do wcześniejszych wersji. Pierwszą z nich jest posiadanie pełnego styku RS232, druga to możliwość aplikacji protokółu użytkownika. Pierwsza cecha pozwala bezpośrednio sterować radiomodemem według standardu RS232, druga pozwala na implementację dotychczas stosowanego protokółu transmisji radiowej, oznaczonego symbolem PTR. Te dwie cechy pozwalają również na zastosowanie sterownika FX2N tam, gdzie dotychczas stosowany był kasetowy sterownik obiektowy KSO.

Rysunek 4. Przykładowa konfiguracja sterownika FX2N dla RSO z urządzeniami towarzyszącymi



3. Budowa i funkcje SC

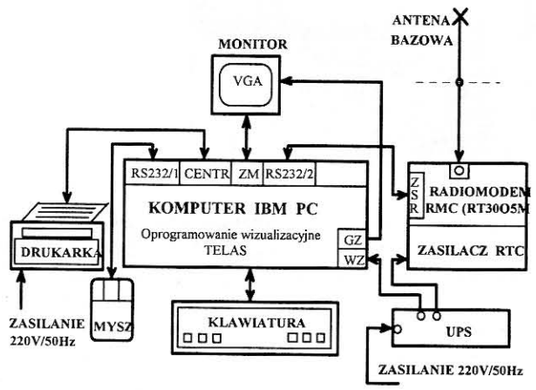
Schemat blokowy stacji centralnej RST przedstawiono na rysunku 5. Na jej wyposażenie składa się typowy komputer typu IBM PC, zespół radiomodemu z anteną bazową i oprogramowanie systemowe i wizualizacyjno-dyspozytorskie z aplikacją obiektową. Zadaniem komputera centralnego jest ciągłe żądanie przesłania z kolejnych stacji obiektowych RSO stanu parametrów obiektowych kontrolowanego procesu, a także, w przypadku inicjacji przez operatora, wysłanie polecenia sterowniczego. Funkcją wynikową do powyższej jest odbiór ramek obrazu obiektu, za pośrednictwem których są dostarczane dane z kontrolowanych obiektów dla celów dyspozytorskich. Funkcję tę zapewnia odpowiedni program komunikacyjny, który jest jednym z elementów składowych oprogramowania dyspozytorskiego o nazwie TELWIN [4], pracującym pod systemem operacyjnym WINDOWS. Aplikacja nadzorowanego procesu napisana dla tego oprogramowania realizuje następujące cele:

- graficzne zobrazowanie stanu wszystkich obiektów,
- rejestracja zdarzeń i okresowa archiwizacja kontrolowanych parametrów,
- wykreślna prezentacja parametrów analogowych,
- raportowanie godzinowe, dobowe lub miesięczne,
- drukowanie na żądanie operatora wykresów, raportów,

Zobrazowanie stanu obiektów odbywa się za pomocą:

- **elementów stałych ekranu** (tło, rysunek podkładowy, elementy graficzne);
- **elementów zmiennych ekranu** w postaci:
  - sygnalizacji graficznych lub tekstowych,
  - pomiarów obiektowych i parametrów obliczeniowych w postaci:
  - pól cyfrowych,
  - słupków,
  - wykresów czasowych,
  - tabel raportowych (dobowych, miesięcznych),
  - tabel alarmowych,
- **elementów aktywnych ekranu**, pozwalających przejść do wybranego ekranu obiektowego, tabeli, wykresu, raportu lub do zainicjowania telesterowania.

Rysunek 5. Organizacja Stacji Centralnej Radiotelefonicznego Systemu Telemechaniki



Oprogramowanie TELWIN jest nowoczesnym, modułowym systemem wizualizacji stanu procesów przemysłowych typu SCADA, w którym poszczególne moduły dołącza się w zależności od potrzeb. Na szczególną uwagę zasługują moduły realizujące dodatkowe (oprócz wymienionych) funkcje takie, jak: analiza danych raportowych, sterowanie automatyczne czy diagnostyka kanałów transmisyjnych. Ponadto system ten umożliwia utworzenie kilku równorzędnych stanowisk dyspozytorskich, jeśli poszczególne komputery dyspozytorskie będą pracowały w sieci lokalnej. Jedno z tych stanowisk jest wówczas wyposażone w radiomodem, stając się serwerem danych dla pozostałych.

4. Kontrola i sterowanie ujęciem wody

Prawie wszystkie dotychczasowe zastosowania systemu RST dotyczyły kontroli i sterowania ujęć wody, czyli nadzorowały pracę studni głębinowych [1]. Radiotelefoniczne stacje obiektowe RSO realizujące te zadania były wykonane zarówno w typie niezależnym (wersja napowietrzna i wnętrzowa), jak i typie zbiorczym. Z częścią naziemną współpracowała część podziemna, mieszcząca się w komorze studni głębinowej i w studni. Zespół ten pozwala na dokonywanie następujących pomiarów:

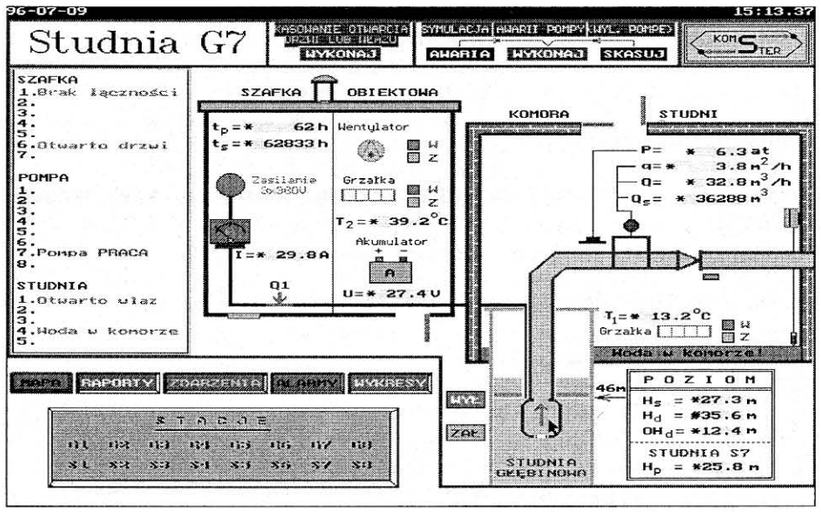
- statycznego (Hs) poziomu wody w studni (poziom z momentu włączenia pompy),
- dynamicznego (Hd) poziomu wody w studni,
- ciśnienia (P) wody w przewodzie tłocznym,
- przepływu (Q) wody,
- sumarycznego wydobycia wody (Qs),
- jednostkowej wydajności studni (Q/ (Hs-Hd); pomiar obliczeniowy),
- prądu (I) pompy,
- temperatury (Ts, Tk) w szafie i w komorze,
- aktualnego i sumarycznego czasu pracy pompy,

Do kontrolowanych stanów binarnych, należy między innymi zaliczyć:

- stan pracy pompy (załączona/wyłączona) wraz z sygnalizacją awaryjnego jej wyłączenia, łącznie z podaniem przyczyny,
- brak zasilania pompy, elektroniki, zabezpieczeń,
- minimum wody w studni,
- otwarcie: drzwi rozdzielni, drzwi szafy lub włazu studni,
- zalanie komory studni,
- awaria zaworu zwrotnego.

Funkcją telesterowania objęta była pompa (pompy), symulacja awarii obwodów alarmowych i kasowanie pamięci stanów alarmowych.

Rysunek 6. Ekran studni głębinowej na monitorze dyspozytorskim w SC-RST



Na rysunku 6 przedstawiono przykładowy ekran studni głębinowej, pokazywany (po wybraniu go) na monitorze dyspozytorskim w Stacji Centralnej RST. Informacje o stanie danego ujęcia wody dostarczane są do RSO z zespołu czujników i przetworników, które mieszczą się w komorze studni i samej studni głębinowej. W studni, tuż nad pompą, znajdują się dwa urządzenia: przetwornik ciśnienia słupa wody, z którego uzyskuje się informacje o poziomie wody w studni oraz czujnik obecności wody, będący elementem zabezpieczenia pompy przed suchobiegiem. Pozostałe urządzenia usytuowane są w komorze studni. W komorze tej, na rurze tłocznej, zamontowany jest czujnik temperatury, przetwornik ciśnienia i typowy przepływomierz licznikowy z nadajnikiem impulsowym. Sygnał z tego nadajnika

pozwala na odtworzenia stanu liczydła przepływomierza w RSO i pokazanie go dalej na ekranie komputera centralnego. Z informacji impulsowej tego sygnału określany jest również bieżący przepływ wody, a także określana jest sytuacja awarii zaworu zwrotnego. Przy dnie komory umieszczony jest czujnik zalania komory. Natomiast na obudowie włazu komory umieszczony jest czujnik stanu włazu (otwarty/zamknięty).

W każdym systemie, oprócz kontroli parametrów technologicznych, bardzo istotną funkcją, z punktu widzenia obecnych przepisów ochrony obiektów komunalnych, jest kontrola antywłamaniowa do rozdzielni, szaf lub komór studni.

5. Kontrola sieci kanalizacyjnej

Znaczna część obecnie budowanych i eksploatowanych sieci kanalizacyjnych jest typu ciśnieniowego. Oznacza to, że ścieki są specjalnie tłoczone ze studni zlewnych, do studni położonych wyżej. Do pierwszych w łańcuchu studni zlewnych, ścieki docierają najczęściej metodą grawitacyjną. Z nich, przy pomocy odpowiednich pomp, są przepompowywane do przepompowni położonych wyżej lub ostatecznie, na samym końcu łańcucha transportu, do samej oczyszczalni ścieków.

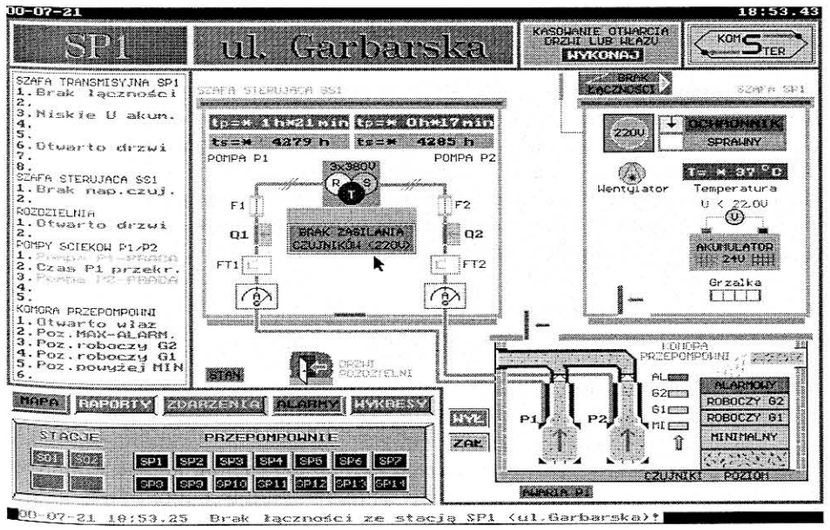
Studnia zlewna, wyposażona w ww. pompy, określana jest mianem przepompowni ścieków. Całością steruje układ automatyki, który obecnie najczęściej realizowany jest na sterowniku PLC. Zadaniem tego układu jest nie tylko odpowiednie sterowanie załączaniem wybranej pompy (np. naprzemiennie), ale także sygnalizowanie stanu awaryjnego pompowni. Do stanów tych zaliczyć należy głównie dwie sytuacje:

- przekroczenie poziomu alarmowego ścieków w studni,
- przekroczenie dopuszczalnego czasu pompowania.

Sytuacja przekroczenia poziomu alarmowego ścieków jest o tyle groźna, że wymagać ona może ingerencji ekipy awaryjnej w samej przepompowni, aby nie nastąpiło wylanie ścieków ze studni. Istotne znaczenie mają tu okoliczności zaistnienia ww. zdarzenia (czy pompy pracują, czy są opady atmosferyczne), gdyż w zależności od nich ingerencja ta może być konieczna natychmiast lub nie. Sytuacja druga, przekroczenie dopuszczalnego czasu pracy pompy, też wymaga rozpoznania okoliczności zdarzenia. W skrajnym przypadku oznacza ona, że dana pompa utraciła swą wydajność i wymagana jest jej naprawa. O każdym z ww. zdarzeń powinien być powiadomiony dyspozytor nadzoru sieci kanalizacyjnej, który może dopiero wtedy uruchomić odpowiednie służby. Środkiem, za pośrednictwem którego może być on powiadomiony, jest system telemechaniki.

Radiotelefoniczny System Telemechaniki RST, w dwóch swoich aplikacjach, jest wykorzystywany również do tego celu. W każdym przypadku pełni on funkcje nadzorcze dla tego typu obiektów, a w jednym pozwala również sterować wybraną pompą. Każda z nadzorowanych studni pracuje w oparciu o czujniki poziomu typu pływakowego lub stykowego, z których uzyskuje się wykresy poziomów. Natomiast z sygnalizacji stanu załączenia pompy otrzymuje się w Stacji Obiektowej czasy pracy pomp (bieżący i sumaryczny), a w Stacji Centralnej wykresy pracy pomp. Z tych wykresów ocenia się dopiero poprawną pracę danej przepompowni. Obraz jednej z nadzorowanych przepompowni na ekranie komputera w S.C. przedstawiono na rysunku 7.

Rysunek 7. Ekran przepompowni ścieków na monitorze dyspozytorskim w SC-RST



6. Aspekty ekonomiczne RST

Zainstalowanie na obiektach wodociągowo-kanalizacyjnych Systemu Telemechaniki typu RST jest bardzo pożądane z punktu widzenia służby technologiczno-eksploatacyjnej, lecz jest kosztowne. Koszty te są różne dla poszczególnych stacji systemu w zależności od realizowanych przez nie funkcji. Najkosztowniejsza jest pierwsza instalacja systemu, ze względu na konieczność opłacenia jednostkowych elementów aplikacji, takich jak: projekt sieci radiowej, projekt systemu, wyposażenie Stacji Centralnej, licencjonowane oprogramowanie systemowe. Koszty Stacji Obiektowych zależą od ich ilości, wyposażenia i stopnia ich powtarzalności. Cena instalacji najprostszej konfiguracji SO nie przekracza 20.000 PLN.

W koszcie początkowym systemu istotne miejsce zajmuje projekt sieci radiowej, będący załącznikiem wniosku przyszłego użytkownika RST o przydział pasma radiowego, a skierowanego do Urzędu Regulacji Telekomunikacji (dawna Państwowa Agencja Radiowa). Koszt wykonania takiego projektu wynika z liczby punktów radiowych systemu. Cena jednostkowa punktu radiowego nie przekracza na ogół 2.000 PLN. Biorąc pod uwagę te i pozostałe koszty transmisji radiowej należy zadać pytanie, czy wyposażenie Systemu Telemechaniki w transmisję radiową na paśmie wydzielonym jest uzasadnione ekonomicznie. Odpowiedź jest zdecydowanie twierdząca: **Radiowy System Telemechaniki jest bardzo tani w eksploatacji**. Ze znanych przykładów wynika, że koszt położenia 1 mb kabla energetycznego, sygnalizacyjnego lub telekomunikacyjnego, pomiędzy dyspozytornią a punktem sieciowym (studnią głębinową, przepompownią) w celu umożliwienia najprostszego sterowania, dochodzi do kwoty około 1000 PLN, przy założeniu braku lokalnych przeszkód w położeniu kabla. Stąd odległości pomiędzy stacjami w systemie telemechaniki około 1 km, pozwalają za cenę położenia kabla na zainstalowanie systemu RST z minimum dwoma Radiotelefonicznymi Stacjami Obiektowymi. Rozwiązaniem, które dałoby obniżenie kosztów instalacji i eksploatacji Systemu Telemechaniki, jest posiadanie przez inwestora własnej, kablowej sieci telekomunikacyjnej, położonej np. wzdłuż trasy nowo budowanego rurociągu. Jednakże autorzy systemu nie spotkali się dotychczas nigdzie z taką możliwością. Również rozpatrywanie alternatywnych sposobów łączności: kablowej – dzierżawa toru kablowego od TPSA lub radiotelefonicznej poprzez zastosowanie modnej dzisiaj telefonii komórkowej GSM, dają w efekcie dużo większe koszty eksploatacyjne, mimo pozornie niższych, początkowych kosztów instalacji systemu.

Polecana transmisja radiowa na paśmie wydzielonym ma jeszcze kilka innych istotnych zalet. Pierwszą z nich jest **duża pewność transmisji radiowej**, wynikająca z braku możliwości „uszkodzenia" samego pasma radiowego, czego nie można powiedzieć o połączeniu kablowym. W kilku znanych przypadkach koszty naprawy ciągłości kabla sterowniczego w ciągu roku pokryłyby koszty instalacji nowego RST dla dwóch kontrolowanych obiektów. Drugą niezaprzeczalną zaletą jest możliwość **cyklicznej transmisji dowolnej ilości danych** w systemie, przez co RST może być uważany za system czasu rzeczywistego (bez znaczących opóźnień), czego nie można powiedzieć o transmisji opartej na telefonii komórkowej GSM. Trzecią bardzo istotną zaletą łączności radiotelefonicznej, powszechnie stosowaną w RST, jest **możliwość wykorzystania radiomodemu do transmisji mowy** w trakcie uruchamiania i serwisowania systemu.

7. Możliwości transmisyjne RST

Możliwości transmisyjne systemu RST są dużo większe, niż systemu opartego na innym sposobie transmisji. Wyeksponować tu należy brak problemów transmisyjnych z podłączeniem kolejnych RSO do systemu, o ile oczywiście dana stacja będzie usytuowana w promieniu zasięgu Stacji Centralnej. Program komunikacyjny SC od początku istnienia systemu, posiada opcjonalną możliwość retransmisji wybranych odpowiedzi RSO do celów monitorowania nadrzędnego. Ta sama własność jest wykorzystywana w sytuacji implementacji w RSO funkcji automatycznego sterowania rozproszonego [5]. Funkcja ta pozwala na realizację w RSO sterowania automatycznego o charakterze regulacyjnym, przeznaczonego do utrzymania wybranych parametrów (przepływu, poziomu) w zadanych granicach.

Druga, ostatnio opracowana, własność systemu transmisji w RST [3], to możliwość retransmisji danych z/do RSO za pośrednictwem stacji retransmisyjnych, które również mogą pełnić funkcje typowych RSO. Pozwala to monitorować obiekty procesu, z którymi SC bezpośrednio nie ma łączności z uwagi na odległość lub przeszkody terenowe. Opracowany protokół transmisyjny pozwala z komputera centralnego na konfigurowanie trasy przekazu danych z odległej RSO, co w sytuacjach awaryjnych pozwala na zmianę trasy połączenia.

Podsumowanie

Do chwili obecnej system RST doczekał się 6 aplikacji, z czego 5 jest eksploatowanych i rozwijanych do dzisiaj (PWiK: Gliwice, Gniezno (×2), Człuchów, Kostrzyn Wielkopolski). Każdy z użytkowników, oprócz niezaprzeczalnego i niewymiernego cenowo komfortu nadzoru technologicznego monitorowanych obiektów, podkreśla szereg funkcji realizowanych przez RST, które przynoszą wymierne korzyści, czyli oszczędności czasu i kosztów transportu osiągane zamiast bezpośredniej interwencji służby technologicznej lub służby ochrony obiektów. Do funkcji tych należą:

- możliwość telesterowania pompami głębinowymi przez dyspozytora,
- możliwość odczytu danych raportowych (stanów liczników, wartości parametrów technologicznych) w jednym miejscu i o dowolnej godzinie,
- ciągły obraz stanu zabezpieczeń antywłamaniowych dla służby ochrony obiektów.

Tylko te trzy funkcje pozwalają w ciągu roku na zaoszczędzenie środków równoważnych kosztom zainstalowania 1-3 Radiotelefonicznych Stacji Obiektowych.

Literatura

[1] Kubiak Z., Mielcarek R., Osmałek Z., *Radiotelefoniczny system telemechaniki do sterowania i kontroli ujęć wody*, w: *Komputer w ochronie środowiska*, Poznań 1997.
[2] Mitsubishi Electric, *Communication module fx2n-232if*, User's Manual 1997.
[3] Lis T., Sobkowiak A., *TelWin – System wizualizacji procesow przemysłowych*, Wersja 3.0. TEL-STER, Poznań 2001.
[4] Mielcarek R., *Możliwosci realizacji automatycznego sterowania rozproszonego ujęciami wody w radiotelefonicznym systemie tele-mechaniki*, w: *Komputer w ochronie środowiska*, Poznań-Ostróda 2001.
[5] Mielcarek R., Nawrocki W., *Własności konfigurowalnej sieci radiowej w Radiotelefonicznym Systemie Telemechaniki – RST*, w: *Sieci Komputerowe*, Zakopane 2002.

APPLICATION ORIENTED ASPECTS OF THE RADIOTELEPHONE OR WIRED REMOTE CONTROL SYSTEM - RST IN MONITORING AND CONTROLLING WATER-SUPPLY AND SEWAGE SYSTEMS

Summary

In this project the structure and possibilities of Radiotelephone-Wire Remote Control System-RST, implemented in some water-supply and sewage system or communal plants in Poland, have been shown. Firstly, the possible structures and functions of the system devices: object stations, central station, connecting channels and visual software of dispatcher of the SCADA type have been presented. Secondly, the monitoring and controlling of water extraction problems have been discussed, showing the two most popular structures of extracting water object stations, the way how to monitor and remote control them. On the screen of the dispatcher's computer the selected problems of water extracting have been shown. Thirdly, the dispatcher's monitoring of the pumping-station has been discussed. In this project, both the range of the used monitoring, and hence the conclusions concerning the quality and the state of the applied technological solutions have been presented. The next part of the project is dedicated to the economical aspects of using the RST system. Finally, possible structures of radio connection in the RST system have been discussed. The above mentioned structures allow the following features: data transmission route configuration through several relay stations, the possibility of automatic dispersed control and the primary monitoring, dedicated to technical management.

Piotr Krzysztof Tuz
Joanna Gwoździej-Mazur

WYBRANE ASPEKTY GOSPODAROWANIA WODĄ I ŚCIEKAMI W PRALNIACH CHEMICZNYCH

Streszczenie

Nowoczesne środki piorące są mieszaniną wielu składników, wśród których należy wyróżnić pięć zasadniczych grup: związki powierzchniowo czynne (surfaktanty), środki sekwestrujące, środki wypełniające, środki wspomagające oraz enzymy. Środki te wykorzystywane są w pralniach chemicznych. Powszechność i zakres usług determinują zwiększenie ich wpływu na środowisko naturalne. Na przestrzeni ostatnich lat zakłady te zmieniły w znacznym stopniu swój charakter. Główny problem w pralniach chemicznych stanowi gospodarka wodno-ściekowa. W referacie omówiono aktualny stan wiedzy i podstawy prawne obowiązujące w fazie projektowania i eksploatacji zakładów pralniczych.

Wstęp

Pralnie chemiczne są zakładami o dużych potrzebach wodnych. W celu ograniczenia ilości zużywanej wody powinno się stosować zamknięty lub mieszany model gospodarki wodno-ściekowej. Powstające ścieki ze względu na zawarte w nich zanieczyszczenia należy podczyszczać przed zrzutem do odbiornika.

1. Związki powierzchniowo czynne

Surfaktanty, czyli związki powierzchniowo czynne (ZPC), są to substancje, które mają specyficzne właściwości wynikające z ich budowy chemicznej. Cząsteczka takiego związku składa się z dwóch części o skrajnie różnych właściwościach: hydrofilowej (zwanej „głową") oraz hydrofobowej (zwanej „ogonem"), [1].

Część polarna (hydrofilowa) cząsteczki surfaktanta wykazuje duże powinowactwo do wody i innych cieczy polarnych, a jej obecność w cząsteczkach surfaktanta nadaje im zdolność do rozpuszczania się w tych cieczach. Budowa chemiczna tej części cząsteczki określa także zdolność całej cząsteczki surfaktanta do dysocjacji w roztworach wodnych. Część hydrofilowa zawiera najczęściej fragment o charakterze rozpuszczalnej w wodzie soli organicznej. W cząsteczkach klasycznych surfaktantów grupą hydrofilową jest najczęściej reszta kwasowa lub zasadowa, której obecność w cząsteczce zapewnia jej rozpuszczalność nie tylko w wodzie, ale również w innych rozpuszczalnikach polarnych. W przypadku kwasowych lub zasadowych grup hydrofilowych rozpuszczalność surfaktanta w wodzie jest związana z procesem tworzenia soli.

Część niepolarna (hydrofobowa, lipofilowa) cząsteczki surfaktanta charakteryzuje się odmienną właściwością, jaką jest jej duże powinowactwo do cieczy niepolarnych; natomiast nie ma powinowactwa do wody. Obecność grupy niepolarnej w cząsteczce surfaktanta jest odpowiedzialna za rozpuszczalność całej cząsteczki w olejach i ogólnie w cieczach niepolarnych. Część lipofilowa cząsteczki surfaktanta stanowi najczęściej alifatyczny łańcuch węglowodorowy (zawierający z reguły 8-18 atomów węgla).

Działanie roztworów surfaktantów powoduje:
- zmniejszanie napięcia powierzchniowego lub międzyfazowego, dzięki tworzeniu błonek adsorpcyjnych na granicy faz;
- trwałość powierzchniową lub nadawanie wytrzymałości mechanicznej utworzonej błonce adsorpcyjnej [2].

Istnieje kilka systemów klasyfikacji surfaktantów, stosowanych w różnych dziedzinach ich zastosowań. Wymienić należy między innymi podział ze względu na budowę chemiczną, na degradację środków powierzchniowo czynnych, według źródła surowców, własności użytkowych. W działalności zakładu usługowego wpływającego na środowisko ważne są zarówno właściwości użytkowe, jak i cechy decydujące o szybkiej degradacji ZPC.

Ze względu na degradację surkaktanty można podzielić na:
- łatwo ulegające biodegradacji (miękkie surfaktanty – typu soft):
- alkohole siarczanowane,
- n-alkanosulfoniany,
- n-alkenosulfoniany,

mgr inż. Piotr Krzysztof Tuz, Politechnika Białostocka, Katedra Wodociągów i Kanalizacji; mgr inż. Joanna Gwoździej-Mazur, Politechnika Białostocka, Katedra Wodociągów i Kanalizacji

- pochodne etoksylowe siarczanowanych produktów addycji alkoholi i kwasów tłuszczowych (o małej liczbie grup etoksylowych),
- pochodne polipeptydów i polisacharydów związanych z podstawnikami n-alkilowymi;
- średnio biodegradowalne:
- n-alkilobenzenosulfoniany,
- addukty tlenku etylenu i wyższych kwasów tłuszczowych oraz amin (o średniej liczbie grup etoksylowych);
- trudno ulegające biodegradacji (twarde surfaktanty – typu hard),
- alkilobenzenosulfoniany o rozgałęzionych podstawnikach alkilowych,
- alkilonaftalenosulfoniany o rozgałęzionych podstawnikach alkilowych,
- wysokocząsteczkowe addukty tlenku etylenu i alkilofenoli [3].

Zgodnie z właściwościami użytkowymi oraz głównymi kierunkami zastosowania dzieli się surfaktanty na:
- związki zwilżające,
- związki dyspergujące,
- związki pieniące,
- związki piorące,
- emulgatory,
- antyemulgatory,
- solubilizatory [2].

2. Przebieg procesu czyszczenia chemicznego

W każdej pralni występują oprócz innych działy prania i wykończania. Proces technologiczny czyszczenia odzieży przebiega w zasadniczych fazach:
- przyjmowanie, ewentualnie transport oraz sortowanie odzieży,
- obróbka wstępna przed czyszczeniem w agregacie, czyli zaczyszczanie oraz wstępne odplamianie,
- czyszczenie wyrobów w agregacie,
- odplamianie końcowe,
- wykończanie.

Każdy proces chemicznego czyszczenia składa się z następujących zasadniczych operacji:
- czyszczenie,
- wirowanie,
- suszenie,
- wietrzenie lub dezodoryzacja.

Czyszczenie polega na traktowaniu odzieży kąpielą rozpuszczalnikową z dodatkiem wspomagacza. W trakcie czyszczenia stosuje się filtrowanie kąpieli. Do najważniejszych parametrów procesu należą:
- moduł załadowania i moduł kąpieli, od wielkości których zależy między innymi wielkość działania mechanicznego w czasie czyszczenia,
- czas i skład kąpieli czyszczącej zależy od rodzaju zabrudzenia oraz rodzaju i struktury wyrobu.

W końcowej fazie czyszczenia na odzież mogą być nałożone apretury, np. antyelektrostatyczne, zmiękczające, wodoodporne.

Wirowanie ma na celu mechaniczne oddzielenie kąpieli rozpuszczalnikowej od odzieży. Odbywa się przy obrotach bębna rzędu 30-500 obr/min. Czas wirowania, zależnie od rodzaju wyrobów wynosi od 1,5 do 4 minut. Suszenie odbywa się przez odparowanie rozpuszczalnika pozostałego po odwirowaniu w odzieży. Następuje ono przez doprowadzenie do bębna agregatu cieplnego powietrza. Temperatura suszenia zależnie od rodzaju odzieży i typu agregatu wynosi od 40°C do 90°C. Czas suszenia waha się na ogół w granicach 20-35 min. W czasie suszenia powietrze krąży w układzie zamkniętym.

Wietrzenie polega na przedmuchiwaniu odzieży świeżym powietrzem doprowadzanym do bębna z zewnątrz. Ma na celu usunięcie resztek rozpuszczalnika nie usuniętego z odzieży w procesie suszenia. Czas operacji waha się w granicach 3-6 minut. Zanieczyszczone powietrze wydmuchiwane jest do atmosfery bezpośrednio lub przez adsorbery. W nowoczesnych maszynach zaopatrzonych w agregat chłodniczy w układzie suszenia wietrzenie zastępowane jest procesem redukcji (dezodoryzacji). Polega on na usunięciu resztek rozpuszczalnika z odzieży przez stosowanie zimnego powietrza (temperatura agregatu chłodniczego do -20°C). Powietrze krąży w układzie zamkniętym.

Po obróbce wstępnej i chemicznym czyszczeniu, odzież, na której pozostały jeszcze trudno usuwalne zaplamienia, poddawana jest odplamianiu końcowemu. Zabieg ten przeprowadzany jest na ogół na specjalnych stołach detaszerskich. Wyposażone są one w pistolety umożliwiające nanoszenie rozpylonej wody na zaplamione miejsca, parowanie ich oraz suszenie miejsc wilgotnych po usunięciu plamy sprężonym nagrzanym powietrzem. Stoły posiadają również urządzenia do odsysania płynów par rozpuszczalnika.

Do typowych kompozycji odplamiających należą:
- środki będące roztworami wodnymi:
- o odczynie alkalicznym do usuwania plam białkowych,
- o odczynie kwaśnym do usuwania plam garbnikowych,
- o odczynie silnie kwaśnym do usuwania plam rdzy i innych metali.
- rozpuszczalniki barwników,

- środki nieposiadające w składzie wody,
- rozpuszczalniki lakierów i substancji klejących,
- rozpuszczalniki farb olejnych.

Do odplamiania stosuje się również środki bielące utleniające i redukujące oraz enzymy. Praca na stanowiskach odplamiania końcowego wymaga wysokich kwalifikacji.

Ostatnią fazą pełnego procesu czyszczenia odzieży jest wykończanie, które ma na celu przywrócenie pierwotnego kształtu, formy i wyglądu powierzchni. Procesy wykończalnicze przeprowadzane są przy udziale trzech zasadniczych czynników: podwyższonej temperatury, wilgoci, docisku. Zasadnicze metody wykończenia to:

- parowanie przeprowadzone na parownikach lub dolnej płycie prasy; stosowane jest do wykończenia dzianin oraz wyrobów runowych;
- prasowanie mechaniczne – przeprowadzane na prasach do odzieży; może być stosowane dla całego asortymentu wyrobów z wyjątkiem dzianin i wyrobów runowych;
- prasowanie ręczne – przeprowadzane żelazkami na stołach do prasowania; może być stosowane dla całego asortymentu odzieży, jednak ze względu na wysoką pracochłonność ograniczone jest zazwyczaj do odzieży z tkanin typu bawełnianego oraz lekkiej odzieży wełnianej i jedwabnej;
- formowanie przeprowadzane na manekinach parowo-powietrznych, stosowane jest głównie dla spodni, marynarek, okryć wierzchnich; metoda ta nie zabezpiecza pełnego wykończenia, niektóre elementy odzieży jak podszewki, mankiety, kołnierze wymagają doprasowania,
- wykończanie swobodne przeprowadzane w urządzeniach komorowych parowo-powietrznych; zalecane jest głównie dla odzieży z włókien syntetycznych oraz jako operacja wstępna dla wszystkich asortymentów odzieży [5].

3. Woda w pralni chemicznej

3.1. Maszyny i urządzenia

Szeroki asortyment używanej odzieży i bielizny powoduje, że do jej konserwacji wodnej lub rozpuszczalnikowej stosowane są różnorakie maszyny i urządzenia:

- do prania bielizny stosuje się:
  - pralnice,
  - pralnico-wirówki,
  - pralnice tunelowe;
  - do odwodnienia, podsuszania i suszenia końcowego zastosowanie znajdują:
  - wirówki,
  - prasy,
  - suszarki;
  - do prasowania i suszenia służą:
  - prasownice (cylindryczne, nieckowe, elastyczne),
  - prasy fasonowe,
  - stoły do prasowania;
- do wykończania poprzez parowanie znalazły zastosowanie manekiny (wolno stojące i komorowe);
- do czyszczenia odzieży stosuje się agregaty rozpuszczalnikowe;
- do wykończania odzieży używa się:
  - stołów i komór odplamiających,
  - pras poziomych,
  - manekinów,
  - stołów do prasowania;
- do dezynfekcji parowej służą dezynfektory komorowe (przelotowe i nieprzelotowe);
- do mycia i dezynfekcji wózków używa się komorową przelotową myjnię wózków;
- do wyjaławiania bielizny stosuje się sterylizatory;
- do zabiegów pomocniczych służą:
  - pakowarki (foliarki stołowe i wiszące),
  - znakowarki (ręczne i automatyczne),
  - maszyny szwalnicze (stebnówki, guzikarki, overlocki),
  - łatkownice,
  - transportery poziome i pionowe (taśmociągi, podwieszone, rozdzielcze, załadowcze, odbiorcze, sortownicze).

Każda z maszyn zasilana jest odpowiednim medium (tabela 1).

Tabela 1. Czynniki zasilające maszyny i urządzenia technologiczne w zależności od rodzaju urządzenia

Maszyny i urządzenia	MEDIUM ZASILAJĄCE			MEDIUM ZWROTNE								
	Woda			Para (ciśnienie MPa)					Ścieki	Kondensat	Opary	Ciepło
	surowa	zimna	ciepła miękka	0,05	0,3	0,5	0,8	1	40-90°C	100-1 10°C	100-130°C	emisja
Maszyny pralnicze	+	+	+	-	-	+	-	-	+	-	-	+
Wirówki, prasy	+	-	-	-	-	-	-	-	+	-	-	-
Suszarki	-	-	-	-	-	+	+	+	-	+	+	+
Prasownice	-	-	-	-	-		+	+	-	+	+	+
Prasy	-	-	-	-	-	+	+	-	-	+	+	+
Manekiny	-	-	-	-	-	+	+	-	-	+	+	+
Stoły do	-	-	-	-	-	+	-	-	-	+	+	+
Agregaty	+	+	-	-	+	+	-	-	+	+	-	+
Stoły	+	-	-	-	+	+	-	-	-	+	+	-
Dezynfektory	+	-	-	+	-	-	-	-	-	-	-	-
Myjnie wózków	+	-	-	-	-	+	-	-	-	-	-	-
Stabilizatory	+	+	-	-	+	-	-	-	-	-	-	-

Źródło: opracowanie własne.

3.2 Zagadnienia jakościowe

Zakłady pralnicze, zwłaszcza typu przemysłowego, należą do obiektów zużywających duże ilości wody, energii i ciepła. Najbardziej korzystne jest zasilanie zakładu pralniczego wodą z wodociągu centralnego miejskiego bądź lokalnego. Woda w tym przypadku jest już oczyszczona w oczyszczalni (miejskiej, gminnej) pod względem fizykochemicznym i bakteriologicznym, a na terenie pralni poddawana jest uproszczonemu uzdatnieniu polegającemu przeważnie na usunięciu twardości. Racjonalne zaprojektowanie instalacji i użytkowanie czynników technologicznych wpływa na jakość wykonywanych usług i na wyniki ekonomiczne działalności zakładu. Projektując uzbrojenie zewnętrzne zakładu, między innymi źródła wody, należy przewidywać stały wzrost zapotrzebowania na czynniki technologiczno-energetyczne, a więc i na potrzebę zwiększania wydajności podstawowych elementów tego układu. Zakład pralniczy wyposaża się w następujące systemy technologiczno-energetyczne:

- zaopatrzenie w wodę i usuwanie ścieków,
- zaopatrzenie w energię cieplną,
- zaopatrzenie w energię elektryczną,
- zaopatrzenie w sprężone powietrze,
- zaopatrzenie w czyste atmosferyczne powietrze [4].

W skład każdego z wymienionych systemów zaopatrzenia technologiczno-energetycznego zakładu wchodzą elementy uzbrojenia zewnętrznego i wewnętrznego, tworzące jeden wspólny układ zasilania.

Z maszyn i urządzeń pralniczych odprowadzane są powstające podczas przebiegu procesu technologicznego:

- ścieki/wody popralnicze i z procesów chłodzenia),
- opary gorącego powietrza,
- ciepło emitowane przez maszyny i urządzenia,
- para wodna (wilgoć emitowana przez maszyny i urządzenia),
- pary rozpuszczalnika,
- zanieczyszczone powietrze.

Wymienione czynniki doprowadzone odpowiednim układem instalacyjnym do i z maszyn i urządzeń pralniczych, a także odprowadzane od nich, mają zapewnić ich prawidłowe działanie w procesach technologicznych prania i wykończania.

W zakładach pralniczych możena rozróżnić co najmniej sześć rodzajów instalacji wody pracujących na potrzeby:

- bytowo-gospodarcze:
- przygotowywania napojów przeważnie ciepłych,
- utrzymania higieny osobistej,
- utrzymania czystości pomieszczeń,
- podlewania zieleni,
- chłodnicze – chłodzenia używana jest głównie w agregatach do czyszczenia chemicznego i klimatyzacyjnych;
- przeciwpożarowe – w otoczeniu budynku pralni lub w samej pralni powinna być możliwość uruchomienia w wypadku pożaru poboru (niezbędnych ilości) wody;
- energetyczne – woda potrzebna jest w tych zakładach pralniczych, które mają własne wysokoparametrowe źródła ciepła (kotły, wytwornice pary) do produkcji pary;
- technologiczne – służy przede wszystkim do przygotowania kąpieli płucząco-piorących;
- urządzeń technicznych.

Każda z wymienionych instalacji wymaga odpowiedniej ilości wody o odpowiedniej jakości.

Wodę do pralni można pozyskać z każdego źródła. Woda ujmowana ze źródła wód podziemnych jest, poza przypadkami skrajnymi, najczystsza ze wszystkich źródeł naturalnych. Woda podziemna ujmowana jest najczęściej za pomocą wierconych studni głębinowych, z głęboko położonych warstw gruntu, stąd otrzymuje nazwę wody gruntowej

głębinowej. Wody te ze względu na wysoką zawartość domieszek żelaza i manganu oraz twardość wymagają odpowiedniego uzdatniania przed skierowaniem do pralni. Wody z ujęć powierzchniowych wymagają zawsze przed skierowaniem do użytkowania oczyszczania, a następnie uzdatniania. Oczyszczanie polega na usunięciu zanieczyszczeń w postaci zawiesin i innych rozpuszczonych domieszek, barwy, a także zdezynfekowaniu wody.

Wydaje się, chociaż nie jest aż tak oczywiste, że najkorzystniejszym sposobem dostarczania wody do zakładu pralniczego jest jego zasilanie z sieci wodociągowej. Woda wodociągowa powinna odpowiadać jakości wody do picia i na potrzeby gospodarcze, a więc spełniać warunki przewidziane w rozporządzeniu [13]. Wyciąg najważniejszych parametrów wody dla celów bytowo-gospodarczych pokazuje tabela 3.

Tabela 3. Dopuszczalne wartości wybranych wskaźników fizycznych i stężenie substancji w wodzie do picia i na potrzeby gospodarcze

Wskaźnik lub nazwa substancji	Jednostka miary	Najwyższa dopuszczalna zawartość lub przedział
Orgnoleptyczne:		
Barwa	mg Pt/dm^3	20
Odczyn	PH	6,5-8,5
Mętność	mg/dm^3	5
Substancje rozpuszczone (sucha pozostałość w 105°C)	mg/dm^3	800
Twardość ogólna	mg CaCO,/dm^3	500
Fizyczno-chemiczne:		
Azotany	mg N/dm^3	10
Chlorki	mg Cl/dm^3	300
Detergenty:	mg/dm^3	0,1
• anionowe		
• kationowe	mg/dm^3	0,2
• niejonowe	mg/dm^3	0,5
Siarczany	mg SOs/dmS	200
Żelazo	mg Fe/dm^3	0,5

Źródło: [13].

Do celów bytowo-gospodarczych przeciwpożarowych wodę wodociągową można stosować bezpośrednio czyli bez dodatkowego uzdatniania. Do celów chłodniczych, technologicznych i energetycznych wodę wodociągową należy uzdatnić poprzez usunięcie nadmiaru żelaza, manganu, twardości, korekcji pH. Do celów chłodniczych, technologicznych, energetycznych i instalacyjnych wodę głębinową (podziemną) należy uzdatnić poprzez usuniecie nadmiaru żelaza, manganu oraz twardości do 0,05 mval/dm^3. Woda głębinowa może być używana bez uzdatnienia tylko do celów przeciwpożarowych.

Wszystkie procesy technologiczne stosowane w pralniach można podzielić umownie na dwie grupy:
suche:
- suszenie,
- prasowanie,
- dezynfekcja parowa,
- sterylizacja i pak;

mokre:
- zamakanie (moczenie),
- płukanie przed praniem,
- pranie wstępne,
- pranie zasadnicze (główne),
- dezynfekcja wodna (fizyczno-chemiczna),
- płukanie po praniu,
- wybielanie,
- krochmalenie,
- apreturowanie.

Każdy z tych procesów przebiega w odmiennych warunkach fizykochemicznych i ma na celu nadanie odpowiednich właściwości (konserwacja) obrabianemu wyrobowi (bieliźnie, tkaninie).

Zużycie wody jest bardzo duże, zwłaszcza w procesach bielenia, barwienia, płukania i prania. Jest ona czynnikiem przenoszącym i rozprowadzającym związki chemiczne znajdujące się w zawiesinie wodnej. Woda stosowana w procesach obróbki włókien powinna posiadać odpowiednią czystość i klarowność, być bezbarwna, bez zapachu, zawierać jak najmniejszą ilość rozpuszczonych związków organicznych i nieorganicznych, głównie żelaza i manganu. Powinna również posiadać wymaganą twardość – a właściwie miękkość, odpowiedni odczyn (obojętny) oraz mały stopień utlenialności (wskazuje na zawartość w wodzie rozpuszczonych substancji organicznych i wyraża się liczbą tlenu niezbędną do ich utlenienia). Warunkiem dobrej jakości wody jest także jak najmniejsza zawartość takich gazów, jak: dwutlenek węgla, tlen, gdyż powodują one korozję kotłów parowych, armatury i rur.

Wymagania jakościowe stawiane wodzie do celów technologicznych są bardzo wysokie; dla niektórych wskaźników wyższe niż dla wody pitnej. Woda stosowana w procesie płukania powinna być wyższej jakości niż używana do procesu prania.

Obecność różnego rodzaju zanieczyszczeń w wodzie uniemożliwia prawidłowy przebieg każdego z procesów technologicznych, do których woda została zużyta. Wpływają one szczególnie niekorzystnie na przebieg: prania, płukania, bielenia, barwienia, apreturowania [7].

W zakładzie pralniczym świadczącym usługi czyszczenia chemicznego zainstalowane są specjalistyczne maszyny do tego celu zwane agregatami (z racji łączenia w sobie kilku technologicznych funkcji) do czyszczenia odzieży. Jedną z faz obróbki odzieży jest faza odzysku rozpuszczalnika w operacji chłodzenia destylatora (element agregatu). Do destylatora, a ściślej do przestrzeni międzyrurkowych doprowadzana jest woda chłodząca, która płynie w przeciwprądzie w stosunku do kierunku przepływu par rozpuszczalnika. Woda do chłodzenia powinna mieć taką jakość i temperaturę, aby stworzyć optymalne warunki do właściwego przebiegu procesów chłodzących.

W wodzie do chłodzenia szczególnie niepożądana jest zawartość kwaśnego węglanu wapnia, który wytrąca się w postaci osadu po podgrzaniu wody do temperatury powyżej 40°C. Woda do chłodzenia powinna być klarowna i bez zawiesin, termostabilna, bez właściwości korozyjnych.

Stężenie zanieczyszczeń w wodzie kotłowej (w tym uzupełniającej) powinno być utrzymane na takim poziomie, aby zapewnić:
- wytworzenie w kotle/wytwornicy dostatecznie czystej pary,
- ograniczenie do minimum szybkości korozji elementów kotła/wytwornicy,
- czystość wewnętrznych powierzchni ogrzewalnych oraz zmniejszenie do minimum strat wody i ciepła wynikających z odsalania i odmulania wody.

Szczegółowe wymagania jakościowe dla wody kotłowej i zasilającej powinien określać dostawca kotła.

Woda zasilająca kotły bądź wytwornice pary jest mieszaniną kondensatu i wody dodatkowej (uzupełniającej). Zarówno jakość wody dodatkowej, jak i kondensatu powinna być taka, aby po zmieszaniu były spełnione wymagania dla wody zasilającej. W większości przypadków źródłem wody do zasilania urządzeń ciepłowniczych jest woda wodociągowa spełniająca wymagania jakości wody do picia i na potrzeby gospodarcze. A zatem wodę taką należy dodatkowo uzdatniać za pomocą procesów:
- odżelaziania,
- odkrzemiania,
- zmiękczania,
- odsalania (demineralizacja),
- odgazowywania i korygowania odczynu pH.

Wśród wielu przyczyn wpływających na małą trwałość czy nieefektywną pracę kotła bądź wytwornicy wyjątkowe znaczenie ma jakość wody. Zasilanie kotłów/wytwornic wodą nieodpowiednią wywołuje: tworzenie się kamienia i mułu kotłowego, zanieczyszczenie pary i korozję. Woda do zasilania źródeł pary powinna wykazywać możliwie małą zawartość soli i małą twardość. Zanieczyszczenia zawarte w wodzie kotłowej podwyższają skłonność wody do pienienia (powoduje to dalsze zanieczyszczenie pary). Zdolność do pienienia nadają wodzie substancje koloidowe, ługi, fosforany, smary i oleje, a także substancje powierzchniowo czynne. Również substancje organiczne wpływają ujemnie na działanie kotła, gdyż rozkładają się w wysokiej temperaturze i powodują jego korozję. Obecność w wodzie kwasów, rozpuszczonego tlenu i dwutlenku węgla nadają wodzie właściwości agresywne (korodujące), powodując niszczenie elementów metalowych. Zawartość omówionych zanieczyszczeń w wodzie zasilającej i kotłowej musi być ograniczona do minimum i jeżeli woda charakteryzuje się podwyższoną ich zawartością wymaga odpowiedniego oczyszczania i uzdatniania. Powinna spełniać warunki stawiane wodzie do celów energetycznych wynikające z PN-85/C-04601.

***

Ciepło wydzielające się w czasie pracy urządzeń w pomieszczeniach pralniczych oraz duża wilgotność wpływają w znacznej mierze na komfort pracy w tego rodzaju zakładzie usługowym. Jedynym rozwiązaniem pozwalającym uniknąć niekorzystnych warunków pracy są urządzenia wentylacyjne i klimatyzacyjne. Podstawowym wymogiem jest zapewnienie wentylacji mechanicznej wywiewno-nawiewnej, której zadaniem w okresie lata jest odprowadzanie ciepłego powietrza i doprowadzanie zimnego.

Do chłodzenia powietrza w tych instalacjach służy zimna woda doprowadzona do komory chłodniczej, która po przejęciu ciepła chłodzi się w układzie chłodnicy. Zwykle stosuje się zamknięty obieg wodny, uzupełniany jedynie wodą dodatkową. W obiegu takim znajdują się komora klimatyzacyjna, chłodnica i zbiornik wody ochłodzonej.

Zimą należy doprowadzić ciepłe powietrze i odprowadzić zimne. W tym celu również powinno się stosować instalacje niepełnej klimatyzacji, to znaczy z nawiewem ciepłego powietrza. Do ogrzewania powietrza służy ciepła woda o temperaturze od 50 do 70°C doprowadzona do komory grzewczej, ogrzewa ona przepływające powietrze. Zwykle stosuje się zamknięty obieg wodny, uzupełniany jedynie wodą dodatkową. W obiegu takim znajdują się komora klimatyzacyjna, nagrzewnica i zbiornik wody ochłodzonej.

Woda do celów technicznych powinna odpowiadać wodzie na potrzeby bytowo-gospodarcze. Dodatkowo można ją poddać procesom takim, jak w przypadku wody do celów energetycznych.

3.3. Zagadnienia iloeściowe

Przeciętne normy zużycia wody w zakładach pralniczych określa rozporządzenie [10].

Tabela 5. Przeciętne normy zużycia wody

Charakter usług	Jednostka odniesienia	Zużycie wody dm^3/j.o. dobę	Zużycie wody m^3/j.o. miesiąc
Zakłady pralnicze	1 kg bielizny	17	-
Magiel zwykły	1 zatrudniony	50	1.5
Magiel elektryczno-parowy	1 zatrudniony	150	4.5

Źródło: [10].

Jednym ze sposobów prognozowania zapotrzebowania na wodę może być również określenie zużycia na podstawie wodochłonności montowanych urządzeń. Przykładowo, podano parametry wybranych urządzeń kilku firm dostępnych na polskim rynku (tabela 6). Sposób ten obarczony jest jednak błędem wynikającym z przewidywania obciążenia urządzeń, a więc popytu na tego rodzaju usługi.

Tabela 6. Zużycie wody w zależności od zastosowanego rodzaju urządzenia pralniczego

Firma	Pojemność [kg] pranie/suszenie	Zużycie wody w jednym cyklu [dm^3]
Brandt – pralki domowe	5-6	55-69
Brandt – pralki ładowane od frontu	5	49-59
Brandt – pralko-suszarki	5/2.5	55
Agregaty pralnicze-Yantage	10-16	55 – woda, 2,25kg/cykl – para wodna
Pralnico wirówki – Miele	5-7.5	65-116

Źródło: [9].

4. Odprowadzanie ścieków

W literaturze brak jest wystarczających danych na temat jakości ścieków pralniczych. Do tej pory odprowadzane były bez podczyszczania z obiektów pralni do kanalizacji sanitarnej, gdzie następowało ich mieszanie ze ściekami bytowo-gospodarczymi. Obecnie ze względu na to, iż w procesie prania używane są ZPC można odprowadzać je do odbiornika po odpowiedniej przeróbce (podczyszczeniu). Odbiornikiem tym może być sieć kanalizacyjna, ziemia, wody.

4.1. Ścieki odprowadzane do kanalizacji

Zgodnie z rozporządzeniem [11] dostawca powinien zapewnić równomierne rozprowadzanie oraz ograniczyć ilość zanieczyszczeń, które niekorzystnie wpływają na pracę oczyszczalni ścieków. Dostawca ścieków przemysłowych jest obowiązany udostępnić przedsiębiorstwu wodociągowo-kanalizacyjnemu niezbędne dane o rodzaju i wielkości produkcji i stosowanych procesach technologicznych oraz o gospodarce ściekowej w zakładzie, celem określenia ilości i czasowego rozkładu dopływu ścieków przemysłowych oraz rodzaju ich zanieczyszczenia.

Ścieki przemysłowe mogą być wprowadzane do urządzeń kanalizacyjnych, jeżeli spełnione są między innymi warunki przedstawione w załączniku do rozporządzenia [11].

Tabela 7. Wybrane dopuszczalne wartości wskaźników zanieczyszczenia w ściekach przemysłowych wprowadzanych do urządzeń kanalizacyjnych

Wskaźnik	Jednostka	Wartość	Metoda oznaczenia
Zawiesina ogólna	mg/l	*	Filtracja i metoda wagowa
BZT_5	mgO_2/l	*	Oznaczenie stężenia tlenu przed i po 5-dniowej inkubacji
$ChZT_{Cr}$	mgO_2/l	*	Metoda miareczkowa z dwuchromianem potasu
Fosfor ogólny	mgP/l	*	Spektrofotometria UV-VIS
Substancje powierzchniowo czynne anionowe	mg/l	15	Metoda kolorymetryczna z błekitem metylenowym
Substancje powierzchniowo czynne niejonowe	mg/l	20	Spektrofotometria UV-VIS

Wartości wskaźników należy ustalać na podstawie dopuszczalnego obciążenia oczyszczalni ładunkiem tych zanieczyszczeń.

Źródło: opracowanie własne.

4.2. Ścieki odprowadzane do wody lub ziemi

Zgodnie z rozporządzeniem [12] ścieki wprowadzane do wód nie powinny wywoływać w nich takich zmian fizycznych, chemicznych i biologicznych, które uniemożliwiałyby prawidłowe funkcjonowanie ekosystemów wodnych i spełnienie przez wody określonych wymagań jakościowych, związanych z ich użytkowaniem wynikającym

z warunków korzystania z wód regionu wodnego. Ścieki przemysłowe wprowadzane do wód nie powinny przekraczać najwyższych dopuszczalnych wartości wskaźników zanieczyszczeń. Wybrane dopuszczalne wartości wskaźników zanieczyszczeń przedstawia tabela 8.

Tabela 8. Najwyższe dopuszczalne wartości wybranych wskaźników zanieczyszczeń w ściekach wprowadzanych do wód lub ziemi

Wskaźnik	Jednostka	Wartość	Metoda oznaczenia
Zawiesina ogólna	mg/l	35	Filtracja i metoda wagowa
BZT_5	mgO_2/l	25	Oznaczenie stężenia tlenu przed i po 5-dniowej inkubacji
$ChZT_{Cr}$	mgO_2/l	125	Metoda miareczkowa z dwuchromianem potasu
Fosfor ogólny	mgP/l	3	Spektrofotometria UV-VIS
Substancje powierzchniowo czynne anionowe	mg/l	5	Spektrofotometria UV-VIS
Substancje powierzchniowo czynne niejonowe	mg/l	10	Spektrofotometria UV-VIS

Źródło: opracowanie własne.

Podsumowanie

Gospodarowanie wodą w pralniach chemicznych, obejmujących pełen proces technologiczny może determinować wiele trudności ze względu na odmienne parametry fizyczno-chemiczne wody do różnych celów technologicznych. Istnieją wystarczające dane pozwalające określić zapotrzebowanie na wodę dla tych obiektów, brak natomiast wystarczających danych odnośnie jakości ścieków z procesów technologicznych. W literaturze można znaleźć wartości odnoszące się do mieszaniny ścieków pralniczych i bytowo-gospodarczych lub przemysłowych.

Literatura

[1] Zieliński R., *Surfaktanty-towaroznawcze i ekologiczne aspekty ich stosowania*, Poznań 2000.
[2] Anastasiu S., Jelescu E., *Środki powierzchniowo czynne*, WNT, Warszawa 1973.
[3] Ogonowski J., Tomaszkiewicz-Potępa A., *Związki powierzchniowo czynne*, Politechnika Krakowska, Kraków 1999.
[4] Pawlak P., *Pralnia od kuchni. Rodzaje instalacji i mediów występujące w zakładach konserwacji wyrobów włókienniczych*, „Instalator" 2002 nr 6, s.28-30.
[5] Pogorzelska J., *Praktyczne metody konserwacji odzieży w pralniach chemicznych*, „Przegląd włókienniczy" 2001 nr 4, s.26-28.
[6] Pawlak P., *Pralnia od kuchni. Czysta sprawa*, „Instalator" 2002 nr 7/8 (47/48), s. 68-70.
[7] Pawlak P., *Woda wodzie nierówna*, „Instalator" 2002 nr 10 (50), s.68-69.
[8] Pawlak P., *Pralnia od kuchni. Woda energetyczna*, „Instalator" 2003 nr 2 (54), s. 26-28.
[9] Internet – strony firm produkujących sprzęt pralniczy.
[10] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z 14 stycznia 2002 r. w sprawie określenia przeciętnych norm zużycia wody (Dz. U. Nr 8, poz. 70).
[11] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z 20 lipca 2002 r. w sprawie sposobu realizacji obowiązków dostawców ścieków przemysłowych oraz warunków wprowadzania ścieków do urządzeń kanalizacyjnych (Dz.U. Nr 129, poz. 1108).
[12] Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 29 listopada 2002 r. w sprawie warunków, jakie należy spełnić przy wprowadzaniu ścieków do wód lub do ziemi oraz w sprawie substancji szczególnie szkodliwych dla środowiska wodnego (Dz.U. Nr 212, poz.1799).
[13] Rozporządzenie Ministra Zdrowia z 4 września 2000 r. w sprawie warunków, jakim powinna odpowiadać woda do picia i na potrzeby gospodarcze, woda w kąpieliskach, oraz zasad sprawowania kontroli jakości wody przez organy Inspekcji Sanitarnej.

WATER-SEWAGE SYSTEM AT DRY-CLEANERS

Summary

Modern washing powder is a mixture of many components. Some groups can be distinguished e.g.: surface-active agents, filling agents, supporting agents, enzymes. These agents are used at dry-cleaners' whose a range of service is more and more popular. Their influence on the environment is increasing. For the last few years they have changed their character. However, their main problem is a water-sewage system. In the paper the current knowledge and the issue of law are discussed.

Referat jest wynikiem realizacji pracy statutowej S/IIŚ/24/01.

Ewa Rauba

ZBIOROWE ZAOPATRZENIE W WODĘ I ODPROWADZANIE ŚCIEKÓW

Streszczenie

W referacie przedstawiono problemy zbiorowego zaopatrzenia w wodę i odprowadzania ścieków w świetle obowiązujących przepisów prawnych. Starania Polski o wejście do Unii Europejskiej pociągnęły za sobą konieczność zmian w przepisach prawnych. Nowe prawo naszego kraju wprowadza szereg zmian w sposobie zaopatrzenia w wodę i odprowadzania ścieków. Precyzuje obowiązki przedsiębiorstwa wodociągowo-kanalizacyjnego, ustala zasady dostarczania wody i odprowadzania ścieków. Daje także jasne wytyczne co do jakości wody przeznaczonej do picia oraz sposobu przeprowadzania kontroli jakości wody.

Wstęp

Woda jest jednym z podstawowych czynników warunkujących życie człowieka. Ważne jest więc zapewnienie ludności niezbędnej ilości wody o odpowiedniej jakości. Jakość i sposób dostawy wody oraz odprowadzania ścieków decydują o komforcie i bezpieczeństwie życia człowieka. Obecnie dąży się do rozszerzenia zakresu zbiorowego zaopatrzenia w wodę i odprowadzania ścieków, a zmniejszenia indywidualnego rozwiązywania problemów gospodarki wodno-ściekowej.

Niezbędna ilość wody o odpowiedniej jakości ma zapewnić mieszkańcom gmina za pomocą przedsiębiorstwa wodociągowo-kanalizacyjnego. Zbiorowe zaopatrzenie w wodę i zbiorowe odprowadzanie ścieków należy do zadań własnych gminy.

Starania Polski o przystąpienie do Unii Europejskiej spowodowały konieczność harmonizacji aktów prawnych, w tym określonych wymagań w sferze komunalnej gospodarki wodno-ściekowej. Ustawa Prawo wodne z 18 lipca 2001 roku uwzględnia konieczność budowy kanalizacji zbiorczej i oczyszczalni ścieków w miastach o równoważnej liczbie mieszkańców (RLM) powyżej 2000 zgodnie z zaleceniami Dyrektywy Rady 91/271/EWG z dnia 21 maja 1991 roku w sprawie oczyszczania ścieków komunalnych.

Nowe prawo naszego kraju, w dużej mierze dostosowane do wymagań Unii Europejskiej wprowadza szereg zmian w sposobie zaopatrzenia w wodę i odprowadzania ścieków. Precyzuje obowiązki przedsiębiorstwa wodociągowo-kanalizacyjnego, ustala zasady dostarczania wody i odprowadzania ścieków. Daje także jasne wytyczne co do jakości wody przeznaczonej do picia oraz sposobu przeprowadzania kontroli jakości wody. Określa także warunki odprowadzania ścieków do kanalizacji oraz ich parametry.

Do aktów prawnych regulujących kwestie zbiorowego zaopatrzenia w wodę i zbiorowego odprowadzania ścieków należą:

- Ustawa z dnia 18 lipca 2001 roku Prawo wodne,
- Ustawa z dnia 7 czerwca 2001 roku o zbiorowym zaopatrzeniu w wodę i zbiorowym odprowadzaniu ścieków,
- Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 12 marca 2002 roku w sprawie określania taryf, wzoru wniosku o zatwierdzenie taryf oraz warunków rozliczeń za zbiorowe zaopatrzenie w wodę i zbiorowe odprowadzanie ścieków,
- Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 20 lipca 2002 roku w sprawie sposobu realizacji obowiązków dostawców ścieków przemysłowych oraz warunków wprowadzania ścieków do urządzeń kanalizacyjnych,
- Rozporządzenie Ministra Zdrowia z dnia 19 listopada 2002 roku w sprawie wymagań dotyczących jakości wody przeznaczonej do spożycia przez ludzi

W niniejszym referacie przedstawione zostaną problemy zbiorowego zaopatrzenia w wodę i zbiorowego odprowadzania ścieków w świetle obowiązujących przepisów prawnych.

I. Jednostki zapewniające zbiorowe zaopatrzenie w wodę oraz odpowiedzialne za zbiorowe odprowadzanie ścieków

Przedsiębiorstwa wodociągowo-kanalizacyjne, dostarczające ludności wodę do picia oraz odprowadzające ścieki w systemie zbiorowym, należą do tak zwanego monopolu naturalnego. Monopol ten uwarunkowany jest specyfiką świadczonych usług warunkami techniczno-eksploatacyjnymi.

O świadczenie usług w zakresie zbiorowego zaopatrzenia w wodę i odprowadzania ścieków mogą ubiegać się przedsiębiorstwa, które mają na terenie Polski swoją siedzibę i adres, oddział lub przedstawicielstwo, posiadają środki finansowe w wysokości zapewniającej prawidłową realizację usług z zakresu zbiorowego zaopatrzenia w wodę

mgr inż. Ewa Rauba, Politechnika Białostocka, Katedra Gospodarki Przestrzennej

i odprowadzania ścieków oraz dysponują odpowiednimi środkami technicznymi. Zezwolenie na prowadzenie tych usług wydawane jest przez zarząd gminy w drodze decyzji na wniosek przedsiębiorstwa wodociągowo-kanalizacyjnego. Z obowiązku uzyskania zezwolenia zwolnione są gminne jednostki organizacyjne, które prowadzą na obszarze własnej gminy zbiorowe zaopatrzenie w wodę i odprowadzanie ścieków [11].

Jednostki zajmujące się zbiorowym zaopatrzeniem w wodę i odprowadzaniem ścieków mogą mieć następującą formę własnościowo-organizacyjną:

- komunalny zakład budżetowy,
- spółka z o.o. jednoosobowa będąca własnością gminy,
- spółka z o.o. niejednoosobowa, w tym stanowiąca własność kilku gmin,
- spółka akcyjna, której wszystkie akcje stanowią własność gminy,
- spółka akcyjna, której część akcji stanowi własność gminy, a część akcji znajduje się w rękach innych właścicieli,
- przedsiębiorstwo eksploatacyjne z udziałem kapitału zagranicznego prowadzące eksploatację i dzierżawiące urządzenia techniczne na podstawie umowy z gminą,
- spółka z o.o. prowadząca eksploatację na zasadzie umowy z gminą i dzierżawiąca urządzenia techniczne,
- osoba prywatna prowadząca eksploatację na zasadzie umowy z gminą,
- przedsiębiorstwo komunalne działające na podstawie przepisów dotyczących państwowego przedsiębiorstwa użyteczności publicznej,
- wojewódzki zakład usług wodnych prowadzący eksploatację na podstawie umowy z gminą,
- spółka wodna działająca zgodnie z ustawą Prawo wodne [3].

Realizacja usług wodociągowo-kanalizacyjnych odbywa się na zasadzie zawarcia umowy pomiędzy przedsiębiorstwem a odbiorcą, który został przyłączony do sieci wodociągowej i kanalizacyjnej.

Warunki przyłączenia do sieci wodociągowej bądź kanalizacyjnej określane są przez radę gminy w uchwalanym przez nią regulaminie. Związane są one przede wszystkim z technicznymi możliwościami realizacji dostawy wody i odprowadzania ścieków. Koszty budowy przyłącza, studni wodomierzowej oraz pomieszczenia na wodomierz i urządzenia pomiarowe pokrywa osoba zainteresowana korzystaniem z usług. Przedsiębiorstwo wodociągowo-kanalizacyjne instaluje jedynie na swój koszt wodomierz główny oraz zapewnia jego utrzymanie w odpowiednim stanie.

Decyzję o przerwaniu dostawy wody lub zamknięciu przyłącza kanalizacyjnego podejmuje przedsiębiorstwo wodociągowo-kanalizacyjne. Przesłankami do podjęcia takiej decyzji mogą być:

- niezgodność wykonania przyłącza kanalizacyjnego lub wodociągowego z obowiązującym prawem w tym zakresie,
- jakość ścieków wprowadzanych do kanalizacji nie spełnia wymogów prawnych,
- brak lub celowe uszkodzenie urządzenia pomiarowego [11].

O fakcie odcięcia dostawy wody lub zamknięciu przyłącza kanalizacyjnego przedsiębiorca powiadamia powiatowego inspektora sanitarnego, zarząd gminy oraz odbiorcę usług 20 dni przed terminem realizacji postanowienia.

Gmina w studium uwarunkowań i kierunków zagospodarowania przestrzennego określa zakresy modernizacji i rozwoju zarówno sieci wodociągowej jak i kanalizacyjnej, które należą do obowiązków przedsiębiorstwa wodociągowo-kanalizacyjnego [11].

2. Jakość wody wodociągowej

Jakość wody pobieranej z sieci wodociągowej musi spełniać wymagania stawiane wodzie do celów konsumpcyjnych. Woda do picia powinna charakteryzować się odpowiednimi warunkami biologicznymi, fizykochemicznymi i organoleptycznymi.

Załącznik nr 1 do Rozporządzenia Ministra Zdrowia z dnia 19 listopada 2002 roku [8] ustala, że woda wodociągowa nie może zawierać następujących bakterii: escherichia coli lub bakterii grupy coli typu kałowego, paciorkowców kałowych, clostrydia redukujących siarczyny. Charakteryzuje także maksymalną ilość w wodzie ogólnej liczby bakterii w 37°C oraz w 22°C.

Rozporządzenie [8] określa także warunki fizykochemiczne, jakim powinna odpowiadać woda do picia (załącznik 2). Wymieniono w nim 58 parametrów i wskaźników, podzielonych na wskaźniki fizyczne (6), substancje nieorganiczne (24) i organiczne (15), uboczne produkty dezynfekcji (11) oraz radionuklidy (2). Dla zanieczyszczeń tych podane zostały najwyższe dopuszczalne stężenia.

W rozporządzeniu [8] została także określona częstotliwość poboru próbek wody przeznaczonej do picia. Liczba próbek pobieranych i analizowanych w ciągu roku uzależniona jest od ilości m^3 wody rozprowadzanej w ciągu doby.

Monitoring wód przeznaczonych do picia prowadzą organy Inspekcji Sanitarnej. Wskaźniki objęte monitoringiem kontrolnym i monitoringiem przeglądowym zostały podane w załączniku 4 do rozporządzenia [8]. Zakres prowadzonych analiz uzależniono od pochodzenia wody, dzieląc ją na wodę pochodzącą z ujęć powierzchniowych oraz wodę pochodzącą z ujęć podziemnych i infiltracyjnych. W monitoringu kontrolnym wyróżniono wskaźniki fizyczne i organoleptyczne, parametry chemiczne oraz bakteriologiczne. W przypadku monitoringu przeglądowego bada się jedynie parametry chemiczne i bakteriologiczne. Badania monitoringowe muszą być prowadzone metodami odpowiadającymi charakterystyce metod badawczych zawartej w załączniku 5 do rozporządzenia [8].

3. Warunki odprowadzania ścieków przemysłowych do kanalizacji

Ścieki przemysłowe wprowadzane do kanalizacji, mimo że poddawane będą procesowi oczyszczania w oczyszczalni komunalnej, powinny charakteryzować się określonymi parametrami. Związane jest to z wielokrotnie większymi stężeniami w ściekach nawet typowych zanieczyszczeń oraz zawartością zanieczyszczeń specyficznych, często groźnych dla środowiska i zdrowia ludzi nawet w niezbyt dużych ilościach.

Warunki wprowadzania ścieków przemysłowych do kanalizacji zbiorczej zostały określone w Rozporządzeniu Ministra Infrastruktury z dnia 20 lipca 2002 roku w sprawie realizacji obowiązków dostawców ścieków przemysłowych oraz warunków wprowadzania ścieków do urządzeń kanalizacyjnych [6].

Zakład przemysłowy wprowadzając ścieki do kanalizacji musi zapewnić ograniczenie ilości zanieczyszczeń w ściekach, które mogą utrudniać pracę komunalnej oczyszczalni ścieków. Czyni to poprzez instalację urządzeń podczyszczających ścieki. Niedopuszczalne jest rozcieńczanie ścieków wodą w celu zmniejszenia wielkości stężeń zanieczyszczeń.

Dopuszczalne wartości wskaźników zanieczyszczeń w ściekach przemysłowych wprowadzanych do kanalizacji stanowią zawartość załącznika 1 do rozporządzenia [6]. Załącznik podaje wartości 63 wskaźników ze wskazaniem metod analizy próbek ścieków w celu stwierdzenia wielkości stężenia danego wskaźnika zanieczyszczenia. Wartości tych wskaźników zróżnicowane są w zależności od dopuszczalnego obciążenia oczyszczalni ścieków tymi zanieczyszczeniami, a także wielkości oczyszczalni ścieków (oczyszczalnie o Równoważnej Liczbie Mieszkańców < 5000 i oczyszczalnie ścieków o RLM ≥ 5000). Przedsiębiorstwo wodociągowo-kanalizacyjne może ustalić dla zakładów przemysłowych większe wartości wskaźników zanieczyszczeń w przypadku, gdy ilość ścieków przemysłowych stanowi mniej niż 10% ilości ścieków odprowadzanych do oczyszczalni [6].

4. Opłaty za pobór wody wodociągowej i odprowadzanie ścieków do kanalizacji

Przedsiębiorstwa wodociągowo-kanalizacyjne ustalają zazwyczaj wysokość opłat dla dwóch taryfowych grup odbiorców:

- gospodarstw domowych,
- przemysłu.

W celu dokonania alokacji kosztów dostawy wody oraz odprowadzania i oczyszczania ścieków na poszczególne grupy odbiorców usług, system finansowo-księgowy przedsiębiorstwa musi określać:

- przychody,
- koszty eksploatacji i utrzymania,
- odsetki i raty kapitałowe od zaciągniętych kredytów,
- środki trwałe i odpisy amortyzacyjne lub umorzeniowe,
- podatki i opłaty,
- koszty pośrednie [7].

Cena za usługi związane z dostarczeniem wody i odprowadzaniem ścieków powinna być ustalona w takiej wysokości, aby zapewnić:

- samofinansowanie się usług,
- sprawiedliwość obciążania opłatami poszczególnych grup odbiorców uwzględniając rzeczywiste koszty ich obsługi,
- stymulację możliwie najwyższej jakości usług i odpowiednią efektywność działań przedsiębiorstwa wodociągowo-kanalizacyjnego.
- motywacje do racjonalnego użytkowania wody [9].

Samofinansowanie się usług wodociągowych i kanalizacyjnych zależy od doboru odpowiedniej taryfy oraz od kosztów, które powinna ona pokrywać. W związku z tym taryfa powinna uwzględniać następujące koszty:

- dostawy wody:
- koszty nabycia wody,
- koszty eksploatacji ujęcia wody i systemu wodociągowego,
- koszty amortyzacji na odtworzenie wodociągów wraz z obiektami pomocniczymi,
- koszty modernizacji i rozbudowy wodociągów,
- inne koszty,
- założony zysk,
- podatki;
- odprowadzania ścieków:
- koszty eksploatacji sieci kanalizacyjnej i oczyszczalni ścieków,
- opłaty za wprowadzanie oczyszczonych ścieków do wód,
- opłaty za składowanie osadów ściekowych,
- koszty amortyzacji na odtworzenie systemu kanalizacyjnego wraz z obiektami pomocniczymi,
- koszty modernizacji i rozbudowy systemu kanalizacyjnego i oczyszczalni ścieków,
- inne koszty,
- podatki,

- założony zysk [3].

Ustalenie rodzaju taryf na zbiorowe zaopatrzenie w wodę i odprowadzanie ścieków przez przedsiębiorstwo wodociągowo-kanalizacyjne jest uzależnione od lokalnych warunków. O rodzaju taryfy decydują:

- sposób rozliczeń z ilości pobranej wody i odprowadzonych ścieków,
- podział na taryfowe grupy odbiorców.

W przypadku, gdy u odbiorcy zamontowane są urządzenia pomiarowe ustala się tak zwaną taryfę ilościową, która zawiera cenę 1 m^3 pobranej wody lub 1 m^3 odprowadzonych ścieków. Gdy brak jest urządzeń pomiarowych ustala się taryfę ryczałtową, która zawiera cenę w odniesieniu do 1 osoby korzystającej z usług.

Przedsiębiorstwo wodociągowo-kanalizacyjne może dokonać podziału taryf na poszczególne grupy odbiorców. Będą to tak zwane taryfy ilościowe niejednolite. Może również ustalić jednakowe ceny dla wszystkich odbiorców. Wówczas będą obowiązywać tak zwane taryfy ilościowe jednolite.

Taryfy można także podzielić ze względu na ich strukturę na taryfy jednoczłonowe i dwuczłonowe. Taryfy jednoczłonowe zawierają jedynie cenę 1 m^3 wody lub ścieków. Taryfy dwuczłonowe składają się z dwóch części – stałej i zmiennej. Część stała taryfy może być ustalona w odniesieniu do licznika, urządzenia pomiarowego lub miesiąca. Część zmienną taryfy stanowi natomiast cena 1 m^3 wody lub ścieków.

Taryfy można także podzielić w zależności od zróżnicowania cen wody w różnych przedziałach jej zużycia na taryfy progresywne strefowe, degresywne strefowe oraz taryfy sezonowe. W taryfach progresywnych cena wody za 1 m^3 rośnie wraz ze wzrostem przedziału zużycia wody. Przeciwieństwem tak ustalanej taryfy jest taryfa degresywna, gdzie cena wody maleje wraz ze wzrostem przedziału jej zużycia. Natomiast taryfy sezonowe charakteryzują się wysokimi cenami wody w szczytowym sezonie jej zużycia, a niższymi poza sezonem.

Obliczanie taryfowych cen i stawek opłat następuje poprzez podzielenie odpowiadających im planowanych rocznych niezbędnych przychodów przez planowaną roczną ilość świadczonych usług.

Taryfy ustalone przez przedsiębiorstwo wodociągowo-kanalizacyjne są zatwierdzane przez radę gminy w drodze uchwały. Gmina może podjąć decyzje o dopłacie dla wybranych grup odbiorców [7].

Ważną zasadę odnoszącą się do opłat za zbiorowe zaopatrzenie w wodę i zbiorowe odprowadzanie ścieków zawiera dyrektywa 2000/60/EWG Parlamentu Europejskiego z 23 października 2000 roku w sprawie ustanowienia ram działalności Wspólnoty w dziedzinie polityki wodnej. Jest to zasada zwrotu kosztów za usługi wodne, w tym kosztów ekologicznych i zasobowych. Dyrektywa określa „usługi wodne" jako wszystkie usługi, które dla gospodarstw domowych, instytucji publicznych lub innej działalności ekonomicznej, umożliwiają:

- pobór, gromadzenie w zbiornikach, uzdatnianie i dystrybucję wód podziemnych i powierzchniowych,
- zbieranie ścieków i przesyłanie ich do urządzeń oczyszczających, które następnie odprowadzają oczyszczone ścieki do wód powierzchniowych.

Według dyrektywy opłaty za wodę powinny dostarczyć bodźców dla użytkowników do efektywnego wykorzystywania zasobów wodnych. Muszą także zapewnić odpowiedni wkład różnych użytkowników wody przy zwrocie kosztów za usługi wodne [2].

5. Koszty budowy sieci kanalizacyjnej i oczyszczalni ścieków

Ustawa Prawo wodne z dnia 18 lipca 2001 r. wprowadza obowiązek wyposażenia w sieć kanalizacyjną i oczyszczalnie ścieków aglomeracji o równoważnej liczbie mieszkańców powyżej 2000 [10].

Polityka ekologiczna państwa na lata 2003-2006 z uwzględnieniem perspektywy na lata 2007-2010 roku [5] określa terminy realizacji zbiorczych systemów kanalizacyjnych i oczyszczalni ścieków w zależności od wielkości aglomeracji. Aglomeracje o RLM powyżej 15000 muszą zostać wyposażone w sieć kanalizacyjną i oczyszczalnie do końca 2010 roku, a aglomeracje o RLM od 2000 do 15000 do końca 2015 roku. Oczyszczalnie ścieków w aglomeracjach o równoważnej liczbie mieszkańców powyżej 15000 muszą być zakończone oczyszczalniami z podwyższonym usuwaniem biogenów. Zakłada się, że w 2015 roku zostanie osiągnięta 75% redukcja tych substancji w stosunku do zawartości w ściekach dopływających.

Realizacja celów zawartych w Polityce ekologicznej [5] wymagać będzie wybudowania do 2015 roku około 1000 oczyszczalni ścieków w aglomeracjach o RLM powyżej 2000, w tym 55 oczyszczalni z podwyższonym usuwaniem biogenów w aglomeracjach powyżej 100000 RLM, z których pochodzi 57% ogólnego ładunku zanieczyszczeń organicznych.

Budowa sieci kanalizacyjnej w aglomeracjach o RLM będzie wiązała się z poniesieniem nakładów w wysokości około 13 mld zł (poziom cen 2001 roku).

Obliczenia długości sieci kanalizacyjnej, którą należy wybudować przedstawiono w tabeli 1, natomiast koszty jej budowy w tabeli 2.

Przy obliczaniu kosztów budowy sieci kanalizacyjnej przyjęto założenie, że kanalizacja niskociśnieniowa będzie stanowić 10% całej sieci, podciśnieniowa 15%, zaś grawitacyjna 75%. Założono również, że 60% każdego z rodzajów kanalizacji wybudowane zostanie w gruncie suchym, a 40% w gruncie uwodnionym.

Tabela 1. Długość sieci kanalizacyjnej do wybudowania

	Miasta o liczbie ludności						
	2000-4999	5000-9999	10000-19999	20000-49999	50000-99999	100000--199999	200000 i więcej
Liczba ludności w tys.	825,6	1305,2	2661,4	4220,1	3353,2	3034,5	8380,5
Liczba ludności nie korzystająca z kanalizacji	444173	494671	726562	814479	482861	306484	662060
Długość kanalizacji przypadająca na 1 mieszkańca [m]	7	7	6	6,5	5,5	5	4
Długość kanalizacji do wybudowania [m]	3109211	3462697	4359372	5294114	2655736	1532420	2648240
Razem [m]	**23061790**						

Źródło: opracowanie własne na podstawie [4].

Tabela 2. Koszty budowy sieci kanalizacyjnej (poziom cen 2001 roku)

	Rodzaj kanalizacji		
	niskociśnieniowa	podciśnieniowa	grawitacyjna
Koszt jednostkowy budowy[a] [zł/m]:			
grunt suchy,	996,17	506,05	373,60
grunt uwodniony	1680,71	633,02	612,52
Długość sieci kanalizacyjnej [m]:	2306179	3459569	17296342
grunt suchy,	1383707	2075561	10377805
grunt uwodniony	922472	1383708	6918537
Koszt budowy [mln zł]:			
grunt suchy,	1378,4	1050,3	3877,1
grunt uwodniony	1550,4	875,9	4237,7
Koszt budowy [mln zł]	2929	1926	8115
Razem [mln zł]	**12970**		

Źródło: opracowanie własne na podstawie [12].

Sieć kanalizacyjna musi zostać zakończona oczyszczalnią ścieków. Autorka dokonała szacunkowego określenia nakładów inwestycyjnych na oczyszczalnie ścieków [1]. Nakłady podzielono na dwie grupy:

- nakłady na modernizację istniejących oczyszczalni ścieków,
- nakłady na budowę nowych oczyszczalni ścieków.

W przypadku pierwszych kosztów przyjęto założenie, że Polska jako obszar wrażliwy na eutrofizację, musi stosować w procesie oczyszczania podwyższone usuwanie biogenów. W związku z tym przyjęto następujący sposób postępowania przy szacowaniu kosztów:

- obliczono ilości ścieków, które wymagają dodatkowego oczyszczania (ścieki oczyszczane do tej pory jedynie mechanicznie, mechaniczno-biologicznie, chemicznie),
- przyjęto jednostkowe nakłady inwestycyjne na budowę odpowiednich urządzeń w zł/m^3d.

Nakłady na budowę nowych oczyszczalni ścieków określono natomiast następująco:

- obliczono liczbę osób, które nie są obsługiwane przez oczyszczalnie ścieków,
- określono ilość ścieków przypadających na 1 mieszkańca,
- przyjęto jednostkowy koszt budowy oczyszczalni z podwyższonym usuwaniem biogenów wyrażony w zł/m^3/d.

Szacunkowe nakłady na budowę nowych oczyszczalni ścieków oraz modernizacje istniejących w aglomeracjach o równoważnej liczbie mieszkańców powyżej 2000 wynoszą (poziom cen 2001 roku):

- modernizacja istniejących oczyszczalni ścieków **7739 mln zł**,
- budowa oczyszczalni ścieków **1055 mln zł**.

Podsumowanie

Starania Polski o wejście do Unii Europejskiej pociągnęły za sobą konieczność zmian w przepisach prawnych. Dotyczy to także spraw gospodarki wodno-ściekowej, a w tym zbiorowego zaopatrzenia w wodę i zbiorowego odprowadzania ścieków. Jednym z najważniejszych elementów jest wprowadzenie do ustawy Prawo wodne wymogu realizacji kanalizacji zbiorczej zakończonej oczyszczalnią ścieków w aglomeracjach o RLM powyżej 2000. Spełnienie tego wymaga znacznych nakładów finansowych.

W Polsce wciąż jeszcze nie wszędzie przestrzegana jest zasada jednoczesnej realizacji sieci wodociągowej i kanalizacyjnej, na przykład w województwie podlaskim w 2001 roku 88,2% ludności w miastach korzystało z sieci wodociągowej, a z sieci kanalizacyjnej 77,1%.

Ważnymi elementami wprowadzonymi do polskiego prawa w ciągu ostatnich 2 lat jest także uściślenie wymagań w stosunku do wody przeznaczonej do picia pobieranej z sieci wodociągowej oraz określenie jakości ścieków przemysłowych i sposobu ich odprowadzania do kanalizacji.

Wprowadzenie jasnych zasad prowadzenia monitoringu wód przeznaczonych do spożycia pozwala na sprawne przeprowadzanie badań, które dzięki określeniu sposobu ich przeprowadzania stają się bardziej porównywalne.

Wprowadzenie zasad ustalania taryf za pobór wody i odprowadzanie ścieków sprawia, że opłaty odzwierciedlają rzeczywiste koszty ponoszone przez przedsiębiorstwo wodociągowo-kanalizacyjne.

Polskie przepisy dotyczące zbiorowego zaopatrzenia w wodę i zbiorowego odprowadzania ścieków dają obecnie jasne wytyczne co do funkcjonowania i kontroli przedsiębiorstw wodociągowo-kanalizacyjnych.

Literatura

[1] *Dostosowanie polskiego prawa i regulacji ekologicznych do rozwiązań Unii Europejskiej. Koszty i strategia,* red. B. Fiedor, Ekonomia i Środowisko, Wrocław-Białystok 1999-2000.

[2] Dyrektywa 2000/60/EWG Parlamentu Europejskiego z 23 października 2000 roku w sprawie ustanowienia ram działalności Wspólnoty w dziedzinie polityki wodnej.

[3] Kłoss-Trębaczkiewicz H., Osuch-Pajdzińska E., Roman M., *Opłaty za usługi wodociągowe i kanalizacyjne,* Seria: Wodociągi i kanalizacja nr 5, PZITS, Warszawa 1999.

[4] *Ochrona Środowiska 2002*, GUS, Warszawa 2002.

[5] *Polityka ekologiczna państwa na lata 2003-2006 z uwzględnieniem perspektywy na lata 2007-2010 roku.*

[6] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z 20 lipca 2002 roku w sprawie sposobu realizacji obowiązków dostawców ścieków przemysłowych oraz warunków wprowadzania ścieków do urządzeń kanalizacyjnych (Dz.U. 02. Nr 129, poz.1108).

[7] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z 12 marca 2002 roku w sprawie określania taryf, wzoru wniosku o zatwierdzenie taryf oraz warunków rozliczeń za zbiorowe zaopatrzenie w wodę i zbiorowe odprowadzanie ścieków (Dz.U.02. Nr 26, poz.257),

[8] Rozporządzenie Ministra Zdrowia z 19 listopada 2002 roku w sprawie wymagań dotyczących jakości wody przeznaczonej do spożycia przez ludzi (Dz.U. 02. Nr 203, poz. 1718).

[9] Szuta A., K. Korczak K., *Cena wody – aspekty ekonomiczne i prawne*, w: *Aktualne tendencje w Unii Europejskiej w zakresie gospodarki wodnej, ochrona i uzdatnianie wody, oczyszczanie ścieków,* Wisła 25-27 maja 1999.

[10] Ustawa z 18 lipca 2001 r. Prawo wodne (Dz.U. 01. Nr 115, poz. 1229, ost. zm. Dz.U. 02. Nr 233, poz. 1957).

[11] Ustawa z 7 czerwca 2001 roku o zbiorowym zaopatrzeniu w wodę i zbiorowym odprowadzaniu ścieków (Dz.U.01. Nr 72, poz.747),

[12] Wierzbicki K., *Możliwości stosowania nowoczesnych systemów kanalizacji na terenach wiejskich*, Warszawa 1997.

CENTRAL WATER SUPPLY AND WASTEWATER COLLECTION AND TREATMENT

Summary

Problems of the central water supply and wastewater collection and treatment, in relation to the recent legal acts, have been discussed in the paper. Polish activities in the area of the accesion to the European Union caused the changes in legal acts. New legal acts establishet several changes in water supply and wastewater collection and treatment. These acts establishet principles of water supply and wastewater collection as well as responsibilities of water company. If also concerns the quality of drinking water and the system of control.

Andrzej Butarewicz
Agnieszka Kowaluk-Krupa
Marzena Matejczyk
Stanisław Rosochacki

ZAGROŻENIA ZWIĄZANE Z WYSTĘPOWANIEM WIRUSÓW W WODZIE, ŚCIEKACH I OSADACH ŚCIEKOWYCH

Streszczenie

Wirusy stanowią ważną grupę czynników zakaźnych, które są niebezpieczne dla ludzi i zwierząt. W ostatnich latach liczne doniesienia wskazują, że jedną z dróg transmisji cząstek wirusowych jest między innymi woda. Ze względu na fakt stwierdzenia ich obecności zarówno w wodach powierzchniowych, gruntowych i w wodzie pitnej istnieje pilna potrzeba prowadzenia szerokich badań dotyczących wirusów i opracowania norm jakości wody uwzględniających to zagadnienie. Bardzo ważne jest również doskonalenie techniki badawczej, a zwłaszcza zastosowanie nowych metod wykrywania wirusów opartych o badania molekularne. Należy również poszukiwać skutecznych metod eliminacji wirusów, zwłaszcza z wody pitnej. Badania prowadzone na świecie wskazują, że najbardziej skutecznym środkiem zwalczania wirusów w wodzie jest ozon.

Wstęp

Przez wiele lat w przypadku występowania różnych chorób przenoszonych przez powietrze lub wodę nie potrafiono wyjaśnić ich pochodzenia. Dopiero w czasach współczesnych, gdy nastąpił rozwój wielu dziedzin nauki tj. medycyna, biologia, a także nauki techniczne, fizyka (optyka) odkryto pasożyty znajdujące się na pograniczu materii ożywionej i nieożywionej, czyli wirusy.

Wirusy są szeroko rozpowszechnione w przyrodzie. Rezerwuarem wirusów jest człowiek, a także zwierzęta, w kale których stwierdza się obecność wielu ich odmian. Wirusy wraz z odchodami ludzkimi, bądź zwierzęcymi przedostają się systemem kanalizacji do oczyszczalni ścieków lub bezpośrednio do wód odbiornika. Nie giną one jednak w procesach oczyszczania ścieków, a ponadto mogą być deponowane w podwyższonej liczbie w osadach ściekowych, co stwarza realne zagrożenie sanitarne. Współcześnie w wodach odkryto wiele różnych wirusów tj. poliowirusy, coxsackiewirusy, enterowirusy, adenowirusy i inne. Przynajmniej niektóre z nich mogą przedostawać się do wody wodociągowej stanowiąc czynnik zakaźny. System kanalizacji, a także oczyszczalnie ścieków to obiekty o podwyższonym stopniu ryzyka.

Nośnikami wirusów są natomiast wody gruntowe, przybrzeżne wody rzek, niedostatecznie oczyszczona woda do picia a także aerozole emitowane z oczyszczalni ścieków i z wysypisk odpadów oraz gleby. W skażeniu wód powierzchniowych i gleby wirusami istotną rolę odgrywają ścieki szpitalne, szczególnie pochodzące ze szpitali zakaźnych, ścieki z ambulatoriów lekarskich, a także ścieki rolnicze.

Wirusy mogą przetrwać poza ustrojem żywiciela przez pewien okres czasu, dlatego też ich obecność w środowisku stanowi zagrożenie, które często prowadzi do licznych infekcji. Niezbędna jest więc stała kontrola jakości środowiska pod względem sanitarnym, uwzględniająca badania wirusów.

Znajomość wirusów i powodowanych przez nie chorób pozwala typować miejsca potencjalnego zagrożenia jak i grupy zawodowe najbardziej narażone na infekcje wirusowe. Do osób szczególnie narażonych na infekcje wirusowe należą pracownicy przedsiębiorstw wodociągowo-kanalizacyjnych i oczyszczalni ścieków, osoby pracujące przy wywozie i przeróbce odpadów miejskich oraz zatrudnione w laboratoriach zakładów wodociągowych.

I. Ogólne wiadomości o wirusach

Terminem wirusy określa się swoiste nukleoproteidy lub bardziej złożone cząstki, które wykazują zdolność do odtwarzania swojej struktury wewnątrz komórek różnych organizmów żywych i są albo mogą stać się chorobotwórcze lub zakaźne dla gospodarza. Wirusy to stosunkowo małe cząstki patogenne zbudowane z jednego typu kwasu nukleinowego RNA lub DNA (chociaż są i takie, które w swoim cyklu życiowym przechodzą przez fazę DNA oraz

dr inż. Andrzej Butarewicz, Politechnika Białostocka, Katedra Biologii Sanitarnej i Biotechnologii; mgr inż. Agnieszka Kowaluk-Krupa, Politechnika Białostocka, Katedra Biologii Sanitarnej i Biotechnologii; mgr Marzena Matejczyk, Politechnika Białostocka, Katedra Biologii Sanitarnej i Biotechnologii; dr hab. Stanisław Rosochacki, prof. PB, Politechnika Białostocka, Katedra Biologii Sanitarnej i Biotechnologii

RNA) oraz białek tworzących kapsyd. Poza żywą komórką wirusy nie przejawiają żadnej aktywności biologicznej, a więc nie potrafią się samodzielnie rozmnażać i nie mają katabolicznych systemów enzymatycznych [3,21].

Wykazują one bezwzględne pasożytnictwo i doprowadzają do zmian metabolicznych oraz śmierci komórki. Wirusy nazywano bezkomórkowymi formami żywej materii oraz niewidzialnymi i przesączalnymi zarazkami, zdolnymi do replikacji kosztem komórki gospodarza. Udowodniono, że wirusy zmuszają komórkę do produkowania cząstek wirusowych, narzucając jej własne informacje genetyczne. Od wielu lat wirusy określane są mianem najmniejszych czynników infekcyjnych o bezwzględnym pasożytnictwie [6].

Do ogólnych cech wirusów należą:

- ultramikroskopowe wymiary,
- zdolność namnażania wyłącznie w żywych komórkach,
- zawartość tylko jednego kwasu nukleinowego (DNA lub RNA),
- posiadają białko wiążące się z receptorem służące do przyłączenia się do komórki, czego następstwem jest wniknięcie wirusa do jej wnętrza
- zawartość antygenowego białka (antygenu), wywołującego wytwarzanie przez zakażony organizm przeciwciał,
- zdolność narzucenia zakażonej komórce gospodarza innego metabolizmu, niż jej własny i zmuszenie jej w ten sposób do produkowania wirusowego DNA lub RNA, zamiast lub obok własnych kwasów nukleinowych,
- zdolność wirusowego kwasu nukleinowego do tworzenia osłonki białkowej o nazwie kapsyd,
- brak systemów genetyczno-biochemicznych, służących do produkowania związków wysokoenergetycznych, niezbędnych do replikacji,
- zdolność odbierania zakażonej komórce lipidów i innych materiałów niezbędnych wirusowi przy uwalnianiu się z niej [8].

W zależności od organizmu, w którego komórkach namnażają się cząstki wirusowe, wszystkie wirusy można podzielić na:

- wirusy zwierzęce, czyli zoofagi (zawierają w swym składzie albo DNA, albo RNA),
- wirusy roślinne, czyli fitofagi (zawierające najczęściej jednoniciowy RNA),
- wirusy bakteryjne, czyli bakteriofagi (zawierają najczęściej dwuniciowy DNA),
- wirusy sinic, czyli cyjanofagi,
- wirusy grzybów, czyli mykofagi.

Oddzielną kategorię stanowią nietypowe wirusy pozbawione otoczki białkowej (zawierające nagą cząstkę kwasu nukleinowego), czyli wiroidy. Naturę wirusową przejawiają także plazmidy bakteryjne [3].

2. Występowanie wirusów w wodzie, ściekach i osadach

Środowisko wodne jest siedliskiem życia wielu mikroorganizmów należących do różnych grup systematycznych oraz wirusów. Z punktu sanitarno-higienicznego największe znaczenie mają mikroorganizmy dostające się do wody ze ściekami bytowo-gospodarczymi, szczególnie z kałem ludzi i zwierząt stałocieplnych. Choroby zakaźne są bowiem w pierwszym rzędzie przenoszone przez odchody. Jeśli wśród ludności występują wypadki chorób zakaźnych lub nosicielstwa, to zanieczyszczenie źródeł wody odchodami spowoduje występowanie organizmów chorobotwórczych w wodzie. Wykorzystanie takiej wody do picia lub przygotowania posiłków, kontakt z nią podczas mycia lub kąpania, mogą spowodować zakażenie [18].

Wirusy najczęściej dostają się do organizmu człowieka drogą oddechową, pokarmową lub przez skórę. Szerzenie się chorób wirusowych drogą wodną oraz obieg wirusów w środowisku przedstawiono na rysunku 1.

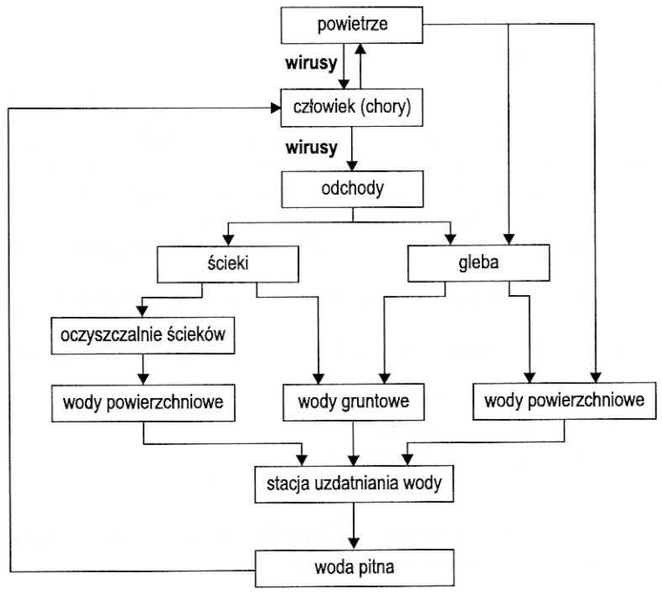
Mikroorganizmy chorobotwórcze, które potencjalnie mogą zanieczyszczać wody powierzchniowe i podziemne obejmują wiele gatunków bakterii, pierwotniaków; odkryto również ponad 140 typów wirusów chorobotwórczych dla człowieka. Na rysunkach 2-5 przedstawiono zdjęcia z mikroskopu elektronowego wybranych rodzajów wirusów.

Z punktu widzenia inżynierii sanitarnej najbardziej interesującą grupę tworzą enterowirusy. Niebezpieczna jest obecność w wodzie enterowirusów, w tym 3 typów poliowirusów, 23 typów coxackiewirusów z grupy A i 6 z grupy B, 28 typów echowirusów, wirusów hepatitis A. Zagrożenie tworzą także inne wirusy wykrywane w wodzie, np. adenowirusy, rotawirusy, wirusy *Norwalk* i wirusy *Norwalk* podobne (Norwalk-like viruses), [2,4,19,20]. Wyżej wymienione wirusy mogą być obecne w wodzie, a także ściekach przez wiele lat. Inne wirusy są wykrywane w odchodach ludzkich i w moczu, lecz przedostając się do środowiska występują w małych ilościach, co powoduje duże trudności w ich wykrywaniu.

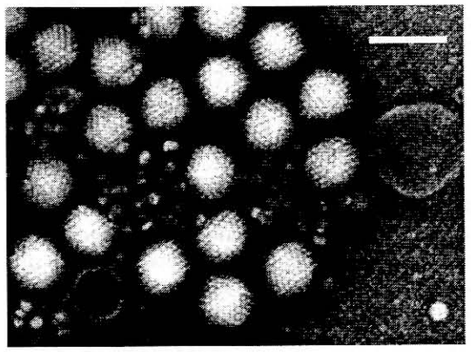
Liczba wirusów wykrywanych w ściekach zawiera się od poniżej 100 jednostek do powyżej 100 tys. jednostek [PFU] w litrze. Jak podaje Nasser i wsp. [13] przeżywalność wirusów w środowisku wodnym zależy przede wszystkim od temperatury oraz jakości wody. W ciepłym klimacie liczebność wirusów w wodzie maleje w miesiącach letnich i rośnie w miesiącach zimnych, a w krajach tropikalnych jest najwyższa w okresie pory deszczowej [20]. W Stanach Zjednoczonych infekcje powodowane przez enterowirusy zdecydowanie częściej pojawiają się latem. Enterowirusy (*Poliowirusy*, wirusy *Coxsackie*, *Echowirusy*) w zakresie temperatur od 4° do 10°C nie tracą swoich właściwości infekcyjnych przez okres od 60 do nawet 180 dni. Natomiast w temperaturze 18-25°C przez okres od 40 do 150 dni. Podobnie andenowirusy, reowirusy i pokswirusy w zależności od temperatury mogą przetrwać w wodzie od kilkunastu tygodni do kilku miesięcy. Znacznie krócej, gdyż tylko jeden tydzień, są zdolne przetrwać paramyksowirusy [17]. Potencjalne zakażenie niektórymi wirusami, np. wirusami *Norwalk* podobnymi drogą wodną są niewielkie, a stwierdzenie takich przypadków jest ograniczone ze względu na brak możliwości ich udokumentowania. Jak podaje

CDC w Atlancie [4] z 348 przypadków udokumentowanych w latach 1996-2000 schorzeń żołądkowo-jelitowych powodowanych przez Norwalk podobne wirusy tylko 3% dotyczyło zakażenia drogą wodną. Takie zakażenia mają miejsce w przypadku kontaktu z wodą jezior, rzek, strumieni, wodą ze studni, a także w przypadku spożycia wody uzdatnionej, czy podczas pływania w basenie. We wszystkich przypadkach biegunek występujących na terenie Stanów Zjednoczonych czynnik etiologiczny jest wykrywany w mniej niż 10% przypadków zachorowań [4].

Rysunek 1. Schemat obiegu wirusów w środowisku

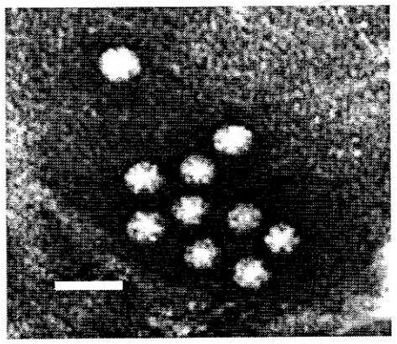


Rysunek 2. Adenowirusy i parvovirusy, zdjęcie z mikroskopu elektronowego, kreska = 100 nm



Źródło: F.P. Williams, U.S. EPA

Rysunek 3. Astrovirusy, zdjęcie z mikroskopu elektronowego, kreska = 50 nm



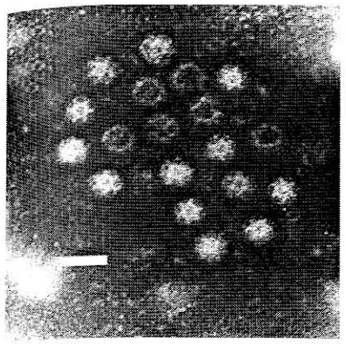
Źródło: F.P. Williams, U.S. EPA

Prawdopodobieństwo zachorowania związane z infekcją którymś z wirusów, a także objawy choroby i ich nasilenie zależą od typu organizmu. Do najczęstszych objawów chorobowych zalicza się gorączkę, wymioty oraz biegunkę, przy czym przebieg tych zachorowań jest zazwyczaj łagodny. Jedynie w przypadku ludzi starszych, niemowląt oraz osób o mniejszej odporności immunologicznej objawy te mogą być o wiele bardziej ostre, jak i dłużej trwające. Inne choroby, których przyczyną są wirusy to zapalenie mięśnia sercowego i osierdzia spowodowane przez wirusa *Coxsackie*, lub uszkodzenie wątroby przez wirusa *Hepatitis A*. Zakażenie tymi wirusami następuje drogą pokarmową, np. poprzez spożycie wody [14].

W tabeli 1 przedstawiono wybrane rodzaje wirusów, których obecność stwierdzono w wodzie, ściekach i osadach ściekowych oraz wywoływane przez nie choroby [5,22].

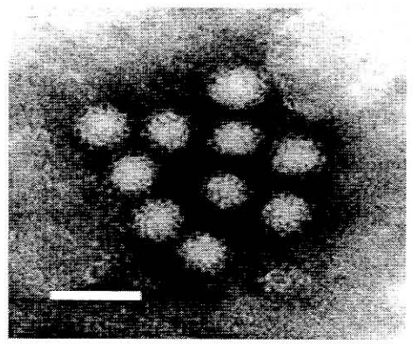
Głównym źródłem mikroorganizmów chorobotwórczych w wodach podziemnych jest materiał pochodzenia kałowego ludzi lub zwierząt. Zanieczyszczenia wnikają z punktowych źródeł zanieczyszczeń, takich jak np. nieszczelne osadniki gnilne, nieszczelność w systemie kanalizacyjnym, doły kloaczne, gnojowica, odchody zwierzęce itp. Wirusy stanowią największe zagrożenie dla jakości wód podziemnych, gdyż ich małe wymiary umożliwiają im ruch w strefie aeracji i w strefie saturacji [15].

Rysunek 4. Calicivirusy, zdjęcie z mikroskopu elektronowego, kreska = 50 nm



Źródło: F.P. Williams, U.S. EPA

Rysunek 5. Norwalk virus, zdjęcie z mikroskopu elektronowego, kreska = 50 nm



Źródło: F.P. Williams, U.S. EPA

Tabela 1. Wybrane rodzaje wirusów chorobotwórczych występujących w wodzie, ściekach i osadach ściekowych

Rodzaj wirusa	Występowanie/drogi transmisji	Choroba/objawy kliniczne
Enterowirusy:	występują na całym świecie	
Typ Poliowirus	woda, ścieki, osady	porażenie dziecięce (choroba Heinego-Medina)
Typ: Coxsackiewirus A	woda, ścieki, osady	choroby układu oddechowego, zapalenie opon mózgowych
Typ: Coxsackiewirus B	woda, ścieki, osady	zapalenie opon mózgowych, zapalenie mięśnia sercowego, zapalenie opłucnej
Typ: Echowirus	woda, ścieki, osady	zapalenie opon mózgowych, choroby układu oddechowego
Typ: Hepatitis A	woda, scieki	zapalenie wątroby
Inne		
Adenowirus	woda, żywność	zapalenie gardła, zapalenie tchawicy i oskrzeli, zapalenie spojówek, zapalenie rogówki, zapalenie błon śluzowych, jamy ustnej i gardła
Rotawirus	spożycie wody, żywności lub kontakt z zanieczyszczonymi powierzchniami	schorzenia żołądkowo-jelitowe, silne biegunki
Norwalk i wirusy Norwalk podobne	woda, ścieki, żywność	schorzenia żołądkowo-jelitowe z nawrotami biegunki
Parwowirus	rozpowszechnione na całym świecie, wirusy ludzi, zwierząt i owadów, przenoszenie: nie znane	schorzenia żołądkowo-jelitowe, choroba hemolityczna
Astrowirus	rozpowszechniony wśród ludzi i zwierząt	schorzenia żołądkowo-jelitowe
Calciwirus	rozpowszechnione na całym świecie, zanieczyszczona woda, ścieki	schorzenia żołądkowo-jelitowe

Źródło: opracowanie własne.

Od wielu lat Światowa Organizacja Zdrowia (WHO) wydaje wytyczne dotyczące jakości wody do picia. Wytyczne WHO stanowią podstawę dla wielu krajów, w tym także dla Polski, do ustalania krajowych norm jakości wody. Te z kolei, tworzą implikacje dla rozwiązań technologicznych uzdatniania wody, bowiem obowiązkiem dostawcy wody jest zapewnienie jej jakości zgodnej z ustalonymi normami [18]. Wytyczne WHO kładą ogromny nacisk na zapewnienie odpowiedniej jakości wody pod względem sanitarnym. Jednak pojawiające się doniesienia o nowych typach wirusów oraz liczne infekcje i epidemie wywoływane przez nie na całym świecie stwarzają nowe zagrożenie. Jak dotąd w Polsce nie wprowadzono odpowiednich przepisów regulujących ich obecność w wodzie pitnej.

Jednym z zasadniczych powodów oczyszczania ścieków komunalnych jest usuwanie z nich mikroorganizmów chorobotwórczych. Badania służące do sanitarnej oceny ścieków surowych i oczyszczonych koncentrują się na wykrywaniu mikroflory jelitowej pochodzenia kałowego.

Koncentracja mikroorganizmów chorobotwórczych w ściekach jest różna i zależy przede wszystkim od stanu zdrowotnego ludności oraz od stopnia oczyszczania ścieków odprowadzanych do odbiornika.

Ścieki bytowo-gospodarcze i miejskie stanowią największe źródło występowania wirusów w wodach powierzchniowych. W przeciwieństwie do bakterii chorobotwórczych, które w dość krótkim czasie potrafią zginąć w rzece będącej odbiornikiem ścieków, wirusy mogą utrzymywać się nawet kilka miesięcy. [11].

Rozprzestrzenianiu się zakażeń wirusowych sprzyja wzrost zagęszczenia mieszkańców na danym terenie oraz wzmożona turystyka i rozwój środków transportu masowego [22].

Poza ustrojem żywiciela wirusy mogą przetrwać przez pewien czas, a na ich przetrwanie w środowisku wpływa wiele czynników, takich jak: temperatura, nasłonecznienie, pH czy wilgotność [11]. Ocenia się, że wirusy mogą przetrwać w ściekach nawet około 60 dni. Ścieki przemysłowe pod względem sanitarno-epidemiologicznym nie

stanowią zagrożenia dla odbiorników wód powierzchniowych. Wyjątkiem są tu ścieki pochodzące z browarów, mleczarni, rzeźni, drożdżowni, garbarni oraz zakładów utylizacyjnych, bowiem mogą występować w nich nie tylko drobnoustroje chorobotwórcze, ale i wirusy [12]. Clark jako pierwszy poinformował o występowaniu wirusa *Norwalk* w ściekach z przemysłu lekkiego. Zwrócił on również uwagę na niebezpieczeństwo infekcji tym wirusem obejmujące głównie pracowników oczyszczalni [10].

Wskaźnikiem obecności niektórych wirusów w ściekach mogą być bakteriofagi, tj. wirusy pasożytujące w komórkach bakteryjnych. W tym celu stosowany może być bakteriofag *Escherichia coli*, bowiem zachowuje się on podobnie jak wirusy ludzkie czy zwierzęce znajdujące się w ściekach [9].

W Polsce badania nad zachowaniem się wirusów w środowisku przyrodniczym, a szczególnie na terenach nawadnianych ściekami i w oczyszczalniach ścieków, są stosunkowo nieliczne. Z tego względu należy dążyć do przyspieszenia rozwoju tych badań, ze szczególnym uwzględnieniem metod izolacji, hodowli i rozwoju wirusów. Ważnym elementem jest również ustalenie stopnia zagrożenia zdrowia pracowników przez wirusy, opracowanie metod utylizacji czynników zakaźnych w oczyszczalniach, a zwłaszcza w ściekach, które są wykorzystywane do nawadniania pól [9].

3. Metody dezynfekcji wody i ścieków

Uzdatnianie wody przeznaczonej do picia można traktować jako zespół szeregowo połączonych ze sobą procesów, mających na celu wyeliminowanie zanieczyszczeń, w tym mikroorganizmów chorobotwórczych zagrażających zdrowiu ludzi. Dezynfekcja końcowa wody stanowi ostatnią barierę, która powinna zapewnić ostateczne usunięcie z wody aktywnych mikroorganizmów chorobotwórczych, w tym także wirusów.

Dezynfekcję wody przeprowadza się zwykle za pomocą aktywnych środków chemicznych, które są z reguły silnymi biocydami i mogą w pewnych stężeniach być szkodliwe dla zdrowia ludzi. Środki dezynfekcyjne mogą reagować z różnymi składnikami wody, tworząc tzw. produkty uboczne dezynfekcji, o potencjalnie szkodliwym oddziaływaniu na zdrowie człowieka. Z tego powodu dezynfekcję należy rozpatrywać nie tylko pod względem skuteczności dezaktywacji wirusów w wodzie do picia, ale także pod względem wpływu środków dezynfekcyjnych na jakość wody do picia [18].

Proces dezynfekcji polega na dawkowaniu środków chemicznych będących najczęściej silnymi utleniaczami, takich jak ozon czy też chlor. Ostateczny efekt działania środka dezynfekcyjnego zależy od wielu czynników, dlatego właściwą jego dawkę trzeba ustalać każdorazowo [16].

Do dezynfekcji wody wodociągowej stosuje się przede wszystkim chlor w postaci wolnej lub podchlorynu. Działanie chloru na wirusy jest jednak ograniczone. Stosowane dawki chloru eliminują z wody *E. coli* i inne bakterie, ale nie usuwają wirusów, ewentualnie usuwają je częściowo. Wynika z tego, że wirusy są znacznie odporniejsze na chlor. Dawka wolnego chloru lub kwasu podchlorawego niezbędna dla całkowitego zniszczenia wirusów musi być około 20 razy wyższa od dawki zabójczej dla bakterii. Jednak tak wysokie stężenie jest wysoce szkodliwe dla konsumentów [10]. CDC w Atlancie zaleca do stosowania dezynfekcji wody pitnej lub służącej do rekreacji, np. w basenach kąpielowych – chlorowanie dawką 10 mg/l przez co najmniej 30 min [4]. Innym związkiem stosowanym do dezynfekcji wody jest ditlenek chloru (ClO_2). Jest on uznawany za dobry środek dezynfekcyjny.

W 1997 r. przeprowadzono badania dotyczące dezynfekcji wody za pomocą dwutlenku chloru. Junli i współautorzy [7] porównali siłę działania chloru, podchlorynu, chloraminy i dwutlenku chloru na usuwanie poliowirusa l, adenowirusa 7, coxsackiewirusa B, echowirusa 11, hesperwirusa l oraz wirusa świnki (*mumps wirus*). W badaniach swych zastosowali metodę efektu cytopatycznego (CPE). Stwierdzili, że dwutlenek chloru znacznie silniej inaktywował badane wirusy, aniżeli pozostałe formy chloru i zalecili stosowanie go do dezynfekcji wody. Do zalet stosowania $C1O_2$ zalicza się znacznie niższy potencjał wytwarzania zanieczyszczeń wtórnych w dezynfekowanej wodzie w porównaniu do chloru. Zastrzeżenie natomiast budzi powstawanie niebezpiecznych chlorynów i chloranów [10].

Do dezynfekcji ścieków miejskich odpływających z oczyszczalni najczęściej stosowane są związki chloru. W Polsce podobnie jak w Niemczech, w praktyce eksploatacyjnej dezynfekcja ścieków biologicznie oczyszczonych nie jest stosowana, podczas gdy w Stanach Zjednoczonych, znalazła powszechne zastosowanie.

Do dezaktywacji wirusów proces chlorowania jest mało skuteczny. Proces ten wymaga wyższych dawek chloru oraz dłuższego czasu kontaktu ze ściekami. Wiąże się to z właściwością wirusów do tworzenia skupisk, co utrudnia penetrację chloru. W procesie chlorowania ścieków zawierających związki organiczne powstają związki chloroorganiczne, trudno rozkładalne biologicznie, w tym związki o działaniu mutagennym i kancerogennym. Z tego powodu dawki chloru wnikliwie się analizuje, dążąc do ich minimalizacji oraz rozważa się stosowanie innych środków lub metod dezynfekcji. W przypadku stosowania związków chloru do dezynfekcji ścieków nieuniknione jest prowadzenie procesu dechloracji, przed odprowadzeniem ich do wód odbiornika, w których obecność chloru jest niedopuszczalna [10].

Badania nad eliminacją wirusów z wody jak i ścieków wykazały, że ozon jest najbardziej skutecznym środkiem dezynfekcyjnym. Utrzymanie stężenia ozonu w wodzie na poziomie 0,3 mg/dm^3 przez 4 minuty, pozwala na inaktywację wirusów wynoszącą 99,9%. Ozonowanie wody usuwa ponadto przykry zapach i smak, redukuje barwę oraz zawartość żelaza i manganu. Ozon usuwa również z wody związki organiczne, między innymi fenole. Zaletą ozonu jest to, że nie zostaje dłuższy czas w wodzie, gdyż samorzutnie się rozkłada [16].

W ostatnich kilkunastu latach w wielu oczyszczalniach ścieków w Stanach Zjednoczonych do dezynfekcji ścieków wprowadzono ozonowanie. Proces ten wykazuje dużą skuteczność w usuwaniu wirusów. Dawka ozonu

potrzebna do dezaktywacji zależy od wielu parametrów, takich jak: pH, temperatura, zawartość zanieczyszczeń i powinna być ona wyznaczana doświadczalnie. Przy zachowaniu odpowiednich parametrów można uzyskać od 99% do 99,9% dezaktywacji mikroorganizmów chorobotwórczych i wirusów w ściekach. Na podstawie przeprowadzonych w 1974 r. badań stwierdzono, że pozbycie się enterowirusów (*Polio*, *Coxsackie* i *ECHO*) oraz kolifagów z wody jak i ścieków możliwe jest przez zastosowanie np. wymienników jonowych, adsorpcji na węglu aktywnym, koagulacji i filtracji przez ziemię okrzemkową. Podkreślono, że najtrudniejsze do wyeliminowania tą metodą są kolifagi [10].

Spośród koagulantów stosowanych do dezynfekcji przebadano chlorek żelaza (II i III), siarczan żelaza (II i III), siarczan glinu, glinian sodowy i wapno. Najlepszymi do usuwania wirusów okazały się chlorek żelazowy i siarczan glinu [1]. Takie właśnie koagulanty stosuje się w Polsce, przy równoczesnym chlorowaniu wody [10].

Innym sposobem dezynfekcji ścieków, stosowanym dla małych ich objętości, jest działanie podwyższonej temperatury. Termiczna obróbka ścieków w temperaturze powyżej 100°C pozwala na dezaktywację wirusów. Podczas podgrzewania ścieków do temperatury 60°C uzyskuje się jedynie częściową dezaktywację niektórych wirusów [11].

Podsumowanie

Brak powtarzalnych i wiarygodnych metod oznaczania wirusów w wodzie, ściekach i osadach ściekowych powodował do niedawna trudności w ich wykrywaniu. Dopiero pod koniec lat siedemdziesiątych zaczęto zajmować się tym zagadnieniem bardziej szczegółowo. Pomimo rozwoju nauki i technik badawczych do dzisiaj nie ma uniwersalnej metody diagnostycznej, która mogłaby służyć do wykrywania wirusów w różnych elementach środowiska naturalnego. Pewną nadzieję dają w tym względzie techniki molekularne, a zwłaszcza wykorzystanie metody PCR (*polimerase chain reaction*).

Niestety, pomimo coraz lepszej znajomości zagadnień związanych z wirusami w dalszym ciągu występują choroby, które szerzą się za pośrednictwem wody do picia. Stwierdzenie to dotyczy nie tylko krajów rozwijających się, gdzie w wielu wypadkach spożywa się wodę nieuzdatnioną, ale również państw o wysokiej kulturze sanitarnej. W wielu państwach odnotowano bowiem przypadki infekcji wirusowych po spożyciu wody uzdatnionej. Epidemie wirusowe pochłaniają wiele ofiar i przyczyniają się do dużych strat ekonomicznych z powodu nadmiernej absencji chorobowej. Dlatego też w ostatnich latach problem wykrywania i oznaczania wirusów w wodzie, ściekach i osadach ściekowych nabrał dużego znaczenia i jest dostrzegany nie tylko przez środowisko naukowe, ale i rządy wielu krajów. Na całym świecie prowadzone są liczne badania nad występowaniem wirusów w wodach powierzchniowych, w ściekach i osadach, z równoczesnym opracowaniem skutecznych metod ich usuwania. Tylko stały monitoring i dalsze doskonalenie metod diagnostycznych w tej dziedzinie pozwoli konsumentom na korzystanie z „bezpiecznej" wody do picia.

Międzynarodowe unormowania prawne dotyczące wody pitnej, np. zalecane przez WHO, podkreślają konieczność dostarczenia konsumentom wody czystej, nie zawierającej organizmów chorobotwórczych i wirusów. Niektóre wysoko rozwinięte państwa wprowadziły już konieczność oznaczania wirusów w wodach. W tym zakresie w polskim prawodawstwie istnieje pewna luka. Z pewnością spowodowane jest to brakiem odpowiednich przepisów nakazujących prowadzenie badań wody przeznaczonej do konsumpcji. Z drugiej strony problem stanowi również brak specjalistycznej dobrze wyszkolonej kadry pracującej w laboratoriach określających jakość wody wodociągowej, a także brak odpowiedniego wyposażenia tych obiektów.

W USA w 1997 roku opracowano wytyczne i wprowadzono konieczność oznaczania enterowirusów w osadach ściekowych w przypadku ich przyrodniczego wykorzystania [20]. Należałoby się zastanowić nad wprowadzeniem tych badań również w Polsce. Po przystąpieniu naszego kraju do Unii Europejskiej zostaną ujednolicone i zaostrzone przepisy i wtedy będziemy musieli przeprowadzać takie badania standardowo. Pozostaje tylko pytanie jak szybko uda się nam to osiągnąć i jakie będzie nasze przygotowanie nie tylko w zakresie metodycznym lecz także legislacyjnym.

Jak dotąd badania nad występowaniem i zachowaniem się wirusów w środowisku przyrodniczym w Polsce są stosunkowo nieliczne. Należy dążyć do przyspieszenia rozwoju tych badań ze szczególnym uwzględnieniem metod ich izolacji, hodowli oraz rozpoznania powodowanego przez nie zagrożenia zdrowia ludzkiego.

Literatura

[1] Berg G., *Methods for Recovering Viruses from the Environmental. Health Affects Research Laboratory*, U.S. Environmental Protection Agency, Cincinnati, Ohio 1987.
[2] Bitton G., *Wastewater Microbiology*, Wiley-Liss Inc., New York 1994.
[3] Bobrowski M., *Podstawy Biologii Sanitarnej*, Ekonomia i Środowisko, Białystok 2002.
[4] CDC (Centers for Disease Control and Prevention) *„Norwalk-like viruses": public health concequences and outbreake management*, MMWR 2001, nr 50 (No.RR-9), s.1-8.
[5] EPA/625/R-92/013, *Environmental Regulations and Technology: Control of Pathogens and Vector Attraction in Sewage Sludge*, Cincinnati, Ohio 1999.
[6] Jabłoński L. (red.), *Wirusologia kliniczna*, PZWL, Warszawa 1972.
[7] Junli H., Li W., Nenqi R., Xue L., Fun S.R., Guanle J., *Disinfection effect of chlorine dioxide on viruses, algae and animal planktons in water*, „Water Research"1997, nr 31, s.455
[8] Kańtoch M., *Wirusologia lekarska*, PZWL, Warszawa 1998.
[9] Kluczek J.P., *Wybrane zagadnienia z ochrony środowiska*, Wyd.Uczelniane Akademii Techniczno-Rolniczej, Bydgoszcz 1999.
[10] Kocwa-Haluch R., *Wirusy i ich występowanie w wodach i ściekach*, Wyd. Politechniki Świętokrzyskiej, Kielce 2001.

[11] Kosarewicz O., Firlus I., Michalec R., *Usuwanie mikroorganizmów chorobotwórczych w oczyszczalniach ścieków miejskich*, „Gaz, Woda i Technika Sanitarna" 1999 nr 8, s. 292-297.
[12] Mrozowska J. (red.), *Laboratorium z mikrobiologii ogólnej i środowiskowej*, Wyd. Politechniki Śląskiej, Gliwice 1999.
[13] Nasser A.M., Tchorch Y., Fattal B., *Comparative survival of hepatitis A virus, Poliovirus 1, F^+ bacteriophages and E.coli in waste and groundwater*, „Water Sci. Techn." 1993 nr 27, s. 401-407
[14] Olańczuk-Neyman K., *Laboratorium z biologii środowiska*, Wyd. Politechniki Gdańskiej, Gdańsk 1998.
[15] Olańczuk-Neyman K., *Mikroorganizmy w kształtowaniu jakości i uzdatnianiu wód*, Wyd. Politechniki Gdańskiej, Gdańsk 2001.
[16] Pawlaczyk-Szpilowa M., *Biologia i ekologia*, Wyd. Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 1997.
[17] Płachta J., Renke-Rybicka B., Wichrowska B., Życińska D., *Występowanie organizmów wodnych w wodociągach i wynikające stąd problemy dezynfekcji wody do picia*, Roczniki PZH 1992 nr 43, s.95.
[18] Roman M., *Dezynfekcja wody w świetle wytycznych Światowej Organizacji Zdrowia dotyczących jakości wody do picia*, „Gaz, Woda i Technika Sanitarna" 1999 nr 6, s. 214.
[19] Suchy M., *Mikrobiologiczne metody w monitoringu środowiska przyrodniczego*, Seminarium krajowe PIOŚ, Wyd. Państwowej Inspekcji Ochrony Środowiska, Rzeszów 1998.
[20] U.S.EPA, *Manual of Methods for Virology*, EPA/600/4-84/013
[21] Virella G., *Mikrobiologia i choroby zakaźne*, Wyd. Medyczne Urban & Partner, Wrocław 2000.
[22] Zaremba M.L., Borowski J., *Mikrobiologia lekarska – podręcznik dla studentów medycyny*, PZWL, Warszawa 1997.

THE HAZARD OF VIRUSES IN WATER, SLUDGE AND SEWAGE SLUDGE

Summary

Viruses are very important infection factors that are hazardous for people as well as animals. In the past two decodes, the investigation shown that the water is a possible way of viruses transmission. Their presence is well documented in ground, surface and drinking water, so there is a need to investigate the viruses and to elaborate the norms of water quality. In addition there currently exist a need for rapid and cost effective methods to determine the presence of viruses, specially based on molecular analysis. The environmental monitoring and utilization of viruses from drinking water has to be elaborated. The recent investigations point out for ozone as the best system for viruses utilization.

WODA

Janusz Rak
Artur Wieczysty

PRZYKŁADY AWARYJNYCH ZAGROŻEŃ SYSTEMÓW ZAOPATRZEMNIA W WODĘ

Streszczenie

W pracy przedstawiono definicje zdarzeń związanych z sytuacjami nadzwyczajnymi w systemie zaopatrzenia w wodę miasta: katastrofy, poważnej awarii, wypadków, incydentu, klęski i kryzysu. Zaprezentowano 10 przykładów zdarzeń typu awaryjnego, które miały miejsce w Polsce.

Wstęp

W polskim prawodawstwie pojęcie nadzwyczajnego zagrożenia środowiska (NZŚ) wprowadziła ustawa z 31 stycznia1980 r. o ochronie i kształtowaniu środowiska *przez NZŚ rozumie się zagrożenie spowodowane gwałtownym zdarzeniem, nie będącym klęską żywiołową, które może wywołać znaczne zniszczenie środowiska lub pogorszenie jego stanu, stwarzając powszechne niebezpieczeństwo dla ludzi i środowiska* [9].

Obecnie pojęcie poważnej awarii oraz poważnej awarii przemysłowej wprowadza nowa ustawa Prawo Ochrony Środowiska: *przez poważną awarię rozumie się zdarzenie w szczególności emisję, pożar lub eksplozję powstałe w trakcie procesu przemysłowego, magazynowania lub transportu, w którym występuje jedna lub więcej niebezpiecznych substancji, prowadzące do natychmiastowego powstania zagrożenia życia lub zdrowia ludzi lub środowiska lub powstania takiego zagrożenia z opóźnieniem, natomiast przez poważną awarię przemysłową rozumie się poważną awarię w zakładzie* [8].

Cechami charakterystycznymi tych zdarzeń jest ich niepowtarzalność, losowość, wieloprzyczynowość i różnorodność bezpośrednich skutków [5], [6]. Mogą one powodować zagrożenie zdrowia i życia ludzi, degradację środowiska naturalnego i, co się często zdarza, znaczne straty gospodarcze. Problematyka nadzwyczajnych zagrożeń środowiska ujęta jest w ustawie z dnia 20 lipca 1991 r. o Inspekcji Ochrony Środowiska. Ewidencję oraz kontrolę na usuwaniem skutków NZŚ prowadzi Inspekcja Ochrony Środowiska [3].

I. Definicje sytuacji nadzwyczajnych

Awaria jest to uszkodzenie obiektu (systemu, urządzenia, budowli) uniemożliwiające lub ograniczające jego dalsze funkcjonowanie w pewnym odcinku czasu. Katastrofa to zdarzenie nieszczęśliwy wypadek mający tragiczne skutki, niezależnie od tego czy funkcjonowanie obiektu jest ograniczone, czy też w ogóle przestał on funkcjonować. Tragiczne skutki oznaczają w tym przypadku utratę bezpieczeństwa.

Zdarzenie katastroficzne w skali makro, definiowane jest przez Światową Organizację Zdrowia (WHO), jako takie, którego zajściu i skutkom objęta nim społeczność nie jest w stanie przeciwdziałać sama i potrzebna jest pomoc z zewnątrz. Podstawowymi miarami uszkodzenia katastroficznego są: liczba zgonów ludzi, ciężkich chorób lub kalectw rozumiane jako straty oraz prawdopodobieństwo ich zajścia [1], [4]. Dodatkowo można jeszcze rozpatrywać wysokość szkód materialnych, gdy są one szczególnie duże.

Wyróżnia się następujące fazy katastrofy:

- zaskoczenie – czas trwania (minuty, godziny), udzielenie pierwszej pomocy, zapobieganie skutkom wtórnym, panika,
- pomocy udzielona przez służby profesjonalne, czas trwania (godziny, doby), koordynacja działań,
- odwrócenie skutków katastrofy, czas trwania (miesiące, lata), co wiąże się m. innymi. z przywróceniem stanu środowiska naturalnego; jednakże nie wszystkie skutki są usuwalne.

Katastrofy mogą być spowodowane przez:

- czynniki naturalne (na przykład powódź, susza, trzęsienie ziemi, osuwisko dużej masy ziemi, huragany) – ogólnie: klęski żywiołowe,
- ludzkie (na przykład działania wojenne, działania psychopatów, terroryzm),
- cywilizacyjne (na przykład masowe kolizje środków transportu),
- przemysłowe i budowlane (na przykład eksplozje, wycieki substancji trujących, napromieniowania, zawalenia).

dr hab. inż. Janusz Rak, prof. PRz., Politechnika Rzeszowska; prof. dr hab. inż. Artur Wieczysty, Politechnika Krakowska

Katastrofę znacznych rozmiarów określa się jako kataklizm. Skutki wtórne katastrof to choroby zakaźne, epidemie, choroby umysłowe, zniszczenie środowiska naturalnego, straty materialne i ekonomiczne. Zdarzenia typu katastroficznego generują odmienne, właściwe dla stanu wyjątkowego, procedury prawne. Wiązać się to często może, z okresową zmianą form administrowania na danym terenie, ograniczeniem swobód obywatelskich poprzez wprowadzenie różnego rodzaju zakazów i nakazów [2].

Wypadek jest zdarzeniem niekontrolowanym powodującym straty znacznie mniejsze niż katastrofa, które można opanować lub zniwelować lokalnymi środkami. Incydent jest to wypadek bez następstw.

Mieszkańcy danych jednostek administracyjnych chcą czuć się bezpiecznie, uważają, że to władza publiczna ma im zapewnić bezpieczeństwo w każdej sytuacji. Powinna ona zatem dysponować sprawnie działającym systemem organizacji zabezpieczeń przed nadzwyczajnymi zagrożeniami środowiska i możliwościami niwelacji negatywnych skutków.

Termin klęska jest używany bardzo często zamiennie z terminem katastrofa, lecz katastrofa rozpatrywana jest przede wszystkim w kategoriach fizycznych. Klęska odzwierciedla stosunek emocjonalny do zachodzących zjawisk i stanowi odczucie społeczeństwa zagrożonego nieszczęściem, jest określona czasem i przestrzenią [2].

Kryzys określa się jako okres wielkich trudności lub niebezpieczeństwa, zagrożenia priorytetowych wartości. Kryzys nie jest zdarzeniem, ale sytuacją – następstwem zdarzenia.

W razie wystąpienia poważnej awarii Wojewódzki Inspektor Ochrony Środowiska (WIOŚ) podejmuje decyzje, z rygorem natychmiastowej wykonalności związane z przeprowadzeniem stosownych badań powstałych zagrożeń oraz zakazy lub ograniczenia w korzystaniu ze środowiska. Wojewoda poprzez komendanta wojewódzkiego Państwowej Straży Pożarnej (PSP) i WJOŚ, koordynuje działania niezbędne do usunięcia awarii i jej skutków [7]. O podjętych działaniach wojewoda informuje marszałka województwa.

2. Przykłady zdarzeń typu awaryjnego

W latach 1986-1988 rzeka Wisłoka zanieczyszczana była powyżej ujęcia wody dla miasta Mielca kilkanaście razy formaldehydem. Każdorazowo powodowało to pozbawienie mieszkańców 60-tysięcznego miasta możliwości korzystania z wody na przeciąg kilkunastu godzin.. Przykładowo 15 sierpnia 1988 roku wyłączono ujęcie o godz. 23^{00} po stwierdzeniu stężenia 1,5 mg/dm^3. Z niedzieli na poniedziałek pracowały piekarnie, lodziarnie, wytwórnia wód gazowanych, przetwórnie owoców i warzyw. Nie wykluczone, że woda już zatruta została użyta do produkcji w w/w zakładach. Ordynator Szpitala Rejonowego Oddziału wewnętrznego potwierdził zwiększona liczbę zgłoszeń z dolegliwościami żołądkowymi w dniach następnych. Woda w czasie wyłączenia ujęcia dostarczona była mieszkańcom beczkowozami, ludzie korzystali z osiedlowych studni, których wydajność eksploatacyjna nierzadko uległa znacznemu zmniejszeniu.

Z uszkodzonego rurociągu należącego do Krośnieńskiego Zakładu Nafty i Gazu biegnącego z kopalni Krościenko do kopalni Turaszówka 20.01.1995 roku wyciekło około 3 ton ropy. Rurociągiem tym okresowo przetłacza się ropę do Rafinerii Nafty w Jedliczu. Do mechanicznego uszkodzenia rurociągu doszło podczas prac ziemnych przy regulacji wpadającego do Wisłoka potoku Marzec. Przed skażeniem dalszego biegu rzeki zabezpieczono się poprzez zabudowane przez strażaków trzy zapory przeciwolejowe. – dwie z tworzyw sztucznych i jednej z bali słomy. W ten sposób, jak wykazały badania WIOŚ, nie wystąpiło zagrożenie ujęcia wody znajdującego się poniżej miejsca zdarzenia dla miasta Rzeszowa.

Do groźnego wypadku doszło 20 marca`1995 na moście nad Wisłokiem w miejscowości Żarnowa koło Strzyżowa. Na osobową toyotę najechał towarowy ford cargo, wiozący na naczepie 50 i 100 kg beczki ze związkami ropopochodnymi. W wyniku kolizji przewożone beczki wysypały się i spadały do rzeki. Z uszkodzonych samochodów i beczek zaczęła wyciekać do Wisłoka ropa i olej. Sprawna akcja straży pożarnej poprzez postawienie 2 tam pozwoliła zlokalizować sporą plamę ropopochodnych. W ten sposób nie wystąpiło zagrożenie bezpieczeństwa ujęcia wody dla Rzeszowa.

Potencjalnym zagrożeniem ujęcia wody dla miasta Rzeszowa jest jednotorowa linia kolejowa Rzeszów-Krosno-Jasło, która biegnie wzdłuż rzeki Wisłok. Linia tą transportowane są między innymi produkty naftowe z rafinerii Jedlicze i Niegłowice.

W sobotę 7 grudnia 2002 roku w godzinach popołudniowych 70 000 mieszkańców Przemyśla zostało pozbawionych wody. Spowodowane to było awarią (pęknięciem) pojedynczego rurociągu ϕ1200 łączącego budynek koagulacji z filtrami pośpiesznymi. Przez całą noc w trudnych warunkach atmosferycznych (–10°C) pracowała kulkunastuosobowa ekipa remontowa, której nad ranem udało się zespawać pęknięty rurociąg. Za bardzo pozytywną należy uznać reakcję władz PWiK w Przemyślu. O braku wody w mieście poinformowane zostały media. Dzięki temu część mieszkańców dowiedziała się o awarii z lokalnych rozgłośni. Przez megafony nadawano komunikaty z krążących po całym mieście samochodów MPWiK. W czasie braku wody nie zostały wysłane na ulice miasta będące w dyspozycji 3 beczkowozy z powodu niskiej temperatury. Istniało niebezpieczeństwo rozmrożenia ich instalacji wewnętrznej. W pogotowiu czekały natomiast cysterny, które w razie potrzeby skierowane zostałyby do szpitali lub kotłowni. Sytuacja taka mogłaby być zneutralizowana, gdyby były do dyspozycji zbiorniki wody czystej na terenie ZUW. Oddanie do eksploatacji zbiorników o pojemności 8 000 m^3 nastąpi w 2003 roku.

W tym samym czasie miała też miejsce awaria na magistrali doprowadzającej wodę do osiedla Kmiecie.

10 września 2002 r. w szpitalu psychiatrycznym w Straszęcinie pękła pod fundamentem tego obiektu rura wodociągowa. Dopływ wody do szpitala został odcięty. Skutkiem tego pod szpital codziennie przyjeżdżały beczkowozy

z wodą. Pracownicy placówki wiadrami nosili ją na potrzeby pacjentów i do kuchni. Dla celów higienicznych chorych wodę trzeba było podgrzewać. Okresowo nie przygotowywano gorących posiłków oraz występowały kłopoty z praniem. Do usuwania awarii przystąpiono 12.09.2002 ale bez efektu. Dopiero sprowadzona specjalistyczna firma usunęła awarię w dniu 16.09.2002 r. Niestety, nie ma pewności, czy w przyszłości zdarzenie się powtórzy. Obiekt budowlany zgodnie z przepisami nie może znajdować się na rurach wodociągowych. Obiekt wybudowano za czasów „Igloopolu", a kilka lat temu został on przekazany na potrzeby szpitala. Usunięcie awarii kosztowało około 20 000 zł i szpital chce odzyskać te pieniądze od samorządu gminy Żyraków, której podlega wodociąg.

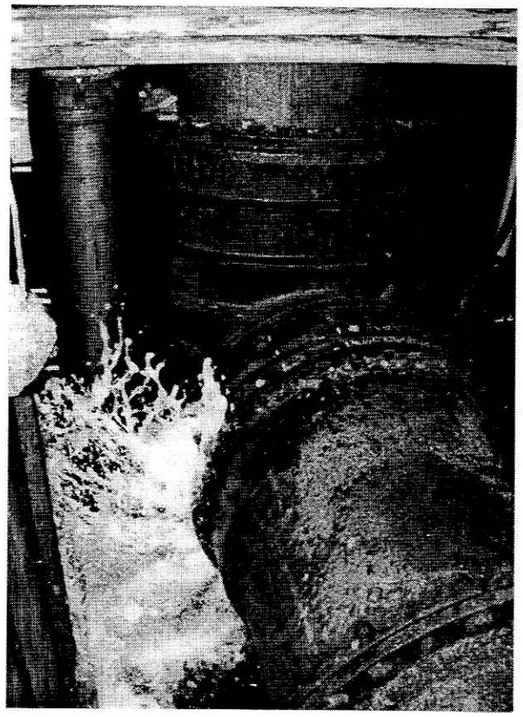
Na przełomie pierwszej i drugiej dekady września 1999 roku nieznany psychopata szantażysta w liście do Urzędu Miasta Łodzi groził, że zatruje wodę do picia w mieście Łodzi 125 kg cyjanku potasu. Odstąpienie od zamiaru warunkował okupem w wysokości 4 mln dolarów i taką samą kwotę w markach niemieckich. Sprawę przez jakiś czas trzymano w tajemnicy przed mieszkańcami miasta by nie wzbudzić paniki. Wszystkie ujęcia i zbiorniki wody do picia dla m. Łodzi objęto w tym czasie ścisłą całodobową ochroną. Wcześniej anonimy o podobnej treści otrzymywali producenci znanych napojów chłodzących.

15 października 1998 r. w nocy na ogrodzonym terenie firmy „Aqua" w Żarnowej koło Sytrzyżowa został wykonany wykop na długości 2 m i głębokości 0,7 m. Sprawca następnie zniszczył rurę PCV o średnicy 30 cm, łączącą studnię główną ze zbiornikiem wyrównawczym lokalnego wodociągu. Mimo ustalenia sprawcy nie udało się ustalić motywów jego działania.

O godzinie 16 31 sierpnia 1998 roku mieszkańcy podrzeszowskiej Babicy zauważyli płynącą całą szerokością rzeki Wisłok plamę o długości 4 kilometrów. Powiadomiono Komendę Wojewódzkiej Straży Pożarnej w Rzeszowie. O godz. 17 postawiono w stan alarmu specjalne jednostki ratownictwa chemicznego w Rzeszowie, Nowej Sarzynie, Jaśle, Jarosławiu i Przemyślu. Do godz. 20 ustawiono 4 zapory na rzece w rejonie Zarzecza i Boguchwały (bezpośrednio przed ujęciem wody dla miasta Rzeszowa w Zwięczycy). W akcji użyto łódź motorową aby spenetrować rzekę – czy duże plamy ropy nie zostały zatrzymane w zakolach Wisłoka. Zapory zdały egzamin i ropa nie przedostała się w rejon ujęcia wody dla Rzeszowa. Wyciek oleju nastąpił w bazie sprzętu ciężkiego pracującego przy remoncie mostu drogowego w Wyżnem.

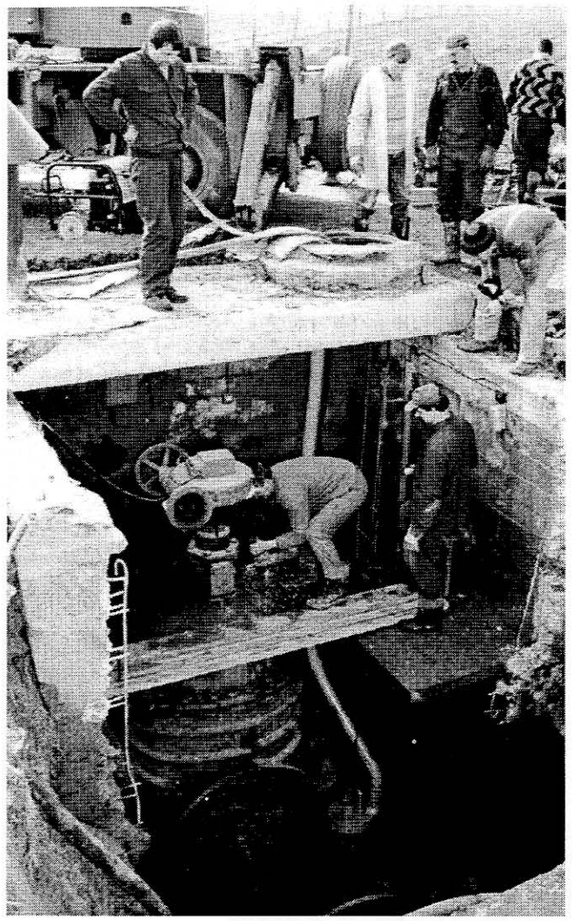
We wtorek przed świętami Wielkanocnymi 25 marca 1997 roku nastąpiła awaria kompensacji głównej magistrali (ϕ1200/1000) zasilający miasto Rzeszów w wodę.

Fotografia 1. Wypływ wody podczas awarii kompensacji na magistrali



Uszkodzenie wystąpiło na głębokości 6 m i jego usunięcie wymagało wymiany uszczelnienia w kompensacjach. Doraźnie na okres świąteczny dopuszczono do kontrolowanego wycieku wody w ilości około 100 m^3/h. Jak się okazało nie miało to znaczącego wpływu na dostawę wody do miasta. Usuwanie uszkodzenia wiązało się z koniecznością okresowego wyłączenia magistrali z eksploatacji, dlatego też MPWiK rozpoczął naprawę 2 kwietnia o godzinie 7^{00}, a zakończono 4 kwietnia o godzinie 2^{00}.

Fotografia 2. Widok ogólny podczas prac przy usuwaniu awarii



Wymagała ona między innymi spuszczenia wody z rurociągu ϕ1000 na odcinku 200 m i rurociągu ϕ1200 na odcinku 1800 m. Koszty związane ze stratami wody uzdatnionej oszacowano na 25000 zł. Z powodu awarii rzeszowska Polfa zaprzestała produkcji na dwie doby (3-4 kwietnia). Dla zaopatrzenia dzielnic, które mogły być częściowo pozbawione wody MPWiK zabezpieczyło 9 beczkowozów, z których ludność korzystała w małym stopniu.

W sieci wodociągowej w miejscowości Wiele gmina Karsin zaopatrywanej z wodociągu w Kliczkowcach 10 listopad 1998 roku stwierdzono obecność wody o barwie zielonej. Zakazano w trybie natychmiastowym używanie wody do spożycia. Stosowne wiadomości podawało lokalne radio, rozplakatowano komunikaty, informowano mieszkańców telefonicznie i przez megafony, którzy dalej przekazywali sobie wiadomość o zatrutej wodzie wodociągowej. Pracownicy Urzędu Gminy i Policji chodzili z informacją od domu do domu. Przeprowadzono natychmiastowe płukanie sieci wodociągowej poprzez otwarcie hydrantów. Decyzją wójta gminy Karsin mieszkańcy otrzymywali do spożycia wodę konfekcjonowaną, a na potrzeby gospodarcze wodę z beczkowozów (z adnotacją „tylko po przegotowaniu"). Uruchomiono dwa punkty czerpalne z wodociągu zakładowego. Przeprowadzono płukanie wszystkich przyłączy domowych. Wielu ludzi poddało się panice – czy wcześniej nie spożyli skażonej wody? Badania wykazały, że do wody dostał się środek impregnujący drewno produkowany na bazie środków trujących (związków arsenu – arszeników), z jednej z firm w mieście. Maksymalne stwierdzone stężenie arsenu w wodzie wodociągowej wyniosło 4,84 mg As/dm^3. Po pięciu dniach wodociąg w Wielu wznowił działalność. Służba zdrowia nie stwierdziła przypadku zatrucia ludzi.

W Nowy Rok 2003 kilkanaście tysięcy mieszkańców rzeszowskich osiedli Baranówka i Krakowska Południe o godz. 10^{15} zostało pozbawionych dostawy bieżącej wody. Przyczyną było pęknięcie rury żeliwnej ϕ400 mm w przepompowni strefowej. Zalana została podpiwniczona część przepompowni. Zadziałanie dyżurnego ruchu (odcięcie zasilania energetycznego zapobiegły zalaniu rozdzielni i silników pięciu pomp. Po godzinie 20^{oo} usunięto awarię wznowiono dostawę wody. W czasie awarii okazało się, że studnie osiedlowe w większości z powodu niskich temperatur były pozamarzane. Uruchomiono 3 beczkowozy z których ludność czerpała wodę. Liczni mieszkańcy z pojemnikami udawali się do innych części miasta celem poboru wody w mieszkaniach u rodzin bądź znajomych.

Podsumowanie

Przedstawione w pracy przykłady awaryjnych zagrożeń systemów zaopatrzenia w wodę nie wyczerpują tematu. Zaprezentowane scenariusze postępowania i problemy występujące przy tego rodzaju zdarzeniach są bardzo dobrą „lekcją" dla przyszłych zachowań operatorów SZW w przypadku wystąpienia sytuacji nadzwyczajnych. Zachęcam innych autorów do publikowania swoich doświadczeń, celem stworzenia bazy danych na temat możliwych rodzajów awarii i zagrożeń w SZW.

Wzrastające wymagania użytkowników wodociągu w naszym kraju, zarówno indywidualnych, jak i grupowych w realiach gospodarki wolnorynkowej powinny skłaniać także dostawców wody do spożycia do zwiększania gwarancji jej dostawy w sensie ilościowym i jakościowym [7]. Wymaga to między innymi posiadania sprawdzonych procedur postępowania w przypadku wystąpienia zdarzeń typu awaryjnego. Podstawą w tym względzie powinno być jak najszersze rozpoznanie tematu poprzez analizę przypadków, które wystąpiły w przeszłości – uczyć się można na faktach, a nawet na błędach.

Literatura

[1] Konieczny J., *Bezpieczeństwo publiczne w nagłych i nadzwyczajnych zagrożeniach środowiska*, PANOPTiKOŚ, Poznań 1995.

[2] Ludwiczak G., *Plany ratownicze*, w: *Działanie służb technicznych i ratownictwa w nadzwyczajnych zagrożeniach środowiska*, PZITS, Kiekrz k.Poznania 1997.

[3] Rak J., Tchórzewska-Cieślak B., Wieczysty A., *Przeciwdziałanie nadzwyczajnym zagrożeniom środowiska*, Brzozów 2001.

[4] Wieczysty A., Rak J., *Zaopatrzenie w wodę do picia w sytuacjach nadzwyczajnych*, w: *Technologie inżynierii środowiska na terenach gmin*, Prace naukowe GIG nr 18, Katowice 1997.

[5] Wieczysty A., Lubowiecka T., Iwanejko R., *Niezawodność człowieka w biotechnicznym systemie zaopatrzenia w wodę*, w: *Zaopatrzenie w wodę miast i wsi*, t.1, Poznań 1998.

[6] Wieczysty A., Rak J., *Współczesne sposoby ochrony ujęć wody przed nadzwyczajnymi zagrożeniami środowiska*, w: *Wyzwania stawiane komunalnym systemom gospodarki wodno-ściekowej u progu XXI wieku*, Poznań-Rzeszów-Lwów 1999.

[7] Wieczysty A., Rak J., *Bezpieczeństwo ujęć wód powierzchniowych*, w: *Gospodarka wodna, ochrona wód i uzdatnianie wody*, Wisła 1996.

[8] Ustawa z dnia 27 kwietnia 2001 r. Prawo ochrony środowiska (DZ.U. Nr 62, poz. 627 oraz poz. 628 o odpadach).

[9] Ustawa z 1994 r. o ochronie i kształtowaniu środowiska (DZ.U. Nr 49, poz. 196, z późn. zmian.).

EXAMPLES OF EMERGENCY IN WATER SUPPLY SYSTEMS

Summary

In this work the definitions of the events connected with the extraordinary situations in the water supply system of the town, such as: crash, major failure, accident, incident, disaster and crisis, have been presented. Ten examples of emergency which had taken place in Poland have been shown.

Sławczo Denczew

ANALIZA BEZPIECZEŃSTWA SYSTEMÓW ZAOPATRZENIA W WODĘ (SZW) NA OBSZARACH ROLNICZO-PRZEMYSŁOWYCH

Streszczenie

Referat ma na celu omówienie zagadnień bezpieczeństwa systemów zaopatrzenia w wodę (SZW) na terenach rolniczo-przemysłowych. Dla prawidłowego rozwiązania problemu powinny być uwzględnione wszystkie czynniki mające wpływ na bezpieczeństwo ich działania czyli zakłócenia wewnętrzne oraz oddziaływania zewnętrzne. Zagadnienie bezpieczeństwa systemów zaopatrzenia w wodę nabiera szczególnego znaczenia, ponieważ ich cechą specyficzną jest rozległe usytuowanie tychże systemów (niekiedy odległość pomiędzy ujęciem wody a odbiorcą wynosi około kilkudziesięciu kilometrów). Skąd też zapewnienia bezpieczeństwa działania SZW wymaga podejmowania szeregu czynności będących tematem rozważań niniejszego referatu.

Wstęp

Zaopatrzenie w wodę obszarów rolniczo-przemysłowych jest jednym z podstawowych warunków produkcji rolno-spożywczej i zwierzęcej, jak również podwyższenia standardu życia i higieny ludności zamieszkałej na wyżej wspomnianych obszarach. Według danych statystycznych obszary rolniczo-przemysłowe zamieszkiwało w roku 2001 około 14 mln mieszkańców, czyli 38% ludności kraju, w około 60 tys. jednostkach osadniczych położonych w 2157 gminach [1]. Stopień zaspokojenia potrzeb wodnych ludności zamieszkałej na terenach rolniczo-przemysłowych jest różny i zależny jest od takich czynników, jak:

- warunki zabudowy,
- gęstość zaludnienia,
- zamożność regionów i zamieszkałej ludności.

Zaopatrzenie w wodę na terenach rolniczo-przemysłowych odbywa się zazwyczaj za pomocą ujmowania wód podziemnych poprzez wodociągi zbiorowe. O potrzebach inwestycyjnych w zakresie dostawy wody na wyżej wspomnianych terenach świadczy fakt, iż obecnie do ponad 20 tys. gospodarstw zagrodowych woda dowożona jest beczkowozami. Według prognoz na podstawie dotychczas opracowanych koncepcji zakłada się osiągnięcie do roku 2010 podstawowych wskaźników zaspokojenia potrzeb w zakresie zaopatrzenia w wodę ludności na obszarach rolniczo-przemysłowych.

Referat ma na celu dokonanie uproszczonej analizy bezpieczeństwa systemów zaopatrzenia w wodę na terenach rolniczo-przemysłowych ze szczególnym uwzględnieniem dwóch aspektów:

- czynników wewnętrznych wpływających na ich bezpieczną pracę,
- czynników zewnętrznych oddziaływujących na bezpieczeństwo działania tychże systemów.

Problem bezpieczeństwa systemów zaopatrzenia w wodę w ogóle (na terenach miejskich, rolniczo-przemysłowych, niezurbanizowanych i innych) ze względu na ich ważną rolę w życiu codziennym człowieka, znajduje się obecnie w centrum zainteresowania wielu ludzi na świecie, szczególnie naukowców i praktyków z zakresu zaopatrzenia w wodę.

1. Definicja, charakterystyka oraz cechy specyficzne SZW na obszarach rolniczo-przemysłowych

W nawiązaniu do niektórych opracowań z zakresu wodociągów na terenach niezurbanizowanych [2,3] oraz publikacji dotyczących wodociągów komunalnych [4] sformułowano definicję systemu zaopatrzenia w wodę na terenach rolniczo-przemysłowych w sposób następujący:

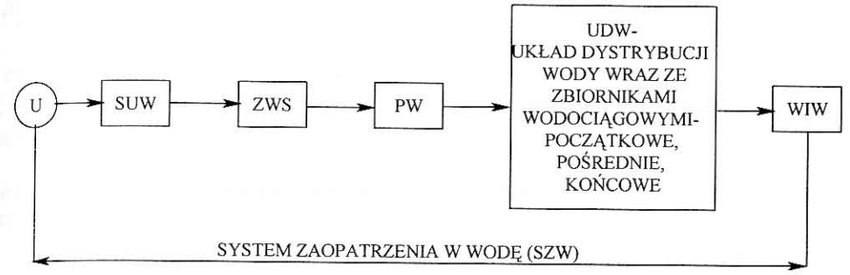
System zaopatrzenia w wodę (SZW) obszarów rolniczo-przemysłowych stanowi ciąg działań o charakterze projektowym, budowlano-montażowym i eksploatacyjnym, w wyniku którego powstaje szereg budowli i urządzeń zlokalizowanych i połączonych ze sobą w sposób uporządkowany, którego zadanie polega na zorganizowanym, długoterminowym, nieprzerwanym ujmowaniu, uzdatnianiu i gromadzeniu wody oraz jej przesyłu do użytkowników zamieszkałych na obszarach rolniczo-przemysłowych w odpowiedniej ilości i wystarczającym ciśnieniu oraz o wymaganej jakości. Z przytoczonej definicji wynika, że system zaopatrzenia w wodę składa się z elementów podstawowych takich, jak:

dr hab. inż. Sławczo Denczew, prof. PB, Politechnika Białostocka, Katedra Wodociągów i Kanalizacji

- ujęcie wody,
- stacje uzdatniania wody,
- zbiorniki wodociągowe stacjonarne,
- pompownie wodociągowe,
- układy dystrybucji wody (sieci wodociągowe wraz ze zbiornikami wodociągowymi),
- wewnętrzne instalacje wodociągowe.

Ilustruje to rysunek 1, natomiast w tabeli 1 zaprezentowano klasyfikację rodzajów wodociągów na terenach niezurbanizowanych.

Rysunek 1. Schemat blokowy systemu zaopatrzenia w wodę



Oznaczenia: U – ujęcie wody, SUW – stacja uzdatniania wody, ZWS – zbiorniki wodociągowe stacjonarne, PW – pompownie wodociągowe, UDW – układ dystrybucji wody, WIW – wewnętrzne instalacje wodociągowe (odbiorca)

Tabela 1. Klasyfikacja rodzajów wodociągów wiejskich wraz z obszarami zaopatrywania w wodę

Rodzaj wodociągu	Obszar obsługiwany przez SZW
Wodociąg zagrodowy	Jedna zagroda wraz z budynkami mieszkalnymi i gospodarczymi
Wodociąg osiedlowy	Kilka zagród lub osiedle wiejskie
Wodociąg zakładowy	Gospodarka rolno-hodowlana, rolno-spożywcza, ferma wraz z budynkami administracyjnymi i mieszkalnymi
Wodociąg zbiorowy	Jedna wieś wraz z gospodarstwami, zakładami, fermami itp.
Wodociąg grupowy	Kilka lub kilkanaście wsi wraz z gospodarstwami, zakładami itp.
Wodociąg regionalny	Jedno lub kilka małych miast oraz kilkadziesiąt wsi

Źródło: opracowanie własne.

Prowadzone badania i analizy techniczno-ekonomiczne różnego rodzaju wodociągów na obszarach rolniczo-przemysłowych i ich porównania wskazują, iż najwięcej zalet posiadają wodociągi grupowe, a wśród nich można wyróżnić:

- bardziej racjonalne gospodarowanie zasobami wodnymi na obszarach obsługiwanych,
- lepsza możliwość powiększania stref zasilania w wodę poprzez ich rozbudowę,
- sprawniejsza obsługa i mniejsze koszty eksploatacji.

Odmienne warunki życia na obszarach rolniczo-przemysłowych, charakterystyczne rozwiązania zagospodarowania przestrzennego na tych terenach powodują, że systemy zaopatrzenia w wodę na tych terenach posiadają specyficzne cechy, z których najważniejsze to:

- niewielkie zapotrzebowanie na wodę w porównaniu do systemów komunalnych,
- udział wód podziemnych stanowi 99,8% w stosunku do całej ilości ujmowanych wód zaopatrujących systemy na terenach niezurbanizowanych,
- większy udział urządzeń ciśnieniowych (odżelaziacze, odmanganiacze i inne) w procesach uzdatniania wody,
- mniejsza wartość ciśnienia wody dostarczanej odbiorcom wynikająca z wysokości zabudowy na tych obszarach,
- duża rozległość układów dystrybucji wody na terenach niezurbanizowanych z przeważającym udziałem sieci rozgałęzieniowej,
- znaczny udział materiałów z tworzyw sztucznych stosowanych do budowy sieci wodociągowej [5].

2. Podstawy teoretyczne zagadnienia bezpieczeństwa systemów zaopatrzenia w wodę

Zdefiniowanie pojęcia bezpieczeństwa systemów zaopatrzenia w wodę jest trudne ze względu na jego interdyscyplinarny i wieloznaczeniowy charakter.

Teoria bezpieczeństwa powstała w latach 90-tych ubiegłego wieku i od tego czasu stale się rozwija. Oparta jest ona na wiedzy interdyscyplinarnej obejmującej takie dyscypliny naukowe, jak: teoria systemów, teoria niezawodności,

cybernetyka, ergonomia, socjologia, psychologia. W Polsce teoria bezpieczeństwa w zakresie projektowania i eksploatacji systemów zaopatrzenia w wodę charakteryzuje się pokaźnym dorobkiem naukowym [6-11].

Na potrzeby niniejszego referatu przyjęto następującą definicję bezpieczeństwa: jest to zbiór przedsięwzięć o charakterze projektowym, budowlano-montażowym i eksploatacyjnym mającym na celu stworzenie cech obronnych systemu zaopatrzenia w wodę przed oddziaływaniami wewnętrznymi i zewnętrznymi mogącymi powodować zagrożenie bezpieczeństwa. Warto zauważyć, iż takie sformułowanie pojęcia bezpieczeństwa wymaga jego uwzględnienia już w fazie projektowania i kontynuacji na etapie wytwarzania i eksploatacji SZW.

Z przytoczonej wyżej definicji wynika również probabilistyczny charakter oceny bezpieczeństwa w systemach zaopatrzenia w wodę. Wiąże się to z losowością występowania uszkodzeń, błędów operatorskich lub zakłóceń zewnętrznych. W procesie eksploatacji SZW występują różne czynniki oddziaływujące na jego pracę, a mianowicie:
oddziaływania wewnętrzne:

- zakłócenia robocze $Z_r(\bar{p})$ – np. ponadnormatywny wzrost ciśnienia wody, uderzenia hydrauliczne, kawitacja, właściwości fizyko-chemiczne, bakteriologiczne i termiczne wody,
- zakłócenia organizacyjne $Z_o(\bar{p})$ – np. zamykanie i otwieranie zasuw, przepustnic i hydrantów, jednostkowy pomiar ciśnienia na hydrantach, płukanie i pobór próbek wody;

oddziaływania zewnętrzne:

- zakłócenia mechaniczne, statyczne i dynamiczne – $Zz(\bar{p})$ – np. uszkodzenia mechaniczne, wpływ obciążeń statycznych i dynamicznych na SZW,
- zakłócenia zewnętrzne świadome $Z_{zś}((\bar{p})$ – np. działania psychopatyczne lub akty terrorystyczne.

Ogólną postać zbioru oddziaływań na system zaopatrzenia w wodę można zapisać [12]:

$$SZW(\bar{p},t_k,t_d) = <Z_r(\bar{p},t_k,t_d),Z_o(\bar{p},t_k,t_d),Z_z(\bar{p},t_k,t_d),Z_{zś}(\bar{p},t_k,t_d)> \quad (1)$$

gdzie:

$\bar{p}$ – zbiór parametrów SZ W
t_k – czas krótki
t_d – czas długi.

W procesie eksploatacji systemów zaopatrzenia w wodę zachodzą zmiany wartości parametrów ze zbioru

$$\bar{p}(t_d) = <\bar{p}_1(t_k), \bar{p}_2(t_k)..., \bar{p}_n(t_k)> \quad (2)$$

i po ich przekroczeniu następują zmiany strukturalne powodujące wystąpienie zagrożenia bezpieczeństwa.

Moment przejścia od zmian parametrycznych (stan bezpieczny) do zmian strukturalnych (stan niebezpieczny) w SZW opisuje relacja [12]

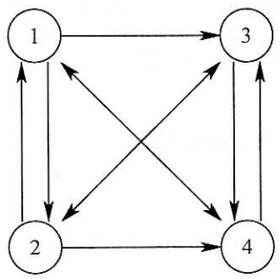
$$SG_k = <\bar{p}_k,t_{dk},x_k,y_k> \quad (3)$$

gdzie:

SG_k – stan graniczny,
$\bar{p}_k$ – zbiór parametrów wewnętrznych i zewnętrznych,
t_{dk} – czas długi (końcowy),
x_k, y_k – wielkości wejściowe i wyjściowe SZW.

Grafy stanów bezpieczeństwa ilustruje rysunek 2.

Rysunek 2. Grafy stanów bezpieczeństwa



1 – stan bezpieczeństwa, 2 – stan zagrożenia bezpieczeństwa, 3 – niezawodność bezpieczeństwa, 4 – zawodność bezpieczeństwa

W procesie użytkowania systemów zaopatrzenia w wodę występują zasadniczo następujące stany bezpieczeństwa, a mianowicie [13]:

- stan bezpieczeństwa,
- niezawodność bezpieczeństwa,
- stan zagrożenia bezpieczeństwa,
- zawodność bezpieczeństwa.

Podstawowe wskaźniki bezpieczeństwa, za pomocą których określa się umownie stany bezpieczeństwa, to:

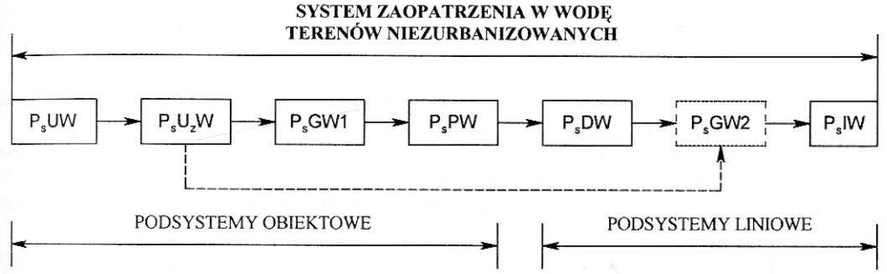
- Q_b (t) – wskaźnik zawodności bezpieczeństwa opisujący czas eksploatacji do chwili przejścia do stanu zawodności bezpieczeństwa,
- λ_b (t) – intensywność zawodności bezpieczeństwa.

Wyznacza się je metodami probabilistycznymi.

3. Analiza bezpieczeństwa systemów zaopatrzenia w wodę na terenach niezurbanizowanych

W celu dokonania analizy bezpieczeństwa podzielono SZW na podsystemy obiektowe oraz podsystemy liniowe. Ilustruje to rysunek 3.

Rysunek 3. Schemat podziału SZW wsi na podsystemy: PsUW - podsystem ujmowania wody



P_sU_zW – podsystem uzdatniania wody,
P_sGW1 – podsystem gromadzenia wody (zbiorniki wodociągowe stacjonarne),
P_sGW2 – podsystem gromadzenia wody (zbiorniki wodociągowe początkowe, pośrednie, końcowe),
P_sPW – podsystem pompownia wody,
P_sDW – podsystem dystrybucji wody,
P_sIW – podsystem instalacji wewnętrznych wodociągowych (odbiorca).

Powyższy podział jest umownym ponieważ w systemach zaopatrzenia w wodę na terenach niezurbanizowanych kolejność podsystemów może być różna.

Podsystem ujmowania wody

Analiza bezpieczeństwa podsystemu ujmowania wody wymaga rozpatrzenia dwóch przypadków. W pierwszym z nich studnie głębinowe zlokalizowane są poza terenem stacji uzdatniania wody, a w drugim usytuowane są na jej terenie. Dla obydwu przypadków ustalono schematy funkcjonalne zapewniające bezpieczeństwo działania. Przedstawia to rysunek 4.

Zapewnienie bezpieczeństwa działania podsystemu ujmowania wody wymaga podejmowania wyżej opisanych czynności w celu niedopuszczenia do wystąpienia stanów zagrożenia bezpieczeństwa.

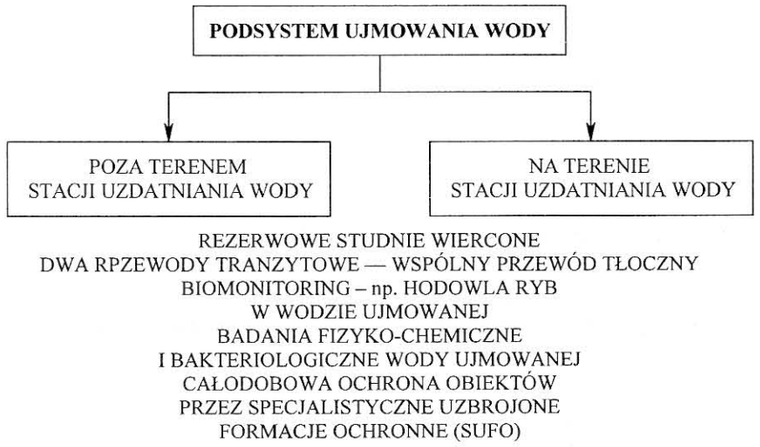
Podsystem uzdatniania wody

Następny element systemu zaopatrzenia w wodę na terenach niezurbanizowanych, jakim jest stacja uzdatniania wody wymaga realizacji następujących działań zapewniających bezpieczne funkcjonowanie, a mianowicie:

- rezerwowanie funkcjonalne (pompy rezerwowe, odżelaziacze i odmanganiacze rezerwowe), strukturalne (wprowadzanie dodatkowych elementów rozbudowujących strukturę – na przykład dwa ciągi technologiczne) i czasowe (zbiorniki wodociągowe i wykorzystanie ich rezerwy w przypadku stanów zagrożenia) elementów stacji uzdatniania wody,
- stałe badanie wody ujmowanej w pracowniach bioindykacji, w których hodowane są drobnoustroje (pierwotniaki, skorupiaki) czułe na wszelkie zanieczyszczenia i skażenia wody,

- stały monitoring procesów technologicznych uzdatniania wody,
- pełen zakres badań fizyko-chemicznych i bakteriologicznych wody uzdatnionej,
- całodobowa ochrona stacji uzdatniania wody przez specjalistyczne, uzbrojone formacje ochronne.

Rysunek 4. Schemat bezpieczeństwa działania podsystemu ujmowania wody



Podsystem dystrybucji wody

Kolejnym elementem wymagającym szczególnego nadzoru jest podsystem dystrybucji wody. Zapewnienie bezpieczeństwa działania podsystemu dystrybucji wody wymaga następujących działań:

- stałe monitorowanie niektórych parametrów fizyko-chemicznych wody (przepływ, prędkość, ciśnienie, temperatura, mętność, pozostały chlor) w charakterystycznych punktach sieci wodociągowej,
- stałe badania fizyko-chemiczne i bakteriologiczne wody w ustalonych punktach podsystemu dystrybucji wody z określona częstotliwością,
- prowadzenie wszelkich prac remontowych, modernizacyjnych, inwestycyjnych i naprawczych z zachowaniem środków bezpieczeństwa pod kątem zanieczyszczenia bądź skażenia wody,
- stosowanie zabezpieczeń mechanicznych w podsystemie dystrybucji wody (zamknięcie komór wodociągowych, zabezpieczenie hydrantów przeciwpożarowych zaślepkami itp.),
- patrolowanie całodobowe obszaru obsługiwanego przez system zaopatrzenia w wodę za pomocą ekip służb eksploatacyjnych [14].

Podsystem instalacji wewnętrznych

Ostatnim elementem systemu zaopatrzenia w wodę na terenach niezurbanizowanych w aspekcie bezpieczeństwa jego działania są wewnętrzne instalacje wodociągowe. W tym przypadku powinny być stosowane urządzenia i zespoły zabezpieczające przed zanieczyszczeniem i skażeniem wody takie, jak uzbrojenie antyskażeniowe [15].

W niniejszym opracowaniu nie omawiano podsystemu pompowania wody i podsystemu gromadzenia wody, gdyż są one usytuowane przeważnie na terenie stacji uzdatniania wody i wtedy podlegają wszystkim rygorom dotyczącym podsystemu uzdatniania wody. Natomiast w przypadku lokalizacji zbiorników wodociągowych na obszarze zaopatrywanym w wodę, czyli wtedy gdy są usytuowane w podsystemie dystrybucji wody należy zastosować te działania, które zostały wyszczególnione dla tegoż podsystemu (mechaniczne zamknięcie zbiornika, monitorowanie kamerami telewizyjnymi, badanie wody).

Przeprowadzona analiza elementów systemów zaopatrzenia w wodę na terenach niezurbanizowanych pozwala na sformułowanie tezy, iż możliwe jest zapewnienie bezpieczeństwa działania tychże systemów pod warunkiem zabezpieczenia poszczególnych elementów składowych systemu przed oddziaływaniami wewnętrznymi i zewnętrznymi mogącymi spowodować wystąpienie stanów zagrożenia.

Podsumowanie

W referacie omówiono skrótowo, posługując się schematami uproszczonymi problem bezpieczeństwa działania systemów zaopatrzenia w wodę na obszarach rolniczo-przemysłowych ze szczególnym uwzględnieniem ich zabezpieczenia przed oddziaływaniami zewnętrznymi (akty terrorystyczne, działania ekstremalne).

Systemy zaopatrzenia w wodę zalicza się do systemów o dużym znaczeniu dla życia ludzkiego i gospodarki narodowej, stąd też powinny odznaczać się dużym stopniem bezpieczeństwa działania. Można to osiągnąć za pomocą przedsięwzięć wewnętrznych (za pomocą różnego rodzaju sposobów rezerwowania, badań wody, monitorowania procesów technologicznych) oraz zewnętrznych (monitorowanie obiektów za pomocą kamer telewizyjnych, patrolowanie obszaru obsługiwanego, stosowanie zamknięć mechanicznych itp.).

W wyniku przeprowadzonej analizy bezpieczeństwa systemów zaopatrzenia w wodę na terenach niezurbanizowanych sformułowano również następujące wnioski:

- problem bezpieczeństwa SZW składającego się z określonej liczby podsystemów powinien być rozpatrywany w ujęciu systemowym, gdyż bezpieczeństwo działania całego systemu jest zbiorem stanów bezpieczeństwa poszczególnych jego elementów,
- zagadnienia z zakresu bezpieczeństwa działania SZW powinny być uwzględniane w fazie koncepcji i projektowania i kontynuowane pod kątem usprawnień w procesie ich eksploatacji,
- systemy zaopatrzenia w wodę na terenach niezurbanizowanych wymagają podejmowania szczególnych środków bezpieczeństwa wynikających ze specyfiki tychże systemów.

Literatura

[1] Królikowski A., *Systemy kanalizacyjne na terenach niezurbanizowanych – zasady stosowania i perspektywy rozwoju.* Jubileuszowa Sesja Naukowa z okazji 45-lecia pracy naukowej prof. Artura Wieczystego *Systemy zaopatrzenia w wodę i usuwania ścieków u progu trzeciego tysiąclecia.*

[2] Grabarczyk C., Szpindor A., *Zaopatrzenie wsi w wodę,* Postępy Nauk Rolniczych (PAN) 1989 Nr 2, s.23-43.

[3] Szpindor A., *Zaopatrzenie w wodę i kanalizacja wsi,* Arkady, Warszawa 1998.

[4] Sozański M.M., *Wodociągi i kanalizacja w Polsce – tradycja i współczesność,* Polska Fundacja Ochrony Zasobów Wodnych, Poznań-Bydgoszcz 2002.

[5] Dzienis L., *Niezawodność wiejskich systemów zapatrzenia w wodę,* Rozprawy naukowe Nr 4. Politechnika Białostocka, Białystok 1991.

[6] JaźwińsM L, Ważyńska-Fiok K., *Bezpieczeństwo systemów,* PWN, Warszawa 1993.

[7] Lubowiecka T., Wieczysty A., Bednarczyk K., *O potrzebie wprowadzenia probabilistycznych metod badania i projektowania systemów zaopatrzenia w wodę. Aktualne problemy badawcze, projektowe i eksploatacyjne wodociągów i kanalizacji,* Kraków 1995.

[8] Wieczysty A., Lubowiecka T., Iwanejko R., *Człowiek – dyspozytor systemu jako element wpływający na jego bezpieczeństwo,* w: *Bezpieczeństwo i niezawodność działania systemów gazowych, wodociągowych, kanalizacyjnych i centralnego ogrzewania,* Zakopane 1997.

[9] Wieczysty A., Lubowiecka T., Iwanejko R., *Niezawodność człowieka w biotechnicznym systemie zaopatrzenia w wodę,* w: *Zaopatrzenie w wodę miast i wsi,* Poznań 1998.

[1] Wieczysty A., Rak J., *Analiza bezpieczeństwa systemu zaopatrzenia w wodę miasta Rzeszowa,* w: *Zaopatrzenie w wodę miast i wsi,*. Poznań 1998.

[11] Woropay M., *Podstawy racjonalnej eksploatacji maszyn,* Biblioteka Problemów Eksploatacji, Bydgoszcz-Radom 1996.

[12] Staniszewski R., *Teoria systemów,* PAN, Warszawa1988.

[13] Denczew S., *Podwójny aspekt bezpieczeństwa w układach dystrybucji wody,* w: *Bezpieczeństwo, niezawodność, diagnostyka urządzeń i systemów gazowych, wodociągowych, kanalizacyjnych, grzewczych,* Zakopane-Kościelisko 2001.

[14] Denczew S., *O bezpieczeństwie systemów zaopatrzenia w wodę w świetle ostatnich wydarzeń na świecie,* „Gospodarka Wodna"2002 nr 3.

[15] Chudzicki J., Sosnowski S., Szmulski Z., Wojciechowski M., Ziółkowski P., *Zabezpieczenie wody przed wtórnym zanieczyszczeniem, Komentarz do normy PN-92/B01706/Azl: 1999. Wymagania techniczne,* COBRTI Instal, Warszawa 2001.

SECURITY ANALYSIS OF WATER SUPPLY SYSTEMS (WSS) FOR AGRICULTURAL & INDUSTRIAL REGIONS

Summary

This paper describes security problems of Water Supply Systems (WWS) related to agricultural & industrial regions. For proper solution to the problem all factors influencing operation security, i.e. inner disturbances and outer interactions, are to be taken into account.

Security problem of Water Supply Systems is of a special importance because of vast locations of such systems; sometimes the distance between a water source and a water receiver is several tens of miles. Therefore, for ensuring safety operation for Water Supply Systems, one should undertake a series of activities being the topic of this paper.

Jarosław Bajer

ZASADY PROWADZENIA ANALIZY NIEZAWODNOŚCI PODSYSTEMÓW UJMOWANIA WODY Z RZEK NARAŻONYCH NA AWARYJNE SKAŻENIA

Streszczenie

W referacie, w oparciu o opracowany przykład metodyczny, przedstawiono szczegółowo przebieg prowadzenia analizy niezawodności podsystemów ujmowania wody z rzek narażonych na awaryjne skażenie. Analiza taka stanowi podstawę proponowanej metody oceny niezawodności tych obiektów z wykorzystaniem wartości oczekiwanej niedoboru wody. Liczbową miarą oceny niezawodności w tej metodzie jest tzw. uogólniony wskaźnik niezawodności. W referacie omówiono tok obliczania jego wartości dla podsystemu ujmowania wody wyposażonego w stację wczesnego ostrzegania oraz zbiornik wody surowej.

Wstęp

W ostatnich latach przedmiotem szczególnego zainteresowania niektórych z badaczy zajmujących się problematyką niezawodności funkcjonowania komunalnych systemów zaopatrzenia w wodę (SZW) są zagadnienia związane z ciągłością dostawy wody odbiorcom w warunkach skażenia źródła jej poboru [1,2,4,9,12,22]. Dotyczy to zwłaszcza SZW dostarczających wodę ujmowaną z cieków powierzchniowych (potoków, rzek) narażonych na losowe pojawianie się w nich tzw. awaryjnych (incydentalnych) zanieczyszczeń, przez które rozumie się takie, które nie są usuwalne w stacjach uzdatniania opartych na klasycznych procesach technologicznych. Do takich zanieczyszczeń zaliczyć można np. produkty ropopochodne oraz ścieki przemysłu syntezy i przetwórstwa produktów organicznych, poza tym wyjątkowo dużą mętność wody w rzece, zanieczyszczenia chemiczne o charakterze toksycznym, metale ciężkie oraz spływające z wodami deszczowymi środki intensyfikacji upraw rolnych (nawozy sztuczne, pestycydy) [7]. Pojawianie się ich niejednokrotnie prowadzi do mniej lub bardziej uciążliwych okresowych przerw w dostawie wody, które zwłaszcza w przypadku wodociągów wiejskich, rzadko dysponujących alternatywnymi źródłami zasilania (ujęcia rezerwowe, zapas awaryjny gromadzony w zbiornikach wody uzdatnionej), mogą być szczególnie uciążliwe dla ludności, a w skrajnych przypadkach stanowić dla niej poważne zagrożenie sanitarne. Bliższą analizę tych i innych zagrożeń tego typu zanieczyszczeniami znaleźć można tak w literaturze krajowej [5,7,9,10,11,13,22,23] jak i zagranicznej [18,19,20].

Wśród możliwych sposobów minimalizowania skutków okresowych przerw w pracy ujęć wody szczególnie zagrożonych występowaniem incydentalnych zanieczyszczeń jest postulowane przez wymienionych wcześniej ale także i innych autorów [2,3,4,6,10,12,13,14,15,16,17,18,19,20,22,23] budowanie przyujęciowych zbiorników wody surowej (ZbWSu). Zbiornik taki, który podobnie jak podstawowe ujęcie wody (UjW), powinien być zabezpieczony stacją wczesnego ostrzegania (StWczO) stanowi rezerwuar wody, z którego czerpana jest ona w czasie wyłączenia ujęcia spowodowanego skażeniem rzeki. Zapewnia to ciągłość pracy podsystemu ujmowania wody (PsUjW), przez który rozumie się tutaj ugrupowanie elementów, które bezpośrednio związane są z ujmowaniem wody warunkując funkcjonowanie tego podsystemu, a tym samym całego SZW. W najogólniejszym przypadku w skład SZW wchodzą ponadto następujące podsystemy: uzdatniania wody (PsUzW), pompowania wody (PsPoW), przesyłu wody (PsPW), gromadzenia wody (PsGW) oraz dystrybucji wody (PsDyW), natomiast w ramach samego PsUjW wyróżnia się takie elementy jak: źródło wody (ŹrW) i ujęcie wody wyposażone ewentualnie dodatkowo w stację wczesnego ostrzegania (inaczej: stację osłonową – StOs) z monitoringiem jakości wody surowej (MoJaWSu) lub zbiornik wody surowej, względnie w oba te obiekty równocześnie (najbardziej pożądany przypadek).

Ze względu na kluczową rolę PsUjW w utrzymaniu założonych warunków dostawy wody odbiorcom (wymagana ciągłość dostawy w projektowanej ilości i jakości) szczególnego znaczenia nabiera możliwość wymiernej (liczbowej) oceny ich niezawodności, umożliwiająca podejmowanie efektywnych działań usprawniających ich funkcjonowanie. Metodyka oceny niezawodności takich podsystemów powinna właściwie oddawać znaczącą rolę MoJaWSu i ZbWSu w utrzymaniu projektowanych parametrów pracy PsUjW. Dotychczas podejmowane próby w tym zakresie [8,12,15,16,22] charakteryzowały się brakiem możliwości wymiernego uwzględnienia skutków awarii poszczególnych elementów na realizację zadań tego podsystemu, jak również wpływu objętości zbiornika wody surowej na ograniczenie ich uciążliwości. Nie pozwalały także na bardziej wszechstronną analizę, uwzględniającą w klasyfikowaniu stanów sprawności podsystemu ujmowania wody, zarówno średnich czasów naprawy budujących go elementów, jak i przewidywanego czasu ich odkażania w przypadku dostania się do nich awaryjnego zanieczyszczenia.

Uzyskanie pełniejszej oceny niezawodności PsUjW z rzeki możliwe jest poprzez analizę niedoborów wody powstających wskutek niesprawności budujących go elementów oraz skażenia źródła ujmowanej wody. W referacie,

dr inż. Jarosław Bajer, Politechnika Krakowska, Instytut Zaopatrzenia w Wodę i Ochrony Środowiska

w oparciu o opracowany przykład metodyczny, przedstawiono szczegółowo przebieg przeprowadzania takiej analizy, stanowiącej podstawę proponowanej metody oceny niezawodności podsystemów ujmowania wody z rzek narażonych na awaryjne skażenie.

1. Podstawy teoretyczne metody

Istotą metody jest rozpisanie w oparciu o analizę strukturalną stanów niezawodnościowych w jakich może znaleźć się analizowany podsystem w zależności od przebiegu funkcjonowania jego elementów składowych (praca, awaria) oraz określenie dla każdego z tych stanów prawdopodobieństwa jego zajścia (P_i), powstającego w nim niedoboru wody (N_i) i średniego czasu jego trwania (T_{Ni}). Znajomość tych wielkości umożliwia wyznaczenie tzw. wartości oczekiwanej niedoboru wody (E (N)), stanowiącej podstawę do obliczenia uogólnionego wskaźnika niezawodności (K_u), który charakteryzuje liczbowo niezawodność badanego obiektu (tutaj PsUjW). Wskaźnik ten oblicza się ze wzoru [21]

$$K_u = 1 - \frac{E(N)}{E(P)} \tag{1}$$

gdzie:

E (N) – wartość oczekiwana niedoboru wody odniesiona do okresu (0, t), powstającego wskutek niesprawności elementów budujących PsUjW,

E (P) – wartość oczekiwana potrzeb w czasie (0, t); zwykle wartość ta utożsamiana jest z nominalną wydajnością PsUjW (Q_n), która dla t = 1 doba wynosi Q_{dmax}.

Oczekiwana wartość niedoboru wody E (N) wynika z sumy iloczynów niedoborów N_i w różnych stanach podsystemu oraz prawdopodobieństw wystąpienia tych stanów P_i, odniesionej do sumy prawdopodobieństw zajścia każdego ze stanów. Prawdopodobieństwo P_i pojawienia się i-tego stanu PsUjW określa się natomiast zgodnie z zasadami metody przeglądu zupełnego (MPZ) na podstawie znanych wskaźników opisujących niezawodność elementów, które go budują (np. wskaźników gotowości (K)). Metoda ta polega na tym, że dla n-elementowego PsUjW ustala się rozłączne podzbiory stanów zdatności (E1) i niezdatności (E0), których suma tworzy pełny zbiór zdarzeń

$$E = E1 + E0 \tag{2}$$

Wyznaczając prawdopodobieństwo przebywania podsystemu w poszczególnych stanach i sumując je po wszystkich elementach podzbioru E1 lub E0 otrzymuje się odpowiednio prawdopodobieństwo sprawności (P) lub niesprawności ($\overline{P}$) PsUjW

$$P = \sum_{e \in E1} P(e) \tag{3}$$

$$\overline{P} = \sum_{e \in E0} P(e) \tag{4}$$

gdzie:

P (e) – prawdopodobieństwo przebywania PsUjW w stanie sprawności lub niesprawności,

e – stan PsUjW określony za pomocą wektora zerojedynkowego stanów wszystkich jego elementów, tj. $e = [e_1, e_2, ..., e_n]$, w którym

$$e_j = \begin{cases} 1, \text{ gdy } j-\text{ty element jest sprawny} \\ 0, \text{ gdy } j-\text{ty element jest niesprawny} \end{cases} \tag{5}$$

przy czym

$$P + \overline{P} = 1 \tag{6}$$

Zatem prawdopodobieństwo przebywania PsUjW w i-tym stanie sprawności P_i (e_j) może być określone ze wzoru

$$P_i = P_i(e_i) = \prod_{j=1}^{n} (P_j)^{e_j} \cdot (1-P_j)^{(1-e_j)} \tag{7}$$

gdzie:

e_j – stan sprawności j-tego elementu opisany wartością logiczną 1 (sprawność) lub 0 (niesprawność),

e_i – wektor i-tego stanu sprawności PsUjW określony jak wyżej za pomocą stanów wszystkich jego elementów,

P_j – prawdopodobieństwo przebywania j-tego elementu w stanie sprawności lub też wskaźnik gotowości j-tego elementu K_j,

n – liczba elementów w systemie.

Ostatecznie można napisać zgodnie z zależnością (3), iż prawdopodobieństwo zdarzenia, że PsUjW znajdzie się w stanie sprawności e_i będzie wyrażone wzorem:

$$P_S = K_S = \sum_{i=1}^{r} P_i \tag{8}$$

gdzie:

P_i – prawdopodobieństwo zdarzenia, że PsUjW będzie sprawny (w i-tym stanie niezawodnościowym) określone wzorem (7) i odpowiadające wskaźnikowi jego gotowości K_s,
r – liczba stanów sprawności systemu.

W proponowanej metodzie oceny niezawodności PsUjW za pomocą uogólnionego wskaźnika niezawodności (K_u), wzór (7) umożliwia wyznaczenie prawdopodobieństwa zajścia i-tego stanu podsystemu, a tym samym obliczenie prawdopodobnego niedoboru wody ($N_i \times P_i$) powstającego w tym stanie ($N_i = Q_n \times T_{Ni}$, gdzie T_{Ni} określa średni czas trwania niedoboru w i-tym stanie PsUjW). Zakwalifikowania poszczególnych stanów PsUjW do zbioru stanów zdatności E1 lub niezdatności E0 dokonuje się w oparciu o przyjęte kryteria niezawodnej pracy PsUjW, formułowane na etapie definiowania jego niezawodności.

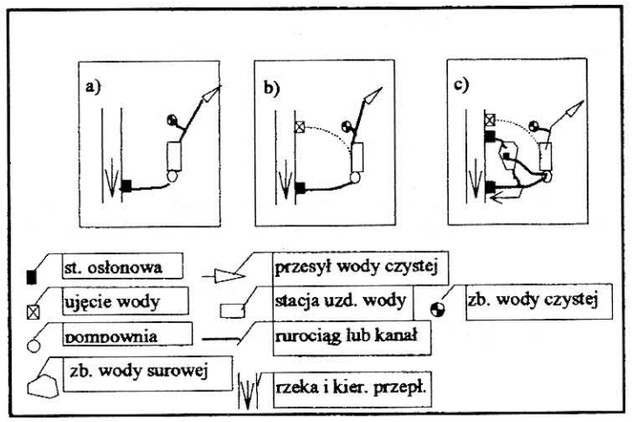
2. Przyjęte uproszczenia

Realizacja obliczeń niezawodności PsUjW metodą wartości oczekiwanej niedoboru wody wymaga przyjęcia szeregu założeń upraszczających związanych z koniecznością ograniczenia liczby możliwych przypadków obliczeniowych [1,2]. Zawężony tutaj do najważniejszych, syntetyczny zapis przyjętych uproszczeń, zamieszczono poniżej:

Rozpatrywane są jedynie podstawowe obiekty wchodzące w skład PsUjW:

- ujęcie nie rezerwowane bez stacji osłonowej (rys. 1a) – ŹrW oraz UjW rozumiane tutaj jako zespół obiektów służących do ujmowania wody z rzeki (komora ujmująca) oraz jej przesyłu do stacji uzdatniania wody (StUzW),
- ujęcie nie rezerwowane chronione stacją osłonową (rys. 1b) – ŹrW, UjW oraz MoJaWSu obejmujący tutaj stację osłonową (StOs) wraz z systemem przekazu i odbioru informacji o mierzonych parametrach jakości wody w rzece,
- ujęcie rezerwowane zbiornikiem wody surowej (rys. 1c) – ŹrW, UjW, MoJaWSu oraz ZbWSu analizowany łącznie z systemem doprowadzania jak i czerpania z niego wody.

Rysunek 1. Podsystem ujmowania wody a) z ujęciem wody bez stacji osłonowej, b) z ujęciem wody chronionym stacją osłonową, c) z ujęciem wody rezerwowanym zbiornikiem wody surowej



Znane są wskaźniki gotowości K każdego z elementów PsUjW, jak również średnie czasy ich naprawy (T_n). Czas naprawy w odniesieniu do źródła wody utożsamiany jest z średnim czasem trwania jego skażenia (T_{ska}) lub odpowiadającym mu średnim czasem wyłączenia ujęcia wody ($T_{wył}$) spowodowanego skażeniem źródła.

Znane są średnie czasy (T_{odk}) przeprowadzania zabiegów (płukanie, odkażanie) przywracających zdolność pracy obiektów (UjW, ZbWSu) po dostaniu się do nich substancji szkodliwych oraz średni czas wyczerpywania wody (T_{wycz}) ze ZbWSu z wydajnością nominalną Q_n

Przy kwalifikowaniu poszczególnych stanów pracy do zbioru stanów sprawności rozważa się trzy przypadki:

- przypadek IlWSu – rozumiany jako dostawa wody do StUzW w ilości Q_n,
- przypadek JaWSu – obejmujący wszystkie stany, w których nie ma zagrożenia wprowadzenia do systemu wody skażonej (dostawa wody o dobrej jakości lub brak dostawy); przypadek ten określa stan bezpieczeństwa (B) rozumianego jako brak potencjalnego zagrożenia dla jakości dostarczanej wody,

- przypadek F – rozumiany jako poprawne funkcjonowanie PsUjW dostarczającego wodę nieskażoną do StUzW w ilości Q_n; przypadek ten obejmuje wszystkie stany, w których przypadki IlWSu i JaWSu zachodzą równocześnie.

Przyjmuje się, że awaria MoJaWSu nie powoduje automatycznego wyłączenia ujęcia wody, a on sam, jako element PsUjW, nie wywołuje niedoboru wody.

Zakłada się, że w przypadku skażenia ŹrW w okresie niesprawności monitoringu (brak informacji) pracujący element PsUjW (UjW, ZbWSu) ulega zanieczyszczeniu, którego usunięcie przerywa pracę PsUjW. Awaria danego elementu PsUjW (UjW, ZbWSu) równoznaczna jest z brakiem możliwości jego skażenia.

Przyjmuje się, że ZbWSu pokrywa w pełni potrzeby w okresie zarówno skażenia źródła, jak i czasu naprawy głównych elementów UjW.

3. Opis danych używanych w obliczeniach

Głównymi danymi wykorzystywanymi w obliczeniach niezawodności PsUjW z rzek narażonych na awaryjne zanieczyszczenia metodą wartości oczekiwanej niedoboru wody są:

- nominalne zapotrzebowanie wody Q_n dla całego systemu zaopatrzenia w wodę SZW, które przyjmuje wartość Q_{dmax}.
- wskaźniki gotowości elementów składowych PsUjW tj.: monitoringu jakości wody surowej K (MoJaWSu), źródła wody K (ŹrW), ujęcia wody surowej K (UjW) oraz zbiornika wody surowej K (ZbWSu). Wskaźniki elementów stanowiących obiekty techniczne można wyznaczyć w oparciu o dane eksploatacyjne na temat ich funkcjonowania [21], natomiast wskaźnik gotowości źródła wody określa się w sposób uproszczony ze wzoru [22]

$$K(\text{ŹrW}) = \frac{t_c - \Sigma t_{wyl}}{t_c} \tag{9}$$

gdzie:

t_c – całkowity czas obserwacji,
$\Sigma t_{wył}$ – sumaryczny czas wyłączenia ujęcia wody spowodowanego wystąpieniem awaryjnych zanieczyszczeń.

Czasy naprawy elementów składowych PsUjW tj.:

- monitoringu jakości wody surowej T_n (MoJaWSu) – jest to czas potrzebny na usunięcie awarii technicznej spowodowanej zdarzeniem losowym (brak zasilania w energię elektryczną, uszkodzenie aparatury pomiarowej, uszkodzenie linii przesyłającej dane itp.),
- źródła wody T_n (ŹrW) – czas ten oznacza czas trwania zanieczyszczenia incydentalnego w źródle wody (rzeka). Jest on wyznaczany na podstawie statystycznego opracowania danych eksploatacyjnych o czasach trwania zanieczyszczenia incydentalnego mierzonego w źródle wody, w przekroju analizowanego ujęcia,
- ujęcia wody T_n (UjW) – czas potrzebny na usunięcie awarii technicznej spowodowanej zdarzeniem losowym (brak zasilania w energię elektryczną, zatkanie okna wlotowego, uszkodzenie: rurociągów ssawnych, tłocznych, agregatów pompowych, zasuw itp.),
- zbiornika wody surowej T_n (ZbWSu) – jest to czas potrzebny na usunięcia awarii technicznej jednego z elementów budujących zbiornik wody surowej (ujęcie wody surowej dla zbiornika, ujęcie wody surowej ze zbiornika, pompownia, rurociąg przesyłowy).

Czasy te wyznaczane są na podstawie statystycznego opracowania danych eksploatacyjnych zebranych w określonym przedziale czasu. Czasy odkażania:

- ujęcia wody T_{odk} (UjW) – jest to czas potrzebny na opróżnienie rurociągów z wody, odkażenie i przepłukanie komór ujęcia oraz rurociągów ssawnych i tłocznych. Czas ten zależy od rodzaju zanieczyszczenia, które spowodowało skażenie elementów budujących ujęcie wody dostając się do niego wraz z wodą skażoną, oraz od długości i liczby rurociągów. Skażenie ujęcia wody surowej ma miejsce przy braku lub awarii monitoringu jakości wody surowej. W skrajnych przypadkach może dojść do skażenia urządzeń do uzdatniania wody, co znacznie wydłuża czas odkażania, a co za tym idzie powiększa niedobór wody,
- zbiornika wody surowej T_{odk} (ZbWSu) – jest to czas potrzebny na usunięcie zanieczyszczenia incydentalnego (spuszczenie wody, odkażenie i przepłukanie zbiornika wody surowej i elementów wchodzących w jego skład) dostającego się do zbiornika podczas jego napełniania zanieczyszczoną wodą w sytuacji braku lub awarii monitoringu jakości wody surowej. Czas ten również zależy od rodzaju zanieczyszczenia powodującego skażenie oraz od wielkości zbiornika wody surowej.

Czas wyczerpywania zbiornika wody surowej T_{wycz} (ZbWSu) – jest to czas w jakim z nominalną wydajnością można pobierać wodę zgromadzoną w zbiorniku wody surowej, po uprzednim jego całkowitym napełnieniu. Na wielkość tego czasu ma wpływ objętość zbiornika wody surowej.

Wymienione czasy cząstkowe są niezbędne do ustalenia średniego czasu trwania niedoboru (T_{Ni}) powstałego w i-tym stanie pracy PsUjW. Ustalenie tego czasu opiera się na szczegółowej analizie każdego ze stanów obejmującej: typ uszkodzonego elementu, rodzaj zaistniałego uszkodzenia (awaria techniczna – określana czasem T_n, konieczność

oczyszczenia skażonego elementu – określana czasem T_{odk}) oraz relacji pomiędzy czasami T_n, T_{odk} i T_{wycz}. Za czas T_{Ni} przyjmuje się maksymalny lub minimalny z czasów (T_{nj} lub T_{odkj} lub T_{wyczj}) w zależności od konkretnej sytuacji zachodzącej w i-tym stanie systemu. Ze względu na konieczność odniesienia T_{Ni} w każdym z rozpatrywanych stanów do jednej doby (zgodnie z przyjęciem, że wartość oczekiwana potrzeb określana będzie dla jednej doby) zdecydowano, że w przypadkach, gdy wyznaczony dla i-tego stanu rzeczywisty czas trwania niedoboru przekroczy 1 dobę, będzie on dzielony przez zaokrąglony do pełnej doby, maksymalny czas trwania niedoboru spośród wszystkich wyznaczonych dla każdego ze stanów.

4. Przykład metodyczny

W celu przedstawienia przebiegu prowadzenia analizy niezawodnościowej umożliwiającej wyznaczenie liczbowych miar (wskaźników) oceny niezawodności PsUjW, tj.:

- uogólnionego wskaźnika niezawodności – metodą opartą na pojęciu wartości oczekiwanej niedoboru wody E (N) oraz
- wskaźników bezpieczeństwa K (B) i funkcjonowania K (F) – metodą przeglądu zupełnego

Zamieszczono poniżej przykład metodyczny (obliczeniowy). Przyjęto w nim, że ujęcie wody rezerwowane jest ZbWSu, który podobnie jak samo ujęcie zabezpiecza stacja wczesnego ostrzegania (rys. 1c). Dane do obliczeń zestawiono w tabeli 1. W prezentowanym przykładzie szczegółowo opisano wszystkie stany (i), w jakich może znajdować się rozpatrywany PsUjW oraz wyjaśniono metodykę wyboru rzeczywistego czasu trwania niedoboru dla każdego z nich (tab. 2). Przebieg zasadniczych obliczeń wraz z wynikami zamieszczono w tabeli 3, objaśniając poniżej w punktach zawartość poszczególnych jej kolumn.

Tabela 1. Zestawienie danych do przykładu obliczeniowego

Parametr obliczeniowy	Element podsystemu ujmowania wody (PsUjW)			
	MoJaWSu	ŹrW	UjW	ZbWSu
Średni czas naprawy T_n [d]	1,0	1,5	0,5	0,25
Średni czas odkażania T_{odk} [d]	-	-	2,0	5,5
Średni czas wyczerpywania wody ze ZbWSu T_{wycz} [d]	-	-	-	3,0
Wskaźnik gotowości K	0,997	0,996	0,998	0,999
Wydajność nominalna $Q_n = Q_{dmax}$ = 1000 [m^3/d]				

Źródło: opracowanie własne.

Tabela 2. Opis możliwych stanów pracy PsUjW wraz z objaśnieniem metodyki wyboru rzeczywistego czasu trwania niedoboru wody

Nr stanu	Stan sprawności elementów PsUjW				Opis stanu pracy PsUjW
	MoJaWSu	ŹrW	UjW	ZbWSu	
1	1	1	1	1	Wszystkie elementy PsUjW są sprawne, więc rzeczywisty czas trwania niedoboru T_{Ni}* wynosi 0 [d]
2	1	1	1	0	Zbiornik wody surowej jest niesprawny, jednak dostawa wody jest zapewniona, gdyż ŹrW i UjW są sprawne; T_{Ni}* = 0 [d]
3	1	1	0	1	UjW niesprawne, jednak dostawa wody jest zapewniona ze ZbWSu, z którego jest czerpana woda w okresie niesprawności UjW; T_{Ni}* = 0 [d]
4	1	1	0	0	ZbWSu i UjW są niesprawne więc dostawa wody jest niemożliwa. Powstanie niedobór, który będzie trwał przez czas odpowiadający minimalnemu z czasów naprawy UjW i ZbWSu; T_{Ni}* = = min (Tn (UjW);Tn (ZbWSu))
5	1	0	1	1	ŹrW jest niesprawne (pojawienie się w źródle zanieczyszczenia incydentalnego), lecz dostawa wody jest zagwarantowana dzięki sprawności ZbWSu; T_{Ni}* = 0 [d]
6	1	0	1	0	ŹrW i ZbWSu są niesprawne, więc dostawa wody jest niemożliwa. Dzięki sprawności MoJaWSu było możliwe wyłączenie UjW w chwili pojawienia się w ŹrW zanieczyszczenia incydentalnego, co nie doprowadziło do skażenia UjW. Powstały niedobór będzie trwał przez czas odpowiadający minimalnemu z czasów naprawy ŹrW i ZbWSu; T_{Ni}* = min (Tn (ŹrW); Tn (ZbWSu))
7	1	0	0	1	ŹrW i UjW są niesprawne, lecz dostawa wody jest zapewniona w ilości Qn, z uwagi na obecność sprawnego ZbWSu i MoJaWSu. MoJaWSu przekazał informacje o skażeniu źródła, co nie dopuściło do skażenia ZbWSu; T_{Ni}* = 0 [d]
8	1	0	0	0	ŹrW, UjW, ZbWSu są niesprawne, więc nie ma możliwości jakiegokolwiek poboru wody surowej. UjW i ZbWSu nie uległy skażeniu, gdyż są niesprawne. Rzeczywisty czas trwania niedoboru wody w tym przypadku będzie równy: Tn (ZbWSu) gdy Tn (ZbWSu)<max (Tn (UjW);Tn (ŹrW)) Tn (UjW) gdy Tn (ŹrW) < Tn (UjW) < Tn (ZbWSu) Tn (ŹrW) gdy Tn (UjW) < Tn (ŹrW) < Tn (UjW)
9	0	1	1	1	MoJaWSu jest niesprawny, co nie powoduje powstawania niedoborów, dostawa wody w ilości Qn; T_{Ni}* = 0 [d]

10	0	1	1	0	MoJaWSu i ZbWSu znajdują się w stanie niesprawności, jednak sprawność ŹrW i UjW gwarantuje dostawę wody w ilości Qn; T_{Ni}* = 0 [d]
11	0	1	0	1	MoJaWSu i UjW są niesprawne, jednak dzięki obecności sprawnego ZbWSu możliwa jest dostawa wody w ilości Qn; T_{Ni}* = 0 [d]
12	0	1	0	0	MoJaWSu, UjW i ZbWSu znajdują się w stanie niesprawności co powoduje brak możliwości czerpania wody. Powstanie niedobór wody przez okres czasu odpowiadającemu minimalnemu z czasów naprawy UjW i ZbWSu T_{Ni}* = min (Tn (UjW); Tn (ZbWSu))
13	0	0	1	1	MoJaWSu i ŹrW są niesprawne. Niesprawność ŹrW oznacza pojawienie się w ŹrW zanieczyszczenia incydentalnego, co przy niesprawnym MoJaWSu (brak informacji) powoduje skażenie ZbWSu i UjW i przerwanie pracy PsUjW, powstaje niedobór wody. Skażenie UjW i ZbWSu pociąga za sobą konieczność odkażania tych elementów PsUjW. Czas trwania niedoboru będzie wynosił: Todk (UjW) gdy Tn (ŹrW)<Todk (UjW)<Todk (ZbWSu) Todk (ZbWSu)gdy Tn (ŹrW)< Todk (ZbWSu)< <<Todk (UjW) i Todk (UjW)>Tn (ŹrW) Tn (ŹrW) gdy Tn (ŹrW)>Todk (UjW) i Todk (ZbWSu)
14	0	0	1	0	MoJaWSu, ŹrW i ZbWSu są niesprawne, co prowadzi do powstania niedoboru wody. Dodatkowo niesprawne ŹrW i MoJaWSu powodują skażenie sprawnego UjW, co powoduje konieczność odkażenia UjW. Czas trwania niedoboru wody będzie w tym przypadku przyjmował wartość: Tn (ŹrW) gdy Tn (ŹrW) > Tn (ZbWSu) i Todk (UjW) Todk (UjW) gdy Tn (ŹrW)<Todk (UjW)<Tn (ZbWSu) Tn (ZbWSu) gdy Tn (ZbWSu)<Tn (ŹrW) i Todk (UjW)
15	0	0	0	1	MoJaWSu, ŹrW i UjW niesprawne. Niesprawność MoJaWSu i ŹrW prowadzi do skażenia ZbWSu i konieczności jego odkażania. Powstanie niedobór wody, który będzie trwał przez czas: Tn (ŹrW) gdy Tn (ŹrW) > Tn (UjW) i Todk (ZbWSu) Todk (ZbWSu) gdy Tn (ŹrW)<Todk (ZbWSu)<Tn (UjW) – Tn (UjW) gdy Tn (ŹrW)<Tn (UjW) i Todk (ZbWSu)
16	0	0	0	0	Wszystkie elementy są niesprawne, brak możliwości skażenia UjW i ZbWSu, powstanie niedobór, którego czas trwania będzie wynosił: – Tn (ZbWSu) gdy Tn (ZbWSu)<max (Tn (UjW); Tn (ŹrW)) Tn (UjW) gdy Tn (ŹrW)<Tn (UjW)<Tn (ZbWSu) – Tn (ŹrW) gdy Tn (UjW)<Tn (ŹrW)<Tn (UjW)

Źródło: opracowanie własne.

Opis do tabeli 3:

- w kolumnie nr 1 znajdują się numery i-tych stanów, w jakich może się znajdować PsUjW (i = n^2, gdzie n jest liczbą elementów budujących PsUjW, w tym przypadku n = 4),
- w kolumnach nr 2, 3, 4 i 5 rozpisane zostały możliwe stany pracy, w jakich może znajdować się PsUjW, w zależności od liczby jego elementów składowych przebywających w stanie sprawności lub niesprawności w danym i-tym stanie sytemu, gdzie 1 oznacza element sprawny, zaś 0 oznacza element niesprawny,
- w kolumnie nr 6 rozpisane zostały wzory na obliczanie prawdopodobieństwa przebywania systemu w i-tym stanie pracy,

gdzie:

K1 – wskaźnik gotowości Monitoringu jakości wody surowej,
K2 – wskaźnik gotowości Źródła wody,
K3 – wskaźnik gotowości Ujęcia wody,
K4 – wskaźnik gotowości Zbiornika wody surowej,
(1 – K) oznacza prawdopodobieństwo niesprawności danego elementu PsUjW,

- w kolumnie nr 7 znajdują się wartości obliczonego prawdopodobieństwa P_i przebywania PsUjW w i-tym stanie,
- w kolumnie nr 8 znajdują się wyniki zakwalifikowania poszczególnych stanów pracy do stanów sprawności E1 lub niesprawności E0 PsUjW dla przypadku ILW, który został wyjaśniony w pkt. 4a opisanych wcześniej założeń upraszczających,
- w kolumnie nr 9 znajdują się wyniki zakwalifikowania poszczególnych stanów pracy do stanów sprawności E1 lub niesprawności E0 PsUjW dla przypadku JaWSu, który został wyjaśniony w pkt. 4b opisanych wcześniej założeń upraszczających,
- w kolumnie nr 10 znajdują się wyniki zakwalifikowania poszczególnych stanów pracy do stanów sprawności E1 lub niesprawności E0 PsUjW dla przypadku F, który został wyjaśniony w pkt. 4c opisanych wcześniej założeń upraszczających.

Tabela 3. Przebieg obliczenia niezawodności PsUjW (przykład obliczeniowy)

Nr Stanu	Stan sprawności elementów PsUjW					Prawdopodobieństwo zajścia stanów PsUjW		Czas trwania niedoboru		Niedobór	
	MoJaWSu K1	ŻrW K2	UjW K3	ZbWSu K4		Zapis ogólny: $P_i = P_i(e_j) = \prod_{j=1}^{n} (K_j)^{e_j} \cdot (1-K_j)^{(1-e_j)}$	Wartość P_i	T_{Ni} (1) [d]		$N_i = T_{Ni} \cdot Q_n$ [m³]	$N_i \cdot P_i$ [m³]
1	1	1	1	1		K1×K2×K3×K4	0,990034950	E1	0	0	0
2	1	1	1	0		K1×K2×K3×(1-K4)	0,000991026	E1	0	0	0
3	1	1	0	1		K1×K2×(1-K3)×K4	0,001984038	E1	0	0	0
4	1	1	0	0		K1×K2×(1-K3)×(1-K4)	0,000001986	E0	0,25	250	0,000496506
5	1	0	1	1		K1×(1-K2)×K3×K4	0,003976044	E1	0	0	0
6	1	0	1	0		K1×(1-K2)×K3×(1-K4)	0,000003980	E0	0,25	250	0,000995006
7	1	0	0	1		K1×(1-K2)×(1-K3)×K4	0,000007968	E1	0	0	0
8	1	0	0	0		K1×(1-K2)×(1-K3) (1-K4)	0,000000008	E0	0,25	250	0,000001994
9	0	1	1	1		(1-K1)×K2×K3×K4	0,002979042	E1	0	0	0
10	0	1	1	0		(1-K1)×K2×K3×(1-K4)	0,000002982	E1	0	0	0
11	0	1	0	1		(1-K1)×K2×(1-K3)×K4	0,000005970	E1	0	0	0
12	0	1	0	0		(1-K1)×K2×(1-K3)×(1-K4)	0,000000006	E0	0,25	250	0,000001494
13	0	0	1	1		(1-K1)×(1-K2)×K3×K4	0,000011964	E1	1	1000	0,011964024
14	0	0	1	0		(1-K1)×(1-K2)×K3×(1-K4)	0,000000012	E0	1	1000	0,000011976
15	0	0	0	1		(1-K1)×(1-K2)×(1-K3)×K4	0,000000024	E1	1	1000	0,000023976
16	0	0	0	0		(1-K1)×(1-K2)×(1-K3)×(1-K4)	0,000000000024	E0	0,25	250	0,000000006
							$\Sigma P_i = 1,0$		T_{Nimax} * = 2 [d]		$\Sigma N_i \cdot P_i = 0,013494982$
Tn [d]	1	1,5	0,5	0,25							
Todk [d]	-	-	2	5,5							
Twycz [d]	-	-	-	3							

$$\mathbf{Ku} = 1 - \frac{\sum_{i=1}^{n=16} N_i \cdot P_i}{Q_n} = 1 - \frac{0,013494982}{1000} = 0,999986505 \quad K(F) = 0,999982020$$

$$K(B) = 0,999988000 \quad \mathbf{Ku} = 1 - \frac{0,011964024}{1000} = 0,988035976$$

(1) – $T_{Ni} = T_{Ni}^*/T_{Nimax}$, gdy $T_{Ni}^* > 1$ [d]; T_{Ni}^* – rzeczywisty czas trwania niedoboru wody, T_{Nimax} – maksymalny rzeczywisty czas trwania niedoboru wody spośród wszystkich, zaokrąglony do pełnych dób

Źródło: opracowanie własne.

Dla dwóch z wyróżnionych przypadków (JaWSu i F) można wyznaczyć, za pomocą metody przeglądu zupełnego MPZ, wskaźnik bezpieczeństwa K (B) oraz wskaźnik funkcjonowania K (F) PsUjW. Wartości tych wskaźników oblicza się poprzez sumowanie prawdopodobieństw P_i stanów pracy podsystemu spełniających kryteria dla odpowiednich przypadków przez nie ocenianych, sformułowane w pkt. 4 (przynależność stanów PsUjW do zbioru E1).

Analizując stany pracy PsUjW podane w tabelach 2 i 3 obliczono wartości tych wskaźników:

a) wskaźnik bezpieczeństwa K (B) – odpowiadające numery stanów pracy PsUjW spełniające warunki bezpieczeństwa to i = 1,2,3,4,5,6,7,8,9,10,11,12,16,

b) wskaźnik funkcjonowania K (F) – odpowiadające numery stanów pracy PsUjW spełniające warunki funkcjonowania to i = 1,2,3,5,7,9,10,11.

- kolumna nr 11 zawiera czasy trwania niedoborów T_{Ni} [d] dla poszczególnych stanów pracy PsUjW. Sposób określenia tych czasów na podstawie użytych danych wraz z opisem stanów pracy PsUjW oraz określonych rzeczywistych czasów trwania niedoborów T_{Ni} × [d] zamieszczony został w tabeli 2,
- w kolumnie nr 12 obliczany jest, na podstawie wyznaczonego wcześniej czasu trwania niedoboru T_{Ni}, niedobór wody ze wzoru: $N_i = T_{Ni} \cdot Q_n$ [m³],
- w kolumnie nr 13 została wyznaczona wartość prawdopodobnego niedoboru wody powstającego w i-tym stanie. Określany jest on jako iloczyn: $Pi \cdot N_i$ [m³].

Suma wszystkich wartości prawdopodobnych niedoborów wody powstających w poszczególnych stanach pracy PsUjW daje średni oczekiwany niedobór wody w PsUjW, na podstawie którego obliczany jest uogólniony wskaźnik niezawodności K_u ze wzoru:

$$K_u = 1 - \frac{\sum_{i=1}^{n=16} N_i \cdot P_i}{Q_n} \tag{10}$$

gdzie:

N_i – niedobór wody w i-tym stanie pracy PsUjW,
P_i – prawdopodobieństwo przebywania PsUjW w i-tym stanie,
Q_n – nominalne zapotrzebowanie wody dla SZW, $Q_n = Q_{dmax}$,
n – liczba możliwych stanów w jakich może znajdować się PsUjW.

Podsumowanie

Zapewnienie bezpieczeństwa i pełnego pokrycia potrzeb odbiorców wody do picia zaopatrywanych w wodę ujmowaną z rzek narażonych na okresowe skażenie incydentalnymi zanieczyszczeniami wymaga działań zabezpieczających ciągłość produkcji wody o odpowiedniej ilości i jakości. Jednym z nich może być rezerwowanie zagrożonych ujęć zbiornikami wody surowej. Obiekty te stanowią wówczas ważny element składowy podsystemów ujmowania wody, znacznie podnosząc ich niezawodność. Znane dotąd metody oceny niezawodności tych podsystemów nie uwzględniały jednak w wystarczającym stopniu specyfiki ich funkcjonowania, w tym między innymi roli monitoringu jakości wody surowej i zbiorników wody surowej w ograniczaniu skutków potencjalnych skażeń źródła poboru wody.

W pracy przedstawiono szczegółowy opis nowej oryginalnej metody oceny niezawodności podsystemów ujmowania wody z rzek narażonych na awaryjne skażenia, opartej na pojęciu wartości oczekiwanej niedoboru wody. Wydaje się, że może być ona wykorzystywana przez osoby zajmujące się analizą i oceną niezawodności obiektów gospodarki komunalnej, zwłaszcza na etapie planowania modernizacji ujęć wody z rzek, w których często pojawiają się incydentalne zanieczyszczenia.

Literatura

[1] Bajer J., *Podnoszenie niezawodności ujęć wody do picia za pomocą zbiorników wody surowej*. Materiały II Ogólnopolskiej Konferencji Naukowo-Technicznej nt. „Bezpieczeństwo, niezawodność, diagnostyka urządzeń i systemów gazowych, wodociągowych, kanalizacyjnych, grzewczych". Zakopane-Kościelisko, 21-23 listopada 2001. Wydawnictwo PZITS nr 797/2001, s. 33-44.

[2] Bajer J., Wieczysty A., *Analiza wpływu zbiorników wody surowej na podniesienie niezawodności układów zasilania w wodę*. Monografie Komitetu Inżynierii Środowiska Polskiej Akademii Nauk, vol. 2 pt. „Metody oceny i podnoszenia niezawodności działania komunalnych systemów zaopatrzenia w wodę", Kraków 2001. Wydawca: Komitet Inżynierii Środowiska PAN, s. 83-140.

[3] Bajer J., Wieczysty A., *Koncepcja określenia pojemności zbiornika wody surowej jako obiektu zabezpieczającego ujęcia wody do picia przed awaryjnymi zanieczyszczeniami*. Materiały IV Międzynarodowej Konferencji (XVI Krajowej Konferencji) nt. „Zaopatrzenie w wodę, jakość i ochrona wód". Kraków – Poznań, Poland 11-13 września 2000. Wydawnictwo PZITS o. Wielkopolski, s. 145-156.

[4] Błażejewski M., *Sposoby zabezpieczania ciągłości produkcji wody na przykładzie wybranych wodociągów*, Człowiek i Środowisko 14 /3-4 1990, s. 455÷471.

[5] Błażejewski M., Dąbrowska A., *Analiza ryzyka incydentalnych zanieczyszczeń miejskich ujęć wody w Polsce*, Człowiek i Środowisko 14 /1, 1990, s. 117÷125.
[6] Błażejewski M. i inni, *Zwiększenie niezawodności dostawy wody do ujęcia o odpowiedniej jakości*, Wydawnictwo IGPiK, CPBR „Poprawa funkcjonowania gospodarki miejskiej", Poznań 1990.
[7] Błażejewski M., Michalska G., Wilczak A., *Niezawodność dostaw wody do picia w świetle jakości wód powierzchniowych ujmowanych przez wodociągi komunalne w Polsce*. Mat. sympozjum „Racjonalizacja gospodarowania wodą w aglomeracjach miejsko-przemysłowych", Kraków 1984, s. 43÷50.
[8] Budziło B., *Próba oceny niezawodności ujęcia wody powierzchniowej ze zbiornikiem wody surowej*, Czasopismo techniczne, Zeszyt 8-Ś, Wydawnictwa Politechniki Krakowskiej 1996.
[9] Grzybek J., Błażejewski M., *Wdrożenie systemu zapewnienia ciągłości dostawy wody do picia w okresie awaryjnych skażeń źródeł zaopatrzenia*, Maszynopis, IKŚ, Poznań 1979.
[10] Janczewski H., *Zabezpieczenie rzecznych ujęć zaopatrzenia w wodę za pomocą magazynowania przybrzeżnego*, GWiTS nr 10 1975.
[11] Kułakowski P., Maciejewski M., *Nadzwyczajne zanieczyszczenia wód powierzchniowych płynących produktami ropopochodnymi – wykrywanie, osłona ujęć*, Mat. konf. „Zaopatrzenie w wodę miast i wsi", PZITS, Poznań 1996, t. 3, s. 21÷28.
[12] Kwietniewski M., Roman M., Kłos-Trębaczkiewicz H., *Niezawodność wodociągów i kanalizacji*, Arkady 1994.
[13] Olko M., *Awaryjne zanieczyszczenia rzek stanowiących źródła wody do picia m. Krakowa w latach 1971-1991 oraz dawne i nowoczesne sposoby zabezpieczania ujęć wodociągowych*. Mat. VI seminarium „Ochrona jakości i zasobów wód". Kraków-Dobczyce 1991, s. 43÷48.
[14] Pawełek J., *Czynniki kształtujące pojemność zbiorników zapasowych współpracujących z wodociągami ujmującymi wodę z rzek i potoków górskich*. Zeszyty naukowe Akademii Rolniczej, Inżynieria Środowiska z. 15, s. 46÷57, Kraków 1994.
[15] Pawełek J., *Wykorzystanie zapasu wody w celu zabezpieczenia ujęć wodociągowych z rzek i potoków górskich przy stanach podwyższonych mętności i zawiesin*. Zesz. Nauk. AR w Krakowie, rozp. 215, Kraków 1996.
[16] Pawełek J., *Zabezpieczenie rzecznych ujęć komunalnych w stanach nadmiernych mętności wody*. Mat. konf. „Zaopatrzenie w wodę miast i wsi", PZITS, Poznań 1996, t. 3, s. 3÷20.
[17] Rybicki St. A., *Stacje osłonowe ujęć wody powierzchniowej*, w: *Zaopatrzenie w wodę miast i wsi*, PZITS, Poznań 1994, s. 335÷346.
[18] Thames Water Utilities Ltd., New reservoir study, Reading 1995.
[19] The Institution of Water Engineers and Scientists, Scientific Section Symposium: River intake – risk and protection, Londyn 1986.
[20] Water Authorities Association And Companies, Association Action to minimise the efect of pollution incidents affecting river intakes for public water supplies. Londyn 1994.
[21] Wieczysty A., *Niezawodność systemów wodociągowych i kanalizacyjnych*, Skrypt PK cz. 1 i 2 Kraków 1990.
[22] Wieczysty A., Bajer J., *Koncepcja metody oceny niezawodności ujęcia wody z rzeki rezerwowanego zbiornikiem wody surowej*.w: *Ujmowanie i uzdatnianie wód*, Zielona Góra 1995, s. 4÷19.
[23] Wieczysty A., Rak J., *Sposoby ochrony systemu zaopatrzenia w wodę miasta przed incydentalnymi zanieczyszczeniami*. Mat. VII Ogólnopolskiego sem. nauk.-techn. Ochrona jakości i zasobów wód „Zasady racjonalnej gospodarki wodą", Zakopane 1996, s. 147÷158.

PRINCIPLES OF RELIABILITY TESTS FOR SUBSYSTEMS OF WATER INTAKE FROM RIVERS ENDANGERED BY OCCASIONAL WATER CONTAMINATIONS

Summary

Based on an example a detailed description of a reliability assessment method was presented in application to subsystems of water intake from rivers endangered by occasional contamination. An expected value of water shortage was used for assessing the reliability of water intake subsystems characterised by a general reliability indicator. Step by step the method was described for a case when an intake was co-operated with a raw water monitoring station and a small open reservoir.

Jacek Dawidowicz
Paweł Podwójci
Maria Mikołajczyk

ANALIZA USZKODZEŃ SIECI WODOCIĄGOWEJ MIASTA PŁOCKA W 2001 ROKU

Streszczenie

W pracy przedstawiono analizę uszkodzeń mechanicznych, korozyjnych i na złączach przewodów sieci wodociągowej miasta Płocka w 2001 roku. W ocenie uwzględniono rodzaje przewodów (magistrale, przewody rozdzielcze i przyłącza wodociągowe) oraz strukturę materiałową i wiekową sieci. W pracy dokonano porównania wskaźników uszkodzeń sieci wodociągowej miasta Płocka ze wskaźnikami uszkodzeń sieci wodociągowych o podobnej długości.

Wstęp

Zadaniem sieci wodociągowej jest zapewnienie dostawy wody o określonej jakości, w odpowiedniej ilości i wymaganym ciśnieniu do wszystkich grup odbiorców. Spełnienie tego zadania jest ważnym czynnikiem funkcjonowania miasta; każda przerwa w dostawie wody powoduje liczne utrudnienia dla mieszkańców i innych odbiorców.

Głównym celem badań uszkodzeń przewodów wodociągowych jest klasyfikacja przyczyn ich powstawania, a następnie w konsekwencji poszukiwania możliwości zapobiegania awariom. W pracy przedstawiono analizę uszkodzeń przewodów sieci wodociągowej Płocka w roku 2001 na tle danych pochodzących z miast o podobnej długości sieci [1].

I. Krótka charakterystyka systemu zaopatrzenia w wodę Płocka

Poborem, uzdatnianiem i dystrybucją wody w Płocku zajmuje się spółka „Wodociągi Płockie" S.A. Woda pobierana jest z ujęcia powierzchniowego (Wisła) i z ujęć wód podziemnych, a następnie uzdatniana w nowoczesnej Stacji Uzdatniania Wody. W roku 2001 pobrano i uzdatniono 7526 tys. m^3 wody. Sprzedaż wyniosła 5744 tys. m^3. Różnicę między produkcją a sprzedażą stanowią potrzeby własne wodociągu i straty wody w sieci. Długość sieci wodociągowej miasta Płocka wynosiła w 2001 roku 341,9 km. „Wodociągi Płockie" obsługują blisko 8000 przyłączy, zarówno na terenie miasta, jak i najbliższych okolic. Statystyczne zużycie wody na 1 mieszkańca w roku 2001 wyniosło 105 dm^3/dobę. Podział sieci ze względu na rodzaj przewodów przedstawia się następująco:

- przewody magistralne – 22,7 km (6%),
- przewody rozdzielcze – 207,9 km (60%),
- przyłącza wodociągowe – 117,2 km (34%).

Struktura materiałowa przewodów sieci wodociągowej Płocka jest następująca:

- żeliwo (szare i sferoidalne) – 137, 73 km (41, 3%),
- stal – 106, 72 km (32%),
- azbestocement – 13, 34 km (4%),
- PE – 52, 36 km (15,7%),
- PCV – 23, 35 km (7%).

Struktura wiekowa sieci jest następująca:

- 50 lat i więcej – 1,7%,
- do 50 lat – 8%,
- do 30 lat – 32,3%,
- do 20 lat – 30%,
- do 10 lat – 15%,
- do 5 lat – 13%.

dr inż. Jacek Dawidowicz, Politechnika Białostocka, Katedra Wodociągów i Kanalizacji; dr inż. Paweł Podwójci, Politechnika Warszawska WBMiP w Płocku, Instytut Budownictwa; mgr inż. Maria Mikołajczyk, Politechnika Warszawska WBMiP w Płocku, Instytut Budownictwa

2. Uszkodzenia sieci wodociągowej miasta Płocka w 2001 roku

Analizę uszkodzeń przewodów sieci wodociągowej przeprowadzono na podstawie udostępnionych przez Wodociągi Płockie S.A. dzienników awarii za rok 2001. W badanym okresie odnotowano 182 uszkodzenia sieci wodociągowej, które spowodowały niedogodności dla mieszkańców miasta: przerwy w dostawie wody, obniżenie ciśnienia w sieci wodociągowej, pogorszenie jakości wody i utrudnienia w ruchu ulicznym. Wśród uszkodzeń sieci odnotowanych w dziennikach awarii wyróżniono:

- awarie przewodów magistralnych,
- awarie przewodów rozdzielczych,
- awarie przyłączy wodociągowych,
- awarie uzbrojenia sieci.

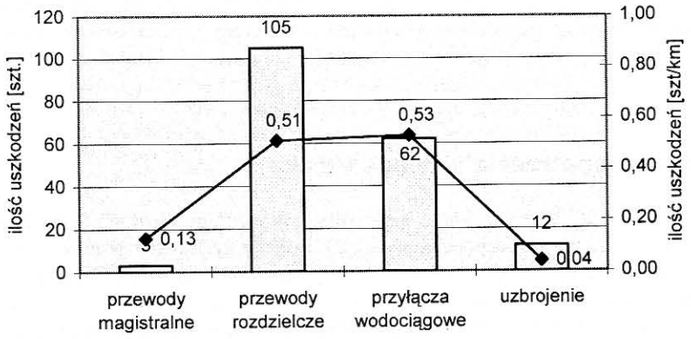
Udział poszczególnych rodzajów awarii przedstawiono w tabeli 1 i na rysunku 1.

Tabela 1. Awarie sieci wodociągowej Płocka w roku 2001

Rodzaj uszkodzenia	Ilość uszkodzeń [szt.]	Ilość uszkodzeń [%]	Ilość uszkodzeń na 1km przewodów
Uszkodzenia przewodów magistralnych	3	1,6	0,13
Uszkodzenia przewodów rozdzielczych	105	57,7	0,51
Uszkodzenia przyłączy	62	34,1	0,53
Uszkodzenia uzbrojenia	12	6,6	0,04
Ogółem	**182**	**100,00**	**---**

Źródło: Badania własne.

Rysunek 1. Awarie sieci wodociągowej Płocka w 2001 roku



Na podstawie informacji zawartych w dziennikach awarii trudno jest wnioskować o przyczynach i zakresie uszkodzeń uzbrojenia. Dostępne informacje są niedokładne.

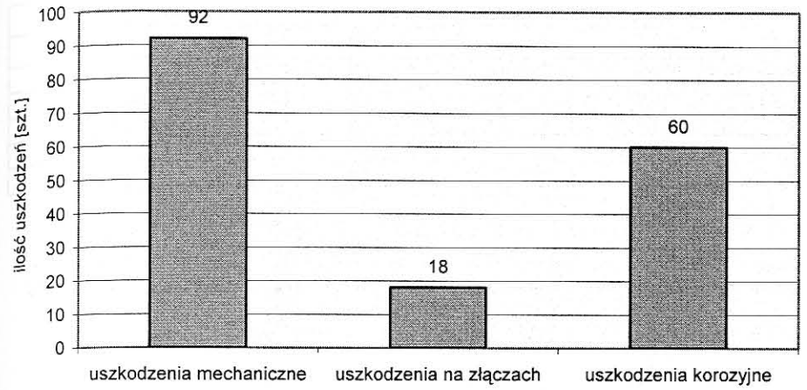
Przewody sieci wodociągowej ulegały w roku 2001 uszkodzeniom 170 razy. Na podstawie dzienników awarii można wyróżnić uszkodzenia mechaniczne (pęknięcia poprzeczne, podłużne lub obwodowe), uszkodzenia na złączach przewodów oraz uszkodzenia korozyjne. Strukturę uszkodzeń przedstawiono w tabeli 2 i na rysunku 2.

Tabela 2. Zestawienie uszkodzeń przewodów sieci wodociągowej m. Płocka w roku 2001 ze względu na rodzaj uszkodzeń

Rodzaj uszkodzeń	Ilość uszkodzeń [szt.]	Ilość uszkodzeń [%]
Uszkodzenia mechaniczne	92	54,1
Uszkodzenia na złączach	18	10,6
Uszkodzenia korozyjne	60	35,3
Ogółem	170	100,0

Źródło: badania własne.

Rysunek 2. Przyczyny awarii przewodów sieci wodociągowej Płocka w 2001 roku



Uszkodzenia przewodów sieci wodociągowej Płocka wystąpiły we wszystkich rodzajach materiałów. Najwięcej uszkodzeń odnotowano na przewodach żeliwnych, najmniej na przewodach z PCV. Zestawienie uszkodzeń przewodów ze względu na rodzaj materiału przedstawiono w tabeli 3 i na rysunku 3. W tabeli 4 i na rysunku 4 zobrazowano ilość uszkodzeń przewodów zaistniałych w sieci, w zależności od rodzaju materiału dla poszczególnych rodzajów uszkodzeń.

Na rysunku 5 przedstawiono analizę uszkodzeń przewodów sieci wodociągowej w zależności od średnicy przewodu, natomiast na rysunku 6 strukturę wiekową przewodów, które w roku 2001 uległy uszkodzeniom.

Tabela 3. Uszkodzenia przewodów sieci wodociągowej m. Płocka w roku 2001 w poszczególnych rodzajach materiałów

Rodzaj materiału przewodów	Ilość uszkodzeń [szt.]	Ilość uszkodzeń [%]	Ilość uszkodzeń na 1 km przewodów
Żeliwo	97	57,1	0,70
Stal	60	35,3	0,56
AC	4	2,3	0,30
PE	6	3,5	0,11
PCV	3	1,8	0,13
Ogółem	170	100,0	—

Źródło: badania własne.

Rysunek 3. Uszkodzenia przewodów sieci wodociągowej Płocka w 2001 roku w zależności od rodzaju materiału

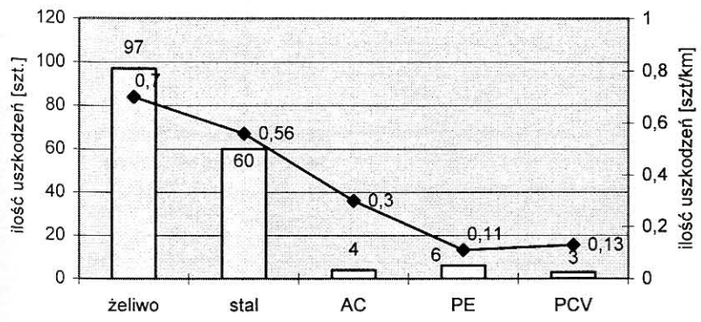
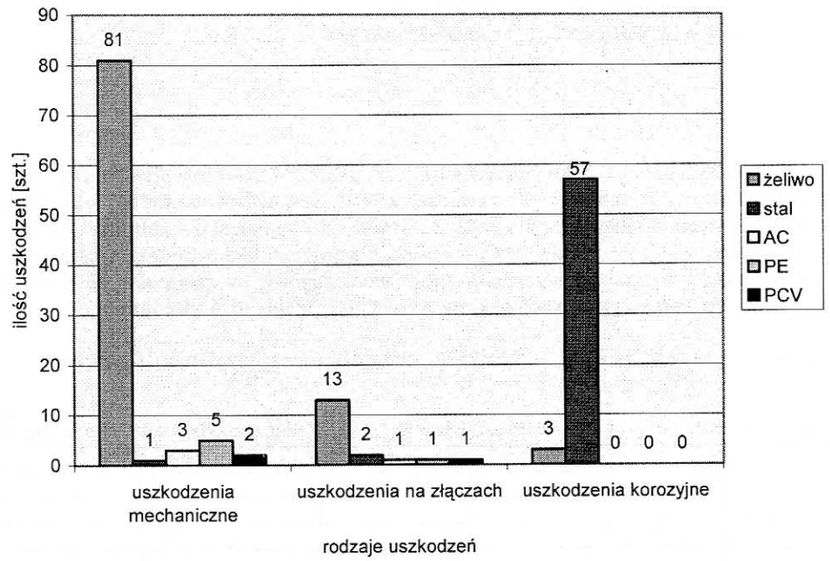


Tabela 4. Zestawienie uszkodzeń przewodów sieci wodociągowej m. Płocka w roku 2001 w zależności od rodzaju materiału

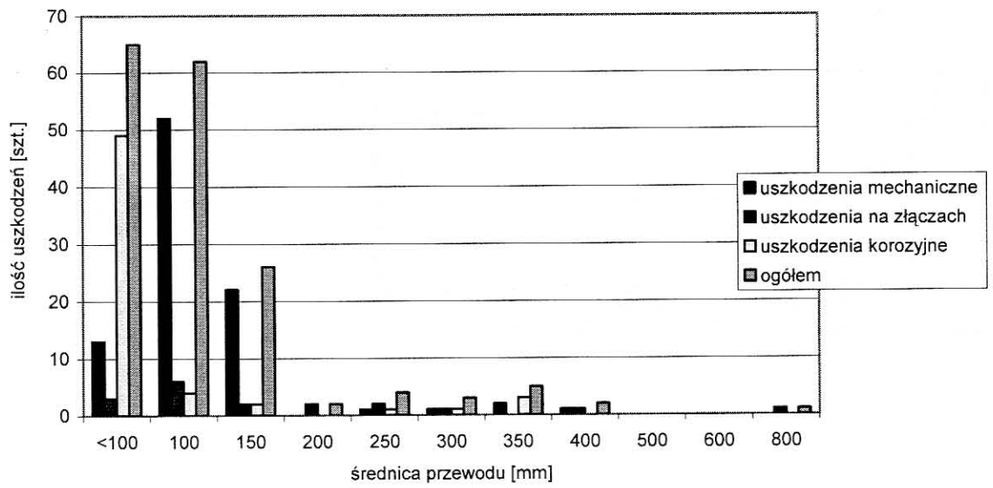
Rodzaj materiału	Uszkodzenia mechaniczne		Uszkodzenia na złączach		Uszkodzenia korozyjne	
	szt.	%	szt.	%	szt.	%
Żeliwo	81	47,6	13	7,6	3	1,8
Stal	1	0,6	2	1,2	57	33,5
AC	3	1,8	1	0,6	0	0,0
PE	5	2,9	1	0,6	0	0,0
PCV	2	1,2	1	0,6	0	0,0

Źródło: badania własne.

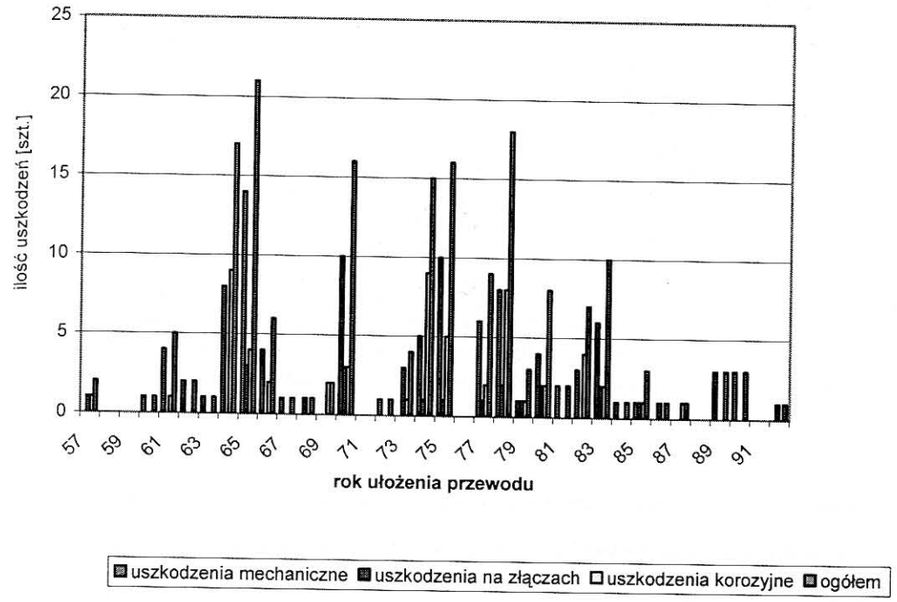
Rysunek 4. Zestawienie uszkodzeń sieci wodociągowej Płocka w 2001 roku w zależności od rodzaju materiału



Rysunek 5. Uszkodzenia przewodów sieci wodociągowej Płocka w 2001 roku dla poszczególnych średnic (badania własne)



Rysunek 6. Uszkodzenia przewodów sieci wodociągowej Płocka w 2001 roku w zależności od roku ułożenia przewodu (badania własne)



3. Wskaźniki uszkodzeń sieci wodociągowej oraz porównanie awaryjności sieci wodociągowej m. Płocka i innych miast o podobnej długości sieci

Wskaźnik uszkodzeń sieci wodociągowej definiuje się jako liczba awarii w ciągu roku na 1 km sieci wodociągowej. Dla sieci wodociągowej Płocka wskaźnik ten dla roku 2001 wyniósł 1,17. Wartość ta odbiega od wielkości opisywanej w literaturze. Błaszczyk [5] podaje, że liczba uszkodzeń w ciągu roku kształtuje się następująco: przewody wodociągowe: przeciętnie około 0,4-0,5 uszkodzeń na 1 km sieci, w tym 50-60% stanowią uszkodzenia przewodów rozdzielczych i magistralnych, a 40-50% uszkodzenia połączeń wodociągowych. Porównanie wskaźników awaryjności sieci wodociągowej dla wybranych miast o zbliżonej długości sieci wodociągowej przedstawiono w (tabeli 5). Jako kryterium wyboru przyjęto jedynie długość sieci, nie analizowano natomiast struktury materiałowej i wiekowej tych sieci.

Tabela 5. Porównanie awaryjności sieci wodociągowej miasta Płocka i innych miast o podobnej długości sieci

Mias o	Długoś sieci km	oś uszkodzeń na 1 km sieci:			
		Magis ra nej	ozdzie czej	rzyłączy	Ogółem
Elbląg	408,30	0,28	0,46	1,05	0,72
Gorzów Wlkp.	268,10	0,30	1,00	0,40	1,70
Kalisz	338,20	0,27	0,37	0,79	0,50
Koszalin	340,80	0,89	0,61	1,37	0,63
Olsztyn	303,00	0,03	0,50	0,61	1,14
Opole	393,00	0,00	0,15	0,08	0,13
Płock	341,90	0,13	0,51	0,53	1,17
Włocławek	309,20	0,08	0,27	0,58	0,93
Zielona Góra	352,80	0,24	0,47	0,28	0,38
Toruń	416,17	0,20	0,33	b.d.	0,21
Średnio bez Płocka	347,73	0,25	0,46	0,65	0,70

Źródło: opracowanie własne.

Podsumowanie

W 2001 roku odnotowano 182 uszkodzenia sieci wodociągowej miasta Płocka. Uszkodzeń przewodów wodociągowych było 170. Najwięcej uszkodzeń zakwalifikowano jako uszkodzenia mechaniczne (54,1%). W omawianej sieci najwięcej jest przewodów żeliwnych (41,3%) i w tej grupie wystąpiło najwięcej awarii (57,1% wszystkich uszkodzeń). Najmniej awarii wystąpiło na przewodach z PCV (1,8%), przy ich ogólnej długości 23,35 km (7% całej sieci). Na przewodach żeliwnych najczęściej występowały uszkodzenia mechaniczne (47,6%). Uszkodzenia korozyjne występują najczęściej w przypadku przewodów stalowych (stanowią 33,5% wszystkich uszkodzeń). Dla pozostałych materiałów przeważają uszkodzenia mechaniczne.

Wskaźniki uszkodzeń sieci wodociągowej zestawiono na podstawie literatury [1]. Do porównania wskaźników uszkodzeń wybrano miasta kierując się jedynie podobieństwem długości sieci wodociągowej. Najmniejszy wskaźnik uszkodzeń sieci wystąpił w Toruniu (0,13), natomiast największy w Gorzowie Wielkopolskim. (1,70). Wskaźnik uszkodzeń dla wybranych sieci (bez Płocka) wynosi średnio 0,7.Wskaźnik uszkodzeń dla Płocka wynosi 1,17 i jest to wartość pozwalająca na stwierdzenie, że liczba awarii przewodów sieci wodociągowej kształtuje się na poziomie wysokim.

Przedstawiona praca stanowi wstęp do dalszych badań nad awaryjnością sieci wodociągowej Płocka. W dalszych jej etapach przewiduje się przeanalizowanie uszkodzeń przewodów sieci na przestrzeni lat 1990-2002. Otrzymane wyniki posłużą do sformułowania wniosków dla poprawy eksploatacji sieci i zmniejszenia uciążliwości związanych z awariami dla mieszkańców miasta. W sformułowaniu wspomnianych wniosków autorzy artykułu przewidują zastosowanie Sztucznych Sieci Neuronowych i zaawansowanych analiz statystycznych.

Literatura

[1] *Wybrane informacje techniczno-ekonomiczne o firmach wodociągowo-kanalizacyjnych*, Izba Gospodarcza „Wodociągi Polskie", Bydgoszcz 2001.

[2] Kwietniewski M., Roman M., Kłoss-Trębaczkiewicz H., *Niezawodność wodociągów i kanalizacji*, Arkady, Warszawa 1993.

[3] Roman M., *Niezawodność przewodów sieci wodociągowej w świetle danych z eksploatacji*, w: *Niezawodność systemów wodociągowych i kanalizacyjnych*, Kielce 1986.

[4] Dzienis L., Królikowski A., *Analiza uszkodzeń miejskich sieci wodociągowych*, w: *Niezawodność systemów wodociągowych i kanalizacyjnych*, Kielce 1986.

[5] Poradnik. *Wodociągi i kanalizacja*, Arkady, Warszawa 1991.

DAMAGE ANALYSIS OF WATER CONDUIT IN PLOCK IN COURSE OF THE YEAR 2001

Summary

The aim of this paper was to assess the mechanical, corrosive and on the pipe connections of water conduit, damages in Plock in the 2001 year. In the evaluation was taken into consideration kind of pipe (arterial, distributing pipe, water terminal) material and aged structure of water-pipe network. This work presents comparison of indicators of water-pipe network damages in Plock and similar length water-pipe network different cities.

Referat powstał w ramach realizacji pracy statutowej S/IIŚ/24/01.

Janusz Rak
Barbara Tchórzewska-Cieślak

INTENSYWNOŚĆ USZKODZEŃ SIECI WODOCIĄGOWYCH W MIASTACH WOJEWÓDZTWA PODKARPACKIEGO

Streszczenie

Analiza niezawodności Systemu Zaopatrzenia w Wodę (SZW) oraz jego elementów od ponad 30 lat jest tematem wielu badań naukowych. Jednym z podejmowanych zagadnień jest analiza niezawodności sieci wodociągowej w aspekcie jej awaryjności. W Polsce prowadzone są systematyczne badania uszkadzalności sieci w miejskich SZW. Celem pracy jest przedstawienie intensywności uszkodzeń sieci wodociągowej w następujących miastach województwa podkarpackiego: Przemyśl, Sanok, Jarosław, Jasło, Krosno, Mielec, Stalowa Wola, Gorlice i Sandomierz.

Wstęp

Analiza niezawodności Systemu Zaopatrzenia w Wodę (SZW) oraz jego elementów od ponad trzydziestu lat jest tematem wielu badań naukowych, znajduje się ona między innymi w pracach [6,13,15]. Jednym z podejmowanych zagadnień jest analiza niezawodności sieci wodociągowej w aspekcie jej awaryjności. Prowadzone są systematyczne badania uszkadzalności sieci w miejskich SZW. Autorzy licznych prac podają wartości wskaźników niezawodności funkcjonowania sieci i jej elementów z różnych miast kraju [1,2,3,4,5,7,8,9,10,11,12].

W Politechnice Rzeszowskiej prowadzone są również od wielu lat badania uszkadzalności z miast regionu podkarpackiego.

Wydaje się, że w chwili obecnej nie jest celowe uogólnienie wskaźnika intensywności uszkodzeń przewodów sieci wodociągowej w skali kraju, ze względu na bardzo duże zróżnicowanie badanych przewodów i różnorodne warunki pracy np. na terenach szkód górniczych. Natomiast bardzo wart jest wsparcia postulat zaprezentowany w pracy [7] o uporządkowaniu i weryfikacji stosowanych zbiorów danych i ujęcie ich w postaci bazy danych dla poszczególnych regionów kraju.

Celem pracy jest przedstawienie wskaźników intensywności uszkodzeń sieci wodociągowej w następujących miastach województwa podkarpackiego: Przemyśl, Sanok, Jarosław, Jasło, Krosno, Mielec, Stalowa Wola, Gorlice i Sandomierz. Analiza awaryjności sieci wodociągowej miasta Rzeszowa została opisana w pracy [10].

I. Krótka charakterystyka sieci wodociągowej w wybranych miastach województwa podkarpackiego

Sieć wodociągowa miasta Przemyśla

Sieć wodociągowa miasta Przemyśla zbudowana jest w układzie pierścieniowym. Szkielet stanowią trzy główne magistrale wodociągowe.

Długość sieci wodociągowej – 193,2 km, w tym:
sieć magistralna 28 km,
sieć rozdzielcza 117,4 km,
przyłącza domowe 52 km.

Struktura materiałowa sieci przedstawia się następująco:
sieć magistralna – żeliwo,
sieć rozdzielcza – żeliwo, PCV, żeliwo sferoidalne i azbesto-cement,
przyłącza domowe – stal ocynkowanej, PE.

Sieć wodociągowa miasta Krosna

Sieć wodociągowa miasta Krosna zbudowana jest w układzie pierścieniowym. Szkielet stanowią również trzy magistrale wodociągowe.

Długość sieci wodociągowej – 248,9 km, w tym:
sieć magistralna 22,6 km,

dr hab. inż. Janusz Rak, prof. PRz, Politechnika Rzeszowska; dr inż. Barbara Tchórzewska-Cieślak, Politechnika Rzeszowska

sieć rozdzielcza 104,0 km,
przyłącza domowe 122,3 km.
Struktura materiałowa sieci przedstawia się następująco:
sieć magistralna – żeliwo, stal,
sieć rozdzielcza – żeliwo, PCV,
przyłącza domowe – żeliwo, stal ocynkowanej, PCV, PE.

Sieć wodociągowa miasta Sanoka
W Sanoku występuje mieszany układ sieci wodociągowej.
Długość sieci wodociągowej-190 km w tym:
sieć magistralna – 27,0 km,
sieć rozdzielcza – 76,0km,
przyłącza domowe – 87,0km.
Struktura materiałowa sieci przedstawia się następująco:
sieć magistralna – żeliwo, stal, PCV
sieć rozdzielcza –żeliwo, stal,
przyłącza domowe – stal ocynkowanej, PCV, PE.

Sieć wodociągowa miasta Jarosławia
Sieć wodociągowa miasta Jarosławia zbudowana jest w układzie pierścieniowo-promieniowym.
Długość sieci wodociągowej – 175,9 km, w tym:
sieć magistralna 9,0 km,
sieć rozdzielcza 95,3 km,
przyłącza domowe 71,6 km.
Struktura materiałowa sieci przedstawia się następująco:
sieć magistralna – żeliwo,
sieć rozdzielcza – żeliwo, PCV, azbesto-cement,
przyłącza domowe – stal ocynkowanej, PCV, PE.

Sieć wodociągowa miasta Gorlic
Sieć wodociągowa miasta Gorlic zbudowana jest również w układzie pierścieniowo-promieniowym.
Długość sieci wodociągowej – 76,0 km, w tym:
sieć magistralna 16,6 km,
sieć rozdzielcza 27,8 km,
przyłącza domowe 31,6 km.
Struktura materiałowa sieci przedstawia się następująco:
sieć magistralna – żeliwo,
sieć rozdzielcza – żeliwo, PCV,
przyłącza domowe – stal ocynkowanej, PCV.

Sieć wodociągowa miasta Jasła
Szkielet sieci wodociągowej stanowią dwie główne magistrale wodociągowe.
Długość sieci – 104,1 km, w tym:
sieć magistralna 15,0 km,
sieć rozdzielcza 42,9 km,
przyłącza domowe 46,2 km.
Struktura materiałowa sieci przedstawia się następująco:
sieć magistralna – żeliwo, stal, PCV,
sieć rozdzielcza – żeliwo, PCV,
przyłącza domowe – żeliwo, stal ocynkowanej, PCV, PE.

Sieć wodociągowa miasta Lubaczowa
Sieć wodociągowa miasta zbudowana jest w układzie pierścieniowo-promieniowym.
Długość sieci – 54,49 km, w tym:
sieć magistralna 0,69 km,
sieć rozdzielcza 40,5 km,
przyłącza domowe 13,3 km.
Struktura materiałowa sieci przedstawia się następująco:
sieć magistralna – żeliwo, stal,
sieć rozdzielcza – żeliwo, PCV,
przyłącza domowe – żeliwo, PCV.

Sieć wodociągowa miasta Sandomierz
Sieć wodociągowa miasta zbudowana jest w układzie pierścieniowym – jednostrefowym.

Długość sieci – 177 km, w tym:
sieć magistralna 13 km,
sieć rozdzielcza 94 km,
przyłącza domowe 70 km.
Struktura materiałowa sieci przedstawia się następująco:
sieć magistralna – żeliwo, stal,
sieć rozdzielcza – żeliwo, PCV,
przyłącza domowe – stal, PCV, PE.

Sieć wodociągowa miasta Mielec
Sieć wodociągowa miasta zbudowana jest w układzie pierścieniowo-promirniowym.
Długość sieci – 243,8 km, w tym:
sieć magistralna 28,1 km,
sieć rozdzielcza 137,4 km,
przyłącza domowe 78,3 km.
Struktura materiałowa sieci przedstawia się następująco:
sieć magistralna – żeliwo, stal,
sieć rozdzielcza – żeliwo, PCV,
przyłącza domowe – stal, PCV.

Sieć wodociągowa miasta Stalowej Woli
Sieć wodociągowa miasta zbudowana jest w układzie pierścieniowym-jednostrefowym.
Długość sieci – 140,8 km, w tym:
sieć magistralna 9,14 km,
sieć rozdzielcza 83,3 km,
przyłącza domowe 48,4 km.
Struktura materiałowa sieci przedstawia się następująco:
sieć magistralna – żeliwo, stal,
sieć rozdzielcza – żeliwo, stal, PCV,
przyłącza domowe – stal, PCV, PE.

2. Badania awaryjności sieci wodociągowej w wybranych miastach Podkarpacia

Analizę awaryjności miast województwa podkarpackiego prowadzona była od 1995roku, w ramach badań własnych (BW) przez pracowników Zakładu Zaopatrzenia w Wodę i Odprowadzania Ścieków Politechniki Rzeszowskiej. Podstawą były dane eksploatacyjne funkcjonowania sieci wodociągowej wybranych miast Podkarpacia, opracowane na bazie protokołów awarii otrzymanych od przedsiębiorstw gospodarki komunalnej.

Badania obejmowały swoim zakresem analizę przyczyn rodzaju awarii oraz ich liczby w analizowanym okresie czasu (1 rok). Podział sieci obejmował: materiał, wiek oraz rodzaj sieci: magistralna, rozdzielcza, przyłącza domowe. W niniejszej pracy odniesiono się tylko do badań wg rodzaju sieci. Wyniki posłużyły do wyznaczenia jednostkowych wskaźników intensywności uszkodzeń wzór (2) oraz wskaźników syntetycznych intensywności uszkodzeń całej sieci wodociągowej dla wybranych miast wzór (6).

Intensywność uszkodzeń λ (t) można określić według [6]:

$$\lambda(t) = \frac{dE(T_p)}{dt}, \tag{1}$$

lub według danych eksploatacyjnych:

$$\lambda_j(t) = \frac{k_j(t, t+\Delta t)}{l_j \cdot \Delta t}, \tag{2}$$

gdzie:

λ_j – jednostkowa intensywność uszkodzeń j-tego rodzaju sieci,
$(t,t+\Delta t)$ – liczba wszystkich uszkodzeń w przedziale czasu Δt na danym rodzaju sieci,
l_j – długość sieci danego rodzaju (magistralna, rozdzielcza, przyłącza domowe) w danym roku, na której występowały awarie [km],
j – rodzaj sieci, j = 1,2,3, i jw.,
Δt – czas obserwacji = 1 rok,
E (T_p) – wartość oczekiwana zmiennej losowej T_p, określającej czas pracy (sprawności) między dwoma uszkodzeniami.

Elementy odnawialne nie kończą swej egzystencji w chwili uszkodzenia, ale podlegają naprawie i powracają do eksploatacji, dlatego w miejsce intensywności uszkodzeń λ wprowadzono wskaźnik zwany parametrem strumienia uszkodzeń ω (t) zdefiniowany formułą:

$$\omega(t) = \lim_{\Delta t \to 0} \frac{\Delta H(t)}{\Delta t} = \frac{dH(t)}{dt} \quad (3)$$

H (t) – funkcja wiodąca strumienia uszkodzeń [14]

Zakładając, że rozkład czasu pracy i czasu naprawy jest wykładniczy oraz strumień uszkodzeń i naprawy są strumieniami jednorodnymi to znaczy [14]:

Strumień jest stacjonarny, co oznacza, że rozkład liczby awarii na osi czasu zależy tylko od długości rozpatrywanego odcinka czasu, a nie zależy od tego, w którym miejscu na osi czasu został on umiejscowiony.

Strumień jest zwyczajny, czyli prawdopodobieństwo, że w bardzo małym odcinku czasu wystąpią równocześnie dwie lub więcej awarii jest zaniedbywalnie małe.

Strumień wykazuje brak pamięci tj. liczba awarii w rozpatrywanym odcinku czasu nie zależy od tego, jak system (element) pracował do tego momentu.

Tak zdefiniowany strumień uszkodzeń nosi nazwę stacjonarnego strumienia Poissona [14].Przyjmuje się wtedy, że intensywność uszkodzeń λ i strumień uszkodzeń ω są sobie równe:

$$\lambda = \omega \quad (4)$$

Zależność pomiędzy intensywnością uszkodzeń a średnim czasem pracy pomiędzy uszkodzeniami można opisać formułą:

$$\lambda = \frac{1}{T_{pś}}, \quad (5)$$

gdzie:

$T_{pś}$ – wartość średniego czasu pracy pomiędzy uszkodzeniami = E (T_P),

Syntetyczny wskaźnik intensywności uszkodzeń λ (t) dla całej sieci wodociągowej można obliczyć wg wzoru:

$$\lambda(t) = \frac{\sum_{j=1}^{j=3} k_j(t, t+\Delta t)}{l \cdot \Delta t} \quad (6)$$

gdzie:

l – sumaryczna długość sieci wodociągowej [km],

$$l = \sum_{j=1}^{l=3} l_j \quad (7)$$

3. Intensywność uszkodzeń sieci wodociągowej w wybranych miastach Podkarpacia

Wartości jednostkowych i syntetycznych wskaźników intensywności uszkodzeń dla wybranych miast Podkarpacia podano w tabeli 1 oraz na rysunku 1.

Tabela 1. Zestawienie długości sieci, liczby awarii oraz wskaźników intensywności uszkodzeń w wybranych miastach Podkarpacia

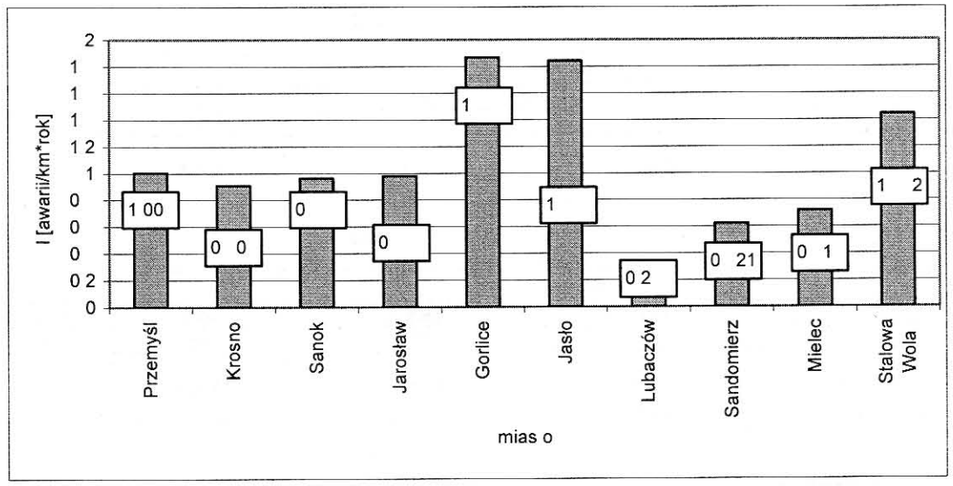
odzaj sieci/uz rojenie	magis ra a	Sie rozdzie cza	rzyłącza	∑sie
rzemyś rok 2000				
Długość sieci l [km]	29,7	141,7	59,6	231
Liczba awarii	47	128	57	232
λ_j liczba awarii / km · rok	1,582	0,903	0,956	-
λ liczba awarii / km · rok	1,004			
Krosno rok 1				
Długość sieci l [km]	22,6	104	122,3	248,9
Liczba awarii	42	48	136	226
λ_j liczba awarii / km · rok	1,858	0,462	1,112	-
λ liczba awarii / km · rok	**0,908**			

Sanok rok 2001				
Długość sieci l [km]	27	76	87	190
Liczba awarii	18	62	103	183
λ_j liczba awarii / km · rok	0,667	0,816	1,184	
λ liczba awarii / km · rok	**0,963**			
Jarosła rok 2001				
Długość sieci l [km]	9	95,3	71,6	175,9
Liczba awarii	0	123	49	172
λ_j liczba awarii / km · rok	-	1,291	0,684	
λ liczba awarii / km · rok	**0,978**			
Gor ice rok 1				
Długość sieci l [km]	16,6	27,8	31,6	76
Liczba awarii	3	87	52	142
λ_j liczba awarii / km · rok	**0,181**	**3,129**	**1,646**	-
λ liczba awarii / km · rok	**1,868**			
Jasło rok 1				
Długość sieci l [km]	13,9	39,8	43,4	97,1
Liczba awarii	20	111	48	179
λ_j liczba awarii / km · rok	1,439	2,789	1,106	-
λ liczba awarii / km · rok	**1,843**			
Lu aczó rok 1				
Długość sieci l [km]	0,69	40,5	13,3	54,49
Liczba awarii	0	11	2	13
λ_j liczba awarii / km · rok	-	0,272	0,150	-
λ liczba awarii / km · rok	**0,239**			
Sandomierz rok 2000				
Długość sieci l [km]	13	94	70	177
Liczba awarii	2	67	41	110
λ_j liczba awarii / km · rok	0,154	0,713	0,586	-
λ liczba awarii / km · rok	**0,621**			
Mie ec rok 1				
Długość sieci l [km]	28,1	137,4	78,3	243,8
Liczba awarii	18	99	58	175
λ_j liczba awarii / km · rok	0,641	0,721	0,741	-
λ liczba awarii / km · rok	**0,718**			

S a o a Wo a rok 1				
Długość sieci l [km]	9,1	83,3	48,4	140,8
Liczba awarii	7	123	73	203
$\lambda_j \frac{\text{liczba awarii}}{\text{km} \cdot \text{rok}}$	0,769	1,477	1,508	-
$\lambda \frac{\text{liczba awarii}}{\text{km} \cdot \text{rok}}$	**1,442**			

Źródło: opracowanie własne.

Rysunek 1. Syntetyczne wskaźniki intensywności uszkodzeń sieci wodociągowej w wybranych miastach Podkarpacia



Podsumowanie

Z przeprowadzonej analizy wynika, że najmniejszą intensywnością uszkodzeń charakteryzuje się sieć wodociągowa miast: Lubaczów $\lambda = 0{,}239 \frac{\text{liczba awarii}}{\text{km} \cdot \text{rok}}$, Sandomierz $\lambda = 0{,}621 \frac{\text{liczba awarii}}{\text{km} \cdot \text{rok}}$ i Mielec $\lambda = 0{,}718 \frac{\text{liczba awarii}}{\text{km} \cdot \text{rok}}$, a największą intensywnością uszkodzeń charakteryzuje się sieć wodociągowa miast: Gorlice $\lambda = 1{,}868 \frac{\text{liczba awarii}}{\text{km} \cdot \text{rok}}$, Jasło $\lambda = 1{,}843 \frac{\text{liczba awarii}}{\text{km} \cdot \text{rok}}$ i Stalowa Wola $\lambda = 1{,}442 \frac{\text{liczba awarii}}{\text{km} \cdot \text{rok}}$. Należy zwrócić uwagę, że w miastach o największym syntetycznym wskaźniku intensywności uszkodzeń decydujący udział ma jednostkowa intensywność uszkodzeń sieci rozdzielczej.

Podane wskaźniki intensywności uszkodzeń mają charakter informacyjny i mogą być materiałem porównawczym dla awaryjności sieci wodociągowej z innych miasta kraju. Wskaźnik syntetyczny intensywności uszkodzeń może stanowić podstawę do analizy organizacji służb remontowo-naprawczych w oparciu o teorię masowej obsługi

Kierunkiem dalszych badań będzie analiza wielokryterialna z uwzględnieniem wieku przewodów, materiału, z którego są wykonane oraz warunków eksploatacji (ciśnienie, rodzaj gruntu). Ważnym zagadnieniem do rozwiązania wydaje się być wyznaczenie estymatora wskaźnika intensywności naprawy μ dla poszczególnych rodzajów sieci wodociągowych

Literatura

[1] Denczew S., *Eksploatacyjne wskaźniki niezawodności podsystemu podłączeń wodociągowych. Bezpieczeństwo i niezawodność działania systemów gazowych, wodociągowych, kanalizacyjnych i centralnego ogrzewania*, Kraków-Zakopane1997.

[2] Dzenis L. Królkowski A., *Analiza uszkodzeń miejskich sieci wodociągowej*, w: *Niezawodność systemów wodociągowych i kanalizacyjnych*, PZITS, Kielce 1986.

[3] Hotloś H. Mielcarzewicz E., *Intensywność uszkodzeń i koszty napraw przewodów wodociągowych*, „Gaz Woda i Technika Sanitarna" 1996 nr 1.

[4] Hotloś H. Mielcarzewicz E. Kluska W., *Sieci wodociągowe na terenach oddziaływania podziemnej eksploatacji górniczej na przykładzie Polkowic*, „Gaz Woda i Technika Sanitarna" 2000 nr 11.

[5] Królikowski. A. Piąska U., *Statystyczna ocena niezawodności pracy sieci wodociągowych w aglomeracji miejsko-przemysłowej*, „Gaz Woda i Technika Sanitarna" 1981 nr 10.

[6] Kwietniewski M., Roman M., Kłoss-Trębaczkiewicz H., *Niezawodność wodociągów i kanalizacji*, Arkady, Warszawa 1993.

[7] Kwietniewski M., Sudoł M., *Ocena uszkadzalności przewodów tranzytowych w świetle eksploatacyjnych badań niezawodności*, „Gaz Woda i Technika Sanitarna" 2002 nr 9.

[8] Orzechowska M., *Analiza uszkadzalności wiejskich sieci wodociągowych zastosowaniem teorii niezawodności*, w: *Inżynieria Środowiska w eksploatacji kompleksów wojskowych*, WAT, Zakopane 2001.

[9] Pawełek J. Wojdyna M., *Analiza uszkodzeń przewodów rozdzielczych w dużym systemie wodociągowym*, „Gaz Woda i Technika Sanitarna" 2001 nr 2.

[10] Rak J., Tunia A., *Awaryjność sieci wodociągowej. Bezpieczeństwo i niezawodność działania systemów gazowych, wodociągowych, kanalizacyjnych i centralnego ogrzewania*, PZITS Oddział Kraków, Kraków 1997.

[11] Rybicki S.A., Rybicki S.M., *Uszkodzenia rurociągów w wybranych miastach w świetle materiałów statystycznych przedsiębiorstw wodociągowych*, PZITS, Zakopane 1983.

[12] Roman M., *Niezawodność przewodów sieci wodociągowej w świetle danych z eksploatacji*, Mat. Konf. Niezawodność systemów wodociągowych i kanalizacyjnych, Kielce 1986.

[13] Wieczysty A., *Problemy zaopatrzenia w wodę wielkich aglomeracji miejsko-przemysłowych*, Mat. konferencja.., Zagadnienia zaopatrzenia w wodę miast i wsi", PZITS O/ Poznań, Poznań 1973.

[14] Wieczysty A., *Niezawodność systemów wodociągowych i kanalizacyjnych*, t. I i II Skrypt, Wydawnictwo PK, Kraków 1990.

[15] Wieczysty A., Rak J., Lubowiecka T., *Methods of determination of the water supply system reliability*, Proceedings of the first IWSA International Conference on Master Plans for Water Utilities, Praga 1998.

FAILURE RATE OF WATER-PIPE NETWORK IN THE TOWNS OF PODKARPACKIE PROVINCE

Summary

The analysis of reliability of Water Supply Systems (SZW) and their elements has been a subject of many scientific research for over 30 years. One of the problems is the analysis of water pipe network relating to its failure frequency. In Poland the systematic research of failure in water pipe network in the urban SZW is carried out.

The aim of this work is to present the failure rate of the water-pipe network in the following towns of Podkarpackie Province: Przemyśl, Sanok, Jarosław, Jasło, Krosno, Mielec, Stalowa Wola, Gorlice and Sandomierz.

Maria Orzechowska

USZKADZALNOŚĆ SIECI WODOCIĄGOWYCH W ASPEKCIE CZYNNIKÓW EKSPLOATACYJNYCH

Streszczenie

W referacie przedstawiono wyniki badań częstości uszkodzeń sieci wodociągowych, w nawiązaniu do różnych czynników eksploatacyjnych, takich jak: rodzaj materiału przewodu, warunki gruntowe, parametry hydrauliczne.

Wstęp

W procesie eksploatacji sieci wodociągowych powstają awarie poszczególnych jej elementów, powodujące straty wody, zakłócenia w jej dostawie do odbiorców oraz straty techniczne wynikające ze zniszczenia nawierzchni jezdni i chodników, infrastruktury podziemnej, jak i obiektów stałych.

W celu obniżenia kosztów sprzedawanej wody i powiększenia dyspozycyjnych zasobów wodnych powinny być podejmowane przez przedsiębiorstwa wodociągowe działania w kierunku ograniczenia awaryjności sieci i strat wody. Działania te m.in. powinny polegać na rozpoznaniu stopnia uszkadzalności sieci wodociągowych w nawiązaniu do ich warunków eksploatacji.

1. Ewidencja awaryjności

Głównym źródłem danych o zaistniałych awariach jest prowadzenie sprawozdawczości oraz dokumentacja eksploatacyjna przedsiębiorstw dotycząca napraw, remontów, inwentaryzacji. Materiały te są rozproszone, niekompletne i nie są uzupełniane systematycznie. Często ograniczają się one jedynie do zanotowania faktu zaistnienia awarii. Brak jest natomiast informacji na temat przyczyny awarii, organizacji naprawy i czasu jej trwania, danych technicznych uszkodzonego elementu. W wielu przypadkach niemożliwe jest również uzyskanie danych odnośnie czasu i warunków eksploatacji przewodów i parametrów ich pracy. Uniemożliwia to przeprowadzenie pełnej analizy uszkadzalności sieci wodociągowych i utrudnia ocenę niezawodności ich działania.

Dużo większe możliwości daje komputerowe wspomaganie zarządzania siecią wodociągową. Systemy informacji o terenie gromadzące informacje o sieciach dystrybucyjnych należą do najnowocześniejszych urządzeń wspomagających komputerowo planowanie, projektowanie, zarządzanie i eksploatację przedsiębiorstwa sieciowego. Systemy te charakteryzują się możliwością wszechstronnego korzystania z map cyfrowych, co umożliwia automatyczne pozyskiwanie informacji o geometrii sieci. Posiadanie w systemie kompletu danych o sieci pozwala na wykonywanie analiz symulacyjnych. Dla sieci wodociągowych analizy te obejmują np. kontrolę poprawności struktury sieci i parametrów elementów sieci oraz symulację parametrów pracy w dowolnych warunkach jej eksploatacji. W praktyce umożliwia to ocenę stopnia wykorzystania sieci, oszacowania możliwości jej obciążenia oraz ocenę efektywności funkcjonowania sieci. Komputerowe systemy wspomagania zarządzania siecią wodociągową pozwalają także na ewidencjonowanie awarii (z uwzględnieniem jej stanu: bieżąca lub usunięta) oraz ocenę jej wpływu na funkcjonowanie sieci [1]. W wyniku pomiarów oraz symulacji warunków pracy możliwe jest zlokalizowanie miejsc awarii armatury oraz odcinków przewodów, na których występowały znaczne straty wody. System daje również możliwość naniesienia na plan sieci danych o jednostkowej częstości awarii, dzięki czemu uzyskuje się informację o ich przestrzennym rozkładzie, który jest wskaźnikiem stanu technicznego sieci.

2. Intensywność uszkodzeń sieci wodociągowych w świetle danych eksploatacyjnych

Dotychczas przeprowadzone badania eksploatacyjne wykazały, że najczęściej występujące uszkodzenia sieci wodociągowych to: wypchnięcie uszczelnienia ze złączy, pęknięcie poprzeczne lub podłużne rur, wżery korozyjne, uszkodzenia armatury. Uszkodzenia te powodowane były najczęściej przeciążeniem wieloletnią eksploatacją, osiadaniem gruntu, uderzeniami hydraulicznymi, nadmiernym ciśnieniem w sieci, obciążeniami dynamicznymi, jak również wadami konstrukcyjnymi przewodów oraz nieostrożnym prowadzeniem robót ziemnych w pobliżu przewodów wodociągowych.

dr inż. Maria Orzechowska, Politechnika Białostocka, Katedra Wodociągów i Kanalizacji

Na podstawie ewidencji awarii, prowadzonej przez przedsiębiorstwa wodociągowe, można wyznaczyć jednostkową częstość uszkodzeń przewodów sieci wodociągowej, oznaczającą liczbę uszkodzeń przypadającą na jeden kilometr długości przewodu w ciągu roku. Stopień uszkadzalności sieci wodociągowych jest ważnym kryterium do oceny ich stanu technicznego oraz do podejmowania decyzji o ich modernizacji.

3. Miejskie sieci wodociągowe

Przewody magistralne i rozdzielcze, w odróżnieniu od przewodów tranzytowych, pracują przy niestabilnych obciążeniach hydraulicznych, czego przejawem są zmiany ciśnienia i przepływu w szerokim zakresie i często w krótkim czasie.

Z danych eksploatacyjnych wynika duża rozpiętość wartości jednostkowej częstości uszkodzeń przewodów sieci wodociągowych w różnych miastach Polski. Minimalna wartość tego wskaźnika wyniosła 0,03 awarii/ rok·km, zaś maksymalna 7,7 awarii/ rok·km [2]. Wartości te zostały wyznaczone na podstawie danych zbieranych w różnych okresach czasu, dla sieci o różnym wieku, o zróżnicowanej strukturze średnic przewodów wykonanych z różnych materiałów.

Na przykładzie wybranych sieci wodociągowych, zależność intensywności uszkodzeń od materiału i rodzaju przewodu przedstawia się następująco.

Z badań łódzkiej sieci wodociągowej, przeprowadzonych w latach 1982-1985, wynika, że intensywność uszkodzeń przewodów azbestowo-cementowych była dość niska i porównywalna z intensywnością uszkodzeń przewodów wykonanych z PCW, co potwierdzają uzyskane wyniki:

- żeliwo – 0,423 awarii/ rok·km,
- PCW – 0,134 awarii/ rok·km,
- azbesto-cement – 0,152 awarii/ rok·km [3].

Wartości jednostkowe intensywności uszkodzeń przewodów, wyznaczone na podstawie rejestru awarii białostockiej sieci wodociągowej (z okresu lat 1974-1984), zmieniały się bardzo nieznacznie w badanym okresie, w zakresie wartości 0,23-0,25 awarii/ rok·km [4].

Na podstawie danych eksploatacyjnych warszawskiej sieci wodociągowej, w okresie od 1959 do 1982 roku, średnia jednostkowa intensywność uszkodzeń przewodów wahała się w granicach:

- przewody magistralne – 0,29-0,38 awarii/ rok·km,
- przewody rozdzielcze – 0,194-0,375 awarii/ rok·km [5].

W warszawskim wodociągu przewody z PCW wyróżniały się najniższą uszkadzalnością – średnio 0,249 awarii/ rok·km. Najczęściej awariom ulegały przewody stalowe – średnio 1,05 awarii/ rok·km. Uszkadzalność przewodów żeliwnych i azbestocementowych kształtowała się na podobnym poziomie – około 0,6 awarii/ rok·km [2].

Wyniki badań własnych, przeprowadzonych w Polsce, wykazały, że szczególnie niską awaryjnością charakteryzują się przewody wykonane z polietylenu, które są coraz częściej stosowane do budowy sieci wodociągowych. Wartość intensywności uszkodzeń tych przewodów (rury, złącza i wyposażenie techniczne razem) wyniosła od 0,06-0,23 awarii/ rok·km [6].

Przewody tranzytowe charakteryzują się odmiennymi warunkami hydraulicznymi niż przewody magistralne i rozdzielcze. Ciśnienia i przepływy w przewodach tranzytowych są praktycznie ustabilizowane, a stabilność tych warunków zapewnia znacznie niższą ich uszkadzalność [7].

Wyznaczone na podstawie przeprowadzonych badań eksploatacyjnych jednostkowe intensywności uszkodzeń przewodów tranzytowych jako całość, wyniosły:

- przewody stalowe – 0,046 awarii/ rok·km,
- przewody żeliwne – 0,092 awarii/ rok·km,
- przewody żelbetowe – 0,286 awarii/ rok·km [7].

Uzyskane wartości intensywności uszkodzeń wykazały, że najlepiej pod względem rozwiązania materiałowo-konstrukcyjnego sprawdziły się przewody stalowe. Wysoka uszkadzalność przewodów żelbetowych spowodowana była głównie awaryjnością połączeń kielichowych.

4. Wiejskie sieci wodociągowe

Wiejskie systemy wodociągowe charakteryzują się odmiennością układu i pracy w stosunku do rozwiązań występujących w miastach. Takie cechy jak:

- niewielkie ciśnienie wody wymagane przez odbiorców w osiedlach wiejskich,
- znaczna zmienność natężenia przepływu w sieci wynikająca z dużych wahań rozbiorów wody,
- przewaga promienistego układu sieci, co wpływa na rozkład ciśnienia na obszarze zasilania,
- duża rozległość zładu sieci wodociągowej
- niewątpliwie rzutują na stopień awaryjności wiejskich układów wodociągowych.

Wartości jednostkowej intensywności uszkodzeń przewodów w wiejskich sieciach wodociągowych, wyznaczone na podstawie badań eksploatacyjnych, wynoszą:

- przewody tranzytowe z PCW – 0,203 awarii/ rok·km,
- przewody tranzytowe z azbesto-cementu – 0,502 awarii/ rok·km,

- przewody rozdzielcze żeliwne – 0,535 awarii/ rok·km,
- przewody rozdzielcze azbesto-cementowe – 0,528 awarii/ rok·km,
- przewody rozdzielcze stalowe – 0,511 awarii/ rok·km,
- przewody rozdzielcze z PCW – 0,086 awarii/ rok·km [8].

5. Sieci wodociągowe na terenach szkód górniczych

Na terenach szkód górniczych sieci wodociągowe są szczególnie narażone na naprężenia w podłożu gruntowym powodujące przemieszczenia poziome i pionowe. Wpływ niestabilności gruntu na uszkadzalność sieci wodociągowych występuje niezależnie od rodzaju materiału z jakiego zostały one wykonane.

Dane eksploatacyjne sieci wodociągowych zlokalizowane na terenach objętych wpływem działalności górniczej wykazują bardzo wysoką intensywność uszkodzeń. Ponadto wartości intensywności uszkodzeń przewodów są bardzo zróżnicowane nie tylko na obszarach eksploatacji górniczej, ale także w obrębie danej sieci.

Przykładowe wartości średniej intensywności uszkodzeń przewodów wodociągowych w wybranych miastach na terenach szkód górniczych, zebrane w latach 1990-1994, przedstawiają się następująco:

- Katowice 1,57÷3,94 awarii/ rok·km,
- Ruda Śląska 4,60÷7,70 awarii/ rok·km,
- Olkusz 0,86÷1,69 awarii/ rok·km,
- Chorzów 3,38÷4,44 awarii/ rok·km,
- Gliwice 2,70÷2,90 awarii/ rok·km [9].

6. Wpływ zmian ciśnienia i temperatury wody na uszkadzalność przewodów wodociągowych

Ciągłe zmiany ciśnienia wody w sieci wodociągowej, powodowane wahaniami rozbiorów wody na obszarze zasilania, powodują wytworzenie obciążeń dynamicznych, prowadzących do „zmęczenia" materiału przewodu i zmniejszenia jego wytrzymałości. Stąd też istotny wpływ na uszkadzalność cieci wodociągowej ma wysokość panującego w niej ciśnienia.

Badania przeprowadzone na wrocławskiej sieci wodociągowej oraz sieci wodociągowej w Oleśnicy wykazały, że:

- obniżenie ciśnienia o około 40% we wrocławskiej sieci wodociągowej spowodowało prawie dwukrotny spadek ogólnej intensywności uszkodzeń, w tym ponad dwukrotny spadek intensywności pęknięć i prawie 1,5-krotny spadek intensywności uszkodzeń złączy rurociągów żeliwnych,
- obniżenie ciśnienia o około 20% w sieci wodociągowej w Oleśnicy spowodowało ponad dwukrotny spadek ogólnej intensywności uszkodzeń przewodów żeliwnych (w tym dwukrotny spadek intensywności pęknięć i wyeliminowanie uszkodzeń złączy) [10].

Oprócz obciążeń dynamicznych wywoływanych wahaniami ciśnienia wody, innym czynnikiem wpływającym na awaryjność przewodów wodociągowych są obciążenia termiczne, powstające na skutek zmiany temperatury wody.

Dane z eksploatacji wielu sieci wodociągowych w Polsce potwierdzają fakt, iż zmiany temperatury gruntu i wody sieciowej, powodowane zmianami temperatury powietrza, wpływają na podwyższenie intensywności uszkodzeń w okresie jesienno-zimowym i częściowo w okresie zimowo-wiosennym. W przypadku sieci warszawskiej stwierdzono, iż w okresie od listopada do lutego następowało wyraźne nasilenie intensywności uszkodzeń, przewyższające o prawie 70% średnią miesięczną intensywność uszkodzeń w roku. W miesiącach od maja do września intensywność uszkodzeń była znacznie niższa i wynosiła około 60% średniej miesięcznej intensywności uszkodzeń w roku [5].

Wnioski

Przedstawione rezultaty eksploatacyjnych badań uszkadzalności sieci wodociągowych w Polsce, pracujących w różnych warunkach eksploatacyjnych, skłaniają do sformułowania następujących wniosków ogólnych:

- istotny wpływ na uszkadzalność sieci wodociągowych mają takie czynniki jak: rodzaj materiału przewodu, warunki gruntowe w miejscu ułożenia przewodu, parametry hydrauliczne, a w szczególności zakres i częstość zmian ciśnienia w sieci,
- rozeznanie stopnia uszkadzalności przewodów wodociągowych umożliwia podejmowanie decyzji odnośnie modernizacji sieci i doboru rozwiązań materiałowych, pod katem ich przydatności eksploatacyjnej,
- w celu obniżenia awaryjności sieci wodociągowych niezbędne jest wdrażanie przez przedsiębiorstwa wodociągowe nowych technologii, monitorowanie stanu technicznego sieci, zarządzanie siecią z wykorzystaniem systemów komputerowego wspomagania.

Literatura

[1] Fedorowicz R., Kołodziński E., *Komputerowe wspomaganie zarządzania siecią wodociągową i kanalizacyjną*, „Gaz, Woda i Technika Sanitarna" 2002 nr 4.
[2] Kusak J., Kwietniewski M., Sudoł M., *Wpływ różnych czynników na uszkadzalność przewodów sieci wodociągowych w świetle eksploatacyjnych badań niezawodności*, „Gaz, Woda i Technika Sanitarna" 2002 nr 10.
[3] Gabara P., Łukowiak D., Zawilski M., *Ocena niezawodności sieci wodociągowych miasta Łodzi*, Łódź 1988.
[4] Dzienis L., Orzechowska M., *Analiza awaryjności sieci wodociągowej w Białymstoku z zastosowaniem teorii niezawodności*, „Gaz, Woda i Technika Sanitarna" 1987 nr 4.
[5] Heidrich Z., Roman M., *Analiza uszkodzeń sieci wodociągowej*, w: *Zagadnienia zaopatrzenia w wodę miast i wsi*, Poznań 1984.
[6] Kwietniewski M., *Badania własne. Instytut Zaopatrzenia w Wodę i Budownictwa Wodnego*, Politechnika Warszawska, Warszawa 2002.
[7] Kwietniewski M., Roman M., Kłoss-Trębaczkiewicz H., *Badania nad awaryjnością i niezawodnością wodociągowych przewodów tranzytowych*, Instytut Zaopatrzenia w Wodę i Budownictwa Wodnego Politechniki Warszawskiej, Warszawa 1992, maszynopis.
[8] Dzienis L., *Niezawodność wiejskich systemów zaopatrzenia w wodę*, Rozprawy Naukowe nr 4 Politechniki Białostockiej, Białystok 1991.
[9] Zuber T., *Wpływ eksploatacji górniczej na uszkadzalność sieci wodociągowych i kanalizacyjnych na obszarze wybranych miast Śląska*, „Gaz, Woda i Technika Sanitarna" 1999 nr 6.
[10] Hotłoś H., *Ograniczenie ciśnienia w sieci wodociągowej jako czynnik zmniejszający uszkadzalność i koszty napraw uszkodzeń przewodów*, „Gaz, Woda i Technika Sanitarna" 1999 nr 5.

THE FAILURE FREQUENCY OF WATER - PIPE NETWORKS

Summary

The following article is a results of research on reliability of water supply systems, carried out at Department of Water Supply and Sewage Systems of Białystok Technical. The scope of the article covers an analysis of failure frequency in connection with exploitation conditions.

Opracowania dokonano w ramach realizacji pracy statutowej S/IIŚ/24/01.

Krzysztof Głód
Jarosław Bajer
Teresa Lubowiecka

KONCEPCJA METODY OCENY WPŁYWU OBJETOŚCI ZBIORNIKA ZAPASOWO-WYRÓWNAWCZEGO NA NIEZAWODNOŚĆ SYSTEMU ZAOPATRZENIA W WODĘ

Streszczenie

W referacie przedstawiono koncepcję metody oceny wpływu objętości wody zgromadzonej w zbiorniku zapasowo-wyrównawczym na niezawodność systemu zaopatrzenia w wodę. Objętość ta może odgrywać szczególną rolę w podnoszeniu niezawodności dostawy wody w małych systemach wodociągowych. Układy te zasilane są zwykle z pojedynczych ujęć wody, co powoduje, że objętość wody zgromadzona w zbiorniku, może stanowić jedyne dostępne alternatywne źródło wody w przypadku uszkodzenia podstawowego układu zasilania.

Wstęp

Podstawowym zadaniem stojącym przed każdym systemem zaopatrzenia w wodę (SZW) jest nieprzerwana dostawa wody, której ilość, jakość oraz ciśnienie w pełni odpowiadają wymaganiom odbiorców. W ostatnich latach coraz większą uwagę poświęca się działaniom mającym na celu utrzymanie ciągłości dostawy wody w warunkach awaryjnych, czyli wystąpienia zdarzeń losowych mających wpływ na zdolności produkcyjne SZW. Wśród zdarzeń wskazywanych najczęściej jako przyczyny ograniczenia wydajności systemów wodociągowych wymienić należy: zanieczyszczenia źródeł wody, przerwy w dostawie prądu, uszkodzenia elementów wchodzących w skład układów technologicznych obiektów wodociągowych oraz uszkodzenia przewodów podsystemu dystrybucji wody [4, 6, 7, 5]. Prawdopodobieństwo wystąpienia ograniczeń lub przerw w dostawie wody jest szczególnie wysokie w systemach wodociągowych jednostronnie zasilanych, a do takich najczęściej należą systemy znajdujące się na terenach wiejskich i w małych miastach.

Przeprowadzone do tej pory analizy istniejących oraz projektowanych systemów wodociągowych pozwalają stwierdzić, że do najczęściej stosowanych sposobów podniesienia ich niezawodności należy rezerwowanie. W zależności od lokalizacji w SZW, rezerwa ta może przyjąć postać dodatkowych urządzeń (na przykład rezerwowych agregatów pompowych), nadwyżki mocy produkcyjnej (na przykład w stacji uzdatniania wody, ujęciu wody surowej), czy awaryjnego zapasu wody uzdatnionej zgromadzonego w zbiornikach sieciowych. Wśród wymienionych sposobów rezerwowania, szczególną rolę można przypisać zapasowi wody znajdującemu się w zbiornikach zapasowo-wyrównawczych [8, 9]. Korzystne położenie w stosunku do sieci dystrybucji wody powoduje, że zbiorniki te mogą zwykle z powodzeniem odgrywać role alternatywnych źródeł wody w okresach, gdy dostawa z podstawowych układów zasilania zostaje wstrzymana lub ograniczona. Konieczne zatem wydaje się opracowanie metody pozwalającej na określenie wpływu zbiorników tego typu na niezawodność SZW.

I. Uogólniony wskaźnik niezawodności systemu K_u

Analiza niezawodności SZW wymaga zastosowania metody uwzględniającej dynamiczny charakter jego pracy, którego typowym wyrazem są zmiany wydajności występujące w ciągu doby. Wynikają one z nałożenia się na siebie zdarzeń o przebiegu losowym, do których należą: zmienny w czasie pobór wody przez odbiorców oraz zdarzenia sporadyczne takie, jak awarie czy pożary.

Ogólnie należy stwierdzić, że system może znajdować się w dwóch podstawowych stanach pracy:

- stanie pełnego zaspokojenia zapotrzebowania na wodę występującego w systemie,
- stanie przejściowego niedoboru wody w całym lub w części systemu, którego wielkość uzależniona jest od sprawności podsystemów składowych oraz rezerw występujących w SZW.

dr inż. Krzysztof Głód, Politechnika Krakowska, Instytut Zaopatrzenia w Wodę i Ochrony Środowiska; dr inż. Jarosław Bajer, Politechnika Krakowska, Instytut Zaopatrzenia w Wodę i Ochrony Środowiska; dr hab. inż. Teresa Lubowiecka, prof. PK, Politechnika Krakowska, Instytut Zaopatrzenia w Wodę i Ochrony Środowiska

Wychodząc z powyższego założenia w pracy [7], sformułowano pojęcie uogólnionego wskaźnika niezawodności K_u, który wiąże ze sobą prawdopodobieństwo występowania w układzie określonej kombinacji zdarzeń, z pojawiającym się w wyniku ich wystąpienia niedoborem wody.

Współczynnik ten wyznaczony jest zgodnie ze wzorem:

$$K_u = 1 - \frac{E(N)}{Z} \tag{1}$$

gdzie:

Z – zapotrzebowanie w najbardziej niekorzystnym okresie w [m^3/s lub m^3/d], najczęściej odnoszone do doby o maksymalnym rozbiorze,

E (N) – wartość oczekiwana niedoboru wody w tym okresie w [m^3/s lub m^3/d], którą oblicza się według zależności:

$$E(N) = \frac{\sum_{i=1}^{n} N_i \cdot P_i}{\sum_{i=1}^{n} P_i} \tag{2}$$

gdzie:

N_i – niedobór, który wystąpił w i-tym stanie systemu, tzn. który odpowiada i-tej kombinacji uszkodzonych i nieuszkodzonych elementów systemu,

P_i – prawdopodobieństwo wystąpienia i-tego niedoboru.

Ponieważ występująca w mianowniku wzoru (2) suma prawdopodobieństwa jest równa jedności, to ostatecznie zależność (1) przyjmuje postać (3):

$$K_u = 1 - \frac{\sum_{i=1}^{n} N_i \cdot P_i}{Z} \tag{3}$$

W przypadku opisu niezawodności systemu w oparciu o uogólniony wskaźnik niezawodności, konieczne jest wyróżnienie wszystkich stanów systemu, określenie prawdopodobieństwa ich zajścia oraz wyznaczenie odpowiadających im niedoborów wody, których poprawne wyznaczenie ma kluczowe znaczenie dla prawidłowości przeprowadzonej oceny.

2. Metoda określenia wpływu objętości wody zgromadzonej w zbiornikach zapasowo-wyrównawczych na niezawodność SZW

Przystępując do opracowania metody oceny wpływu objętości wody zgromadzonej w zbiornikach na niezawodność systemu postanowiono posłużyć się omówionym wcześniej uogólnionym wskaźnikiem niezawodności. Przeprowadzając analizę wstępną stwierdzono, że zagadnieniem o podstawowym znaczeniu będzie prawidłowe określenie stopnia wykorzystania zapasu wody zgromadzonego w zbiorniku w czasie trwania stanów awaryjnych. W tym celu konieczne jest uwzględnienie szeregu czynników związanych zarówno z dynamicznym charakterem pracy systemu, jak i wzajemnymi zależnościami zachodzącymi pomiędzy jego elementami składowymi.

Do najważniejszych czynników mających wpływ na stopień wykorzystania objętości wody zgromadzonej w zbiorniku zaliczono:

- występującą w ciągu doby zmienność zapotrzebowania na wodę w systemie,
- możliwość wystąpienie awarii odpowiedzialnej za powstanie niedoboru w dowolnej chwili rozpatrywanej doby,
- hydrauliczne własności sieci wodociągowej, na które składać się będą zarówno parametry opisujące przewody jak i relacje wysokościowe pomiędzy położeniem poszczególnych elementów systemu,
- czas trwania awarii w i-tym stanie systemu,
- zmienność położenia zwierciadła wody w zbiorniku oraz odpowiadające mu objętości wody,
- uzależnienie wielkości poboru wody od wartości ciśnienia panującego w sieci.

Mając na uwadze wymienione czynniki sformułowano założenia wstępne:

- przedmiotem analizy jest system zaopatrzenia w wodę współpracujący ze zbiornikami zapasowo-wyrównawczym terenowymi,
- niezawodność każdego z obiektów tworzących strukturę niezawodnościową opisana jest poprzez co najmniej dwa parametry niezawodności, czyli średni czas odnowy Tn, średni czas pracy Tp, czy wskaźnik niezawodności K,
- zbiorniki zapasowo-wyrównawcze znajdujące się w systemie dysponują obok objętości wyrównawczej objętością awaryjną, której wielkość jest równa co najmniej objętości przeciwpożarowej,
- rozpatrujemy pracę układu w okresie doby maksymalnej, tzn. doby, w której zużycie wody w systemie odpowiada maksymalnemu dobowemu zapotrzebowaniu na wodę Q_{dmax},
- prawdopodobieństwo wystąpienia awarii odpowiedzialnej za ograniczenie lub przerwę w dostawie wody do SZW jest jednakowe dla każdej z godzin doby maksymalnej,

- w SZW występuje godzinowy rozkład zmienności zapotrzebowania na wodę.

Na podstawie przyjętych założeń opracowano algorytm wyznaczania wielkości niedoboru wody pozwalający na obliczenie uogólnionego wskaźnika gotowości dla całego systemu. Zgodnie z opracowanym algorytmem obliczenia przebiegać będą w następujących etapach:

- Wyznaczenie wszystkich stanów systemu metodą przeglądu zupełnego.
- Przeprowadzenie hydraulicznej analizy pracy w każdym i-tym stanie systemu. Analiza ta obejmowałaby cykl dwudziestu czterech czasoprzestrzennych symulacji pracy systemu, których czas rozpoczęcia każdorazowo zmieniałby się o jedną godzinę.
- Wyznaczenie czasu trwania i-tego stanu systemu. W przypadku struktur o prostej budowie (szeregowej, równoległej) oraz o niewielkiej liczbie elementów składowych z powodzeniem można zastosować wzory opracowane w oparciu o pojęcie częstości uszkodzeń fi [7]. W przypadku struktur złożonych o dużej liczbie elementów, można skorzystać z metody opracowanej w Instytucie Zaopatrzenia w Wodę i Ochrony Środowiska Politechniki Krakowskiej. W metodzie tej, w oparciu o podanie minimalnych ścieżek sprawności oraz parametry niezawodności elementów je tworzących (Tp, Tn), jak również metodę symulacji „Monte Carlo", możliwe jest wyznaczenie czasu przebywania systemu w i-tym stanie.
- Określenie wielkości niedoborów w każdym ze stanów, zakładając, że awaria odpowiedzialna za powstanie niedoboru w i-tym stanie może wystąpić w każdej z 24 godzin doby maksymalnej. Czas jej trwania równy będzie wyznaczonemu w etapie drugim czasowi T_i (rysunek 1).
- Obliczenie średniej wartości niedoboru w i-tym stanie zgodnie z wzorem:

$$\overline{N_i} = \frac{\sum_{f=0}^{23} N_{if}}{24} \tag{4}$$

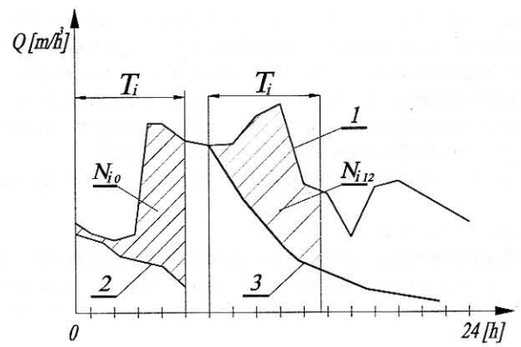
Wyznaczenie prawdopodobieństwa wystąpienia i-tego stanu systemu, co w przypadku przyjętej metody przeglądu zupełnego uzyskuje się ze wzoru:

$$P_i = \prod_{j \in e_1} K_j \cdot \prod_{j \in e_0} (1 - K_j) \tag{5}$$

gdzie:

K_j – wskaźnik niezawodności j-tego elementu systemu,
e_1 – zbiór elementów sprawnych w i-tym stanie systemu,
e_0 – zbiór elementów niesprawnych w i-tym stanie systemu.

Rysunek 1. Sposób wyznaczania niedoboru wody w i-tym stanie w zależności do godziny wstąpienia awarii w systemie



1 - krzywa zapotrzebowania na wodę w dobie maksymalnej
2 - krzywa dostawy wody do SZW w i- tym stanie (czas wystąpienia awarii godz. 0).
3 - krzywa dostawy wody do SZW w i- tym stanie (czas wystąpienia awarii godz. 12).

Obliczenie wartości oczekiwanej niedoboru wody w i-tym stanie zgodnie ze wzorem (2). Wyznaczenie uogólnionego wskaźnika niezawodności zgodnie ze wzorem (3).

Wielkość uzyskanej wartości uogólnionego wskaźnika niezawodności przy przyjętej objętości wody zgromadzonej w zbiornikach pozwala na kompleksową ocenę jej wpływu na niezawodność SZW. Możliwe jest również porównanie uzyskanej wartości ze wskaźnikiem policzonym przy założeniu braku częściowego pokrycia niedoboru wody występującej w systemie przez wodę pochodzącą ze zbiorników.

Warunkiem koniecznym efektywnego wykorzystania zaproponowanej metody jest zastosowanie programu pozwalającego na symulację pracy systemu zaopatrzenia w wodę. Ze względu na występowanie w badanych SZW stanów częściowej sprawności, ważne jest, by wybrany program umożliwiał symulacje pracy systemu zarówno w warunkach zrównoważonego bilansu dostawy i poboru wody, jak i wtedy, gdy równowaga ta nie jest zachowana. Program ten powinien również uzależniać wielkość poboru wody w węzłach od wartości ciśnienia w nich panujących. Programem spełniającym powyższe warunki jest opracowany w Instytucie Zaopatrzenia w Wodę i Ochrony Środowiska Politechniki Krakowskiej program ISYDYW [2].

3. Krótka charakterystyka programu ISYDYW

Program ten zbudowany jest w postaci modułów pozwalających na realizację obliczeń w czterech fazach:

- Stworzenie bazy danych na temat obiektów tworzących strukturę badanego systemu.
- Schematyzacja. Stworzenie, w oparciu o wprowadzoną bazę danych, uproszczonego obrazu badanego systemu, uwzględniającego odcinki oraz obiekty, które mają podstawowe zanczenie dla działania systemu.
- Określenie zapotrzebowania na wodę.
- Przeprowadzenie obliczeń hydraulicznych.

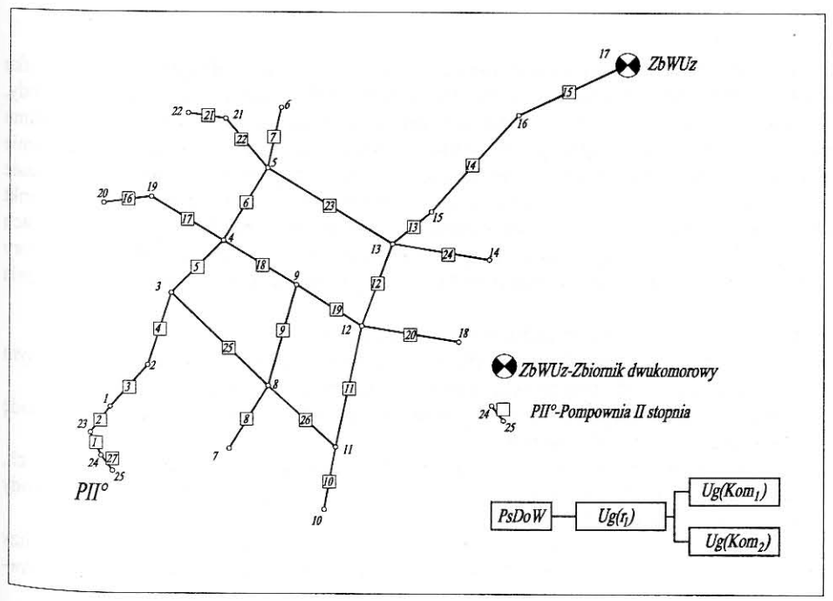
Wprowadzone dane oraz wyniki wstępnej fazy obliczeń (przeprowadzonych dla Q_{hmax}) stanowią podstawę przeprowadzenia czasoprzestrzennej symulacji pracy badanej sieci wodociągowej. Symulacja w swojej istocie polega na wyznaczeniu parametrów pracy we wszystkich węzłach i odcinkach badanego systemu, odpowiadających zmieniającym się o stałą wartość punktom na osi czasu. Symulacja uwzględniać musi: zmienność warunków poboru wody, zmienność objętości wody gromadzonej w zbiorniku oraz zmienność dostawy wody, będącą wynikiem wzajemnych oddziaływań wszystkich elementów systemu.

4. Możliwości wykorzystania przedstawionej metody – przykład obliczeniowy

Jako przykładowy system umożliwiający praktyczne sprawdzenie omówionej metody postanowiono przyjąć system przedstawiony na rysunku 2. Na system ten składa się pierścieniowa sieć dystrybucji wody, zasilana z pompowni drugiego stopnia, zlokalizowanej na odcinku nr 27, oraz dwukomorowy zapasowo-wyrównawczy zbiornik końcowy 9000 m^3, znajdujący się w węźle nr 17. Pompownia wyposażona została w 6 agregatorów pompowych 25D17-2 × 3/2. Maksymalne dobowe zapotrzebowanie na wodę przyjęto jako równe 36300 m^3/d.

Przed przystąpieniem do analizy stworzono niezawodnościowy schemat badanego systemu. Ze względu na szczególną rolę, którą przypisano sprawności zbiornika zapasowo-wyrównawczego dla prawidłowej pracy systemu, w sporządzonym schemacie uwzględniono jako samodzielne obiekty komory zbiornika oraz układ przewodów łączących zbiornik z siecią wodociągową. Założono jednocześnie, że pierścieniowy charakter sieci dystrybucji wody pozwala uznać ją za podsystem, którego wskaźnik gotowości jest w przybliżeniu równy jedności.

Rysunek 2. Schemat techniczny i odpowiadający mu schemat niezawodnościowy przykładowego układu zasilania w wodę



Zgodnie z algorytmem podanym wcześniej w pierwszej fazie obliczeń konieczne było wyróżnienie wszystkich stanów w jakich znajdzie się system oraz określenie czasu trwania i-tego stanu. Konieczne w tym celu było wyznaczenie parametrów niezawodności podsystemów i ugrupowań tworzących wchodzących w skład założonej struktury niezawodnościowej badanego układu. Posłużono się w tym celu danymi pochodzącymi z literatury [3, 1, 7, 5]. Następnie przeprowadzono szereg symulacji hydraulicznych pracy badanego systemu, w efekcie których możliwe stało się wyznaczenie średnich niedoborów wody występujących w każdym z wyróżnionych stanów, co z kolei pozwoliło na wyznaczenie wartości oczekiwanej niedoboru wody w systemie zgodnie ze wzorem (2). Całość wyników uzyskanych w trakcie obliczeń przedstawiono w tabeli 1. Jak łatwo zauważyć, najistotniejsze są wyniki uzyskane przy założeniu wystąpienia w układzie 1 awarii, a w szczególności przypadku uszkodzenia Podsystemu Dostawy Wody. Prawdopodobieństwo wystąpienia tego stanu było wysokie, co w znacznym stopniu przyczyniło się do uzyskania relatywnie dużej wartości oczekiwanej niedoboru odpowiadającej temu stanowi. Należy zwrócić uwagę, że pomimo długiego czasu przebywania systemu w tym stanie wielkość średniego niedoboru osiągnęła stosunkowo niewielką wartość, co było wynikiem zarówno korzystnego wysokościowego położenia zbiornika wody względem sieci dystrybucji wody jak i dużej objętości zbiornika.

Tabela 1. Wyniki uzyskane w trakcie analizy pracy przykładowego SZW

Numer stanu podsys.	Liczba uszkodzonych układów	System Zaopatrzenia w Wodę				Czas trwania i-tego stanu podsystemu	Niedobór w i-tym stanie	Prawdopod. zajścia i-tego stanu	Wartość oczekiwana niedoboru wody
		Podsystem dostawy wody	Ugr. rurociągówr_1	Ugr. „Komora$_1$"	Ugr. „Komora$_2$"				
i	k	PsDoW	Ug (r_1)	Ug (Kom_1)	Ug (Kom_2)	T_i [h]	N_i	P_i	E (N_i)
1	0	1	1	1	1	1037	0	0,98957	0
2	1	1	1	1	0	15	114	0,00081	0,092
3		1	1	0	1	15	114	0,00081	0,092
4		1	0	1	1	18	1391	0,00181	2,518
5		0	1	1	1	16	4541	0,00698	31,696
6	2	1	1	0	0	5	996	0,0000006	0,001
7		1	0	1	0	5	996	0,0000015	0,001
8		1	0	0	1	6	1015	0,0000010	0,002
9		0	1	0	1	5	6973	0,0000057	0,04
10		0	1	1	0	5	6973	0,0000057	0,04
11		0	0	1	1	6	7793	0,0000127	0,099
12	3	1	0	0	0	3	694	0,0000001	0,000
13		0	1	0	0	3	4360	0,0000004	0,000
14		0	0	1	0	3	4360	0,0000001	0,000
15		0	0	0	1	3	4360	0,0000001	0,000
16	4	0	0	0	0	2	2991	0	0,000
K_u = 0,997325									34,581

Źródło: opracowanie własne.

Podsumowanie

Przeprowadzone rozważania oraz wykonane obliczenia potwierdziły, że zapas wody znajdujący się w zbiorniku w chwili wystąpienia awarii, może, w przypadku korzystnego położenia zbiornika względem sieci dystrybucji wody, przyczynić się do złagodzenia niedoborów wywołanych wystąpieniem awarii w systemie. Wykorzystanie programu umożliwiającego symulację pracy systemu wodociągowego w stanach awaryjnych pozwoliło na uwzględnienie zależności występujących pomiędzy własnościami hydraulicznymi sieci, stanem napełnienia zbiornika w czasie wystąpienia awarii, czasem jej trwania oraz zmiennością poboru wody. Przedstawiona metoda może stanowić punkt wyjścia do rozważań mających na celu określenie objętości awaryjnego zapasu wody gromadzonego w zbiornikach sieciowych. Pozwoliłoby to na uzupełnienie stosowanych do tej pory metod bilansowych o aspekt hydrauliczny, który warunkuje potencjalną możliwość wykorzystania zgromadzonego asekuracyjnego zapasu wody w okresie wystąpienia awarii.

W ramach dalszych prac mających na celu rozwój przedstawionej metody przewiduje się:

- ograniczenie liczby rozważanych stanów systemu do przypadków najbardziej prawdopodobnych, co w istotnym stopniu powinno skrócić liczbę koniecznych do przeprowadzenia symulacji pracy systemu,
- przyjęcie grupy dodatkowych wskaźników mających na celu pełniejszy opis pokrycia zapotrzebowania na wodę i ciśnienie w poszczególnych punktach sieci dystrybucji wody,
- uwzględnienie relacji zachodzących pomiędzy objętością wody zgromadzonej w zbiornikach sieciowych, a wodą gromadzoną w pozostałych typach zbiorników (na przykład przy ujęciowych zbiornikach wody surowej); określenie jej wpływu na niezawodność SZW.

Wynikiem wymienionych prac powinno być poprawienie szybkości przeprowadzania przedmiotowej analizy oraz pełniejszy opis zachowania się SZW w okresie awaryjnej dostawy wody ze zbiorników zapasowo-wyrównawczych.

Literatura

[1] Bajer J., *Niezawodność podsystemu pompownia wody*, rozprawa doktorska, Kraków 1993.
[2] Knapik K., *Zastosowanie techniki komputerowej w obliczaniu systemów zaopatrzenia w wodę i usuwania ścieków*, Wydawnictwa Politechniki Krakowskiej, Kraków 1993.
[3] Kwietniewski M., Roman M., Kłos-Trębaczkiewicz H., *Niezawodność wodociągów i kanalizacji*, Arkady, Warszawa.1993.
[4] Lansey K.E., Duan Ning, Mays W. L., Kuong Tung, *Risk assessment for dynamic system*, An overview, Reliability Engineering and System Safety 1994 No. 43.
[5] Lubowiecka T., *Niezawodność przesyłu wody*, Monografia nr 112 PK, Kraków 1991.
[6] Walski T., *Analysis of water distrybiution systems*, Van Nostrand Reinhold Company, New York 1984.
[7] Wieczysty A., *Niezawodność systemów wodociągowych i kanalizacyjnych*, Skrypt Politechniki Krakowskiej cz. 1 i 2, Kraków 1990.
[8] Wieczysty A., Iwanejko R., Lubowiecka T., *Podnoszenie niezawodności działania komunalnych systemów zaopatrzenia w wodę*, Monografie Komitetu Inżynierii Środowiska Polskiej Akademii Nauk, vol. 2. *Metody oceny i podnoszenia niezawodności działania komunalnych systemów zaopatrzenia w wodę*, Kraków 2001.
[9] Głód K., Wieczysty A., *Niezawodność sieciowych zbiorników wodociągowych oraz ocena ich wpływu na niezawodność podsystemu dystrybucji wody*, Monografie Komitetu Inżynierii Środowiska Polskiej Akademii Nauk, vol. 2. *Metody oceny i podnoszenia niezawodności działania komunalnych systemów zaopatrzenia w wodę*, Kraków 2001.

INFLUENCE OF SERVICE RESERVOIRS CAPACITY ON WATER SUPPLY SYSTEMS RELIABILITY - METHOD OF ASSESSMENT

Summary

A method of water supply system reliability assessment was presented. The method takes into account an influence of service reservoirs capacity on reliability of a water supply system. This capacity can be exceptionally important in small water distribution systems where it can be used as an alternative source of water during failures of staple water intake.

Agnieszka Trębicka
Wojciech Kruszyński

ZASTOSOWANIE TECHNIK KOMPUTEROWYCH ORAZ INTERNETOWYCH BAZ INFORMACJI W MODELOWANIU SYSTEMÓW ZAOPATRZENIA W WODĘ

Streszczenie

Przedstawia się wszelkiego rodzaju rozwiązania dotyczących planowania i modelowania gospodarki wodnej korzystając z najnowszych technik komputerowych w oparciu o internetowe bazy informacji jak i komponowanie własnych. Proponuje się też stworzenie własnego oprogramowania, a w szczególności procesy które wymagają modelowania. Praca zawiera również przegląd i ocenę istniejących źródeł informacji w internecie.

Wstęp

W pracy przedstawiono rozważania planowania i modelowania gospodarki wodnej korzystając z wykorzystaniem najnowszych technik komputerowych w oparciu o internetowe bazy informacji zaproponowano również dostępne oprogramowanie do modelowania i monitorowania sieci wodociągowych oraz możliwości tworzenia własnych aplikacji w oparciu o różne platformy specjalistyczne (GIS). Zaproponowano też stworzenie własnego oprogramowania, a w szczególności procesy które wymagają modelowania. Praca zawiera również przegląd i ocenę istniejących źródeł informacji w internecie.

I. Model sieci wodociągowej miasta Białegostoku

Zarządzanie całym systemem zaopatrzenia miasta w wodę realizowane jest poprzez system dystrybucji wody oparty na matematycznym modelu układu sieci wodociągowej uwzględniającym układ wysokościowy miasta oraz zatwierdzone w pozwoleniach wodnoprawnych ilości wody w poszczególnych ujęciach. Powstanie takiego modelu wiązało się z koniecznością wykonania olbrzymiej pracy, polegającej na identyfikacji wszystkich odcinków sieci, ich średnic, długości i połączeń, a także przypisanie poszczególnym punktom rozbiorów występujących u odbiorców. Stworzony w ten sposób model jest stale uaktualniany i liczy obecnie 153 odcinków oraz 108 węzłów. Program umożliwia określenie wielkości przepływów, prędkości wody w rurociągach, ciśnienia w poszczególnych punktach sieci, strat ciśnienia na przesyle. Bardzo użyteczną funkcją programu jest graficzna interpretacja wyników obliczeń. W oparciu o program hydrauliczny wykonywane jest prognozowanie parametrów pracy poszczególnych stacji wodociągowych, które gwarantują właściwą obsługę w zakresie dostawy wody w warunkach normalnej pracy. Na tej podstawie został utworzony strefowy układ zasilania miasta w wodę.

Program wykorzystywany jest również do przygotowania wytycznych do pracy układu przy stanach awaryjnych oraz zamierzonych postojach pompowni czy planowanych wyłączeniach eksploatacyjnych sieci. Przeprowadzana jest symulacja awaryjnego zdarzenia, która daje obraz sieci w nowych warunkach. Znając skutki rozpatrywanego zdarzenia można symulować działania, które wyeliminują albo maksymalnie ograniczą te skutki. Analiza hydrauliczna pracy sieci w warunkach nietypowych pozwala zidentyfikować problemy z dostawą wody i odpowiednio przygotować układ do zminimalizowania uciążliwości dla odbiorców.

2. Niezawodność i sprawność modelu

W oparciu o program hydrauliczny dokonuje się opracowania koncepcji zwiększenia niezawodności zasilania miasta w wodę, z której wnioski są konsekwentnie wprowadzane do planu modernizacji urządzeń wodociągowych. W ramach działalności eksploatacyjnej zamierza się wdrożyć technologię monitorowania i diagnozowania pracy sieci wodociągowej w celu wczesnego wykrycia nieszczelności układu. Zamierza się teren miasta podzielić na rejony, w których prowadzone zostaną pomiarowe prace diagnostyczne. Na etapie określania warunków podłączenia do sieci miejskiej, z pomocą programu analizowane są skutki, jakie może spowodować przyłączenie do sieci nowych, dużych odbiorców wody, czy nowych osiedli oddalonych znacznie od źródeł zasilania.

mgr inż. Agnieszka Trębicka, Politechnika Białostocka, Katedra Ochrony Środowiska; mgr inż. Wojciech Kruszyński, Politechnika Białostocka, Katedra Ochrony Środowiska.

3. Rodzaje metod badawczych i ich zadania

Wykorzystując metodę **akustyczną** za pomocą specjalistycznych urządzeń rejestruje się szumy i drgania pochodzące z sieci wodociągowej. Wytypowane miejsca poddaje się szczegółowym badaniom celem precyzyjnego określenia miejsca wycieku wody.

Wykorzystując metodę **przepływową** prowadzi się szczegółowe badanie szczelności sieci w wyznaczonych rejonach miasta za pomocą specjalnego samochodu diagnostycznego. Dzięki temu określa się odcinki, na których występują niekontrolowane ubytki wody.

Prowadzone sukcesywnie tymi metodami badania sieci wodociągowej pozwolą na wyeliminowanie zakłóceń w dostawie wody oraz ograniczenie do minimum szkód wynikających z niekontrolowanych wypływów wody. W pracach awaryjnych i eksploatacyjnych ogromne znaczenie ma szybki dostęp do wszystkich materiałów archiwalnych dotyczących interesującego odcinka sieci, jak również innego podziemnego uzbrojenia szczególnie w miejscu wykonywania prac ziemnych.

Bardzo ważną rolę przypisuje się mapie numerycznej, która, niestety, obejmuje tylko część miasta. Dlatego też własnymi siłami prowadzone są prace przy tworzeniu mapy numerycznej sieci oraz podziemnego uzbrojenia wraz z bazą danych. Główną funkcją mapy będzie archiwizowanie informacji o sieci pochodzących z różnych źródeł: z archiwum technicznego, przeglądów eksploatacyjnych, remontów i awarii.

Dla poszczególnych elementów graficznych mapy zamierza się stworzyć bazę danych opisowych charakteryzującą ich parametry (na przykład dla budynków – jest to numer, ulica, funkcja; dla sieci – średnica, długość, rok wykonania, materiał strefa zasilania; dla zasuw – średnica, numer itp.) oraz gromadzone są dane o wydanych warunkach technicznych przyłączenia do sieci, remontach, przeglądach z uwidocznieniem ich na rysunku. Na bieżąco prowadzona jest aktualizacja treści graficznej i opisowej mapy o nowo wybudowane i przyjęte do eksploatacji odcinki sieci, uzupełniane są bazy opisowe w oparciu o informacje zawarte w protokołach odbioru.

Z przygotowanych map będzie można korzystać za pośrednictwem sieci komputerowej za pomocą przeglądarki. Ogromną zaletą mapy numerycznej jest dostęp do informacji o każdej porze bez konieczności żmudnego szukania w archiwum czy wyjazdu w teren. Mapa ułatwia też obsługę klientów przy określaniu warunków technicznych podłączenia do sieci.

Program posiada możliwości analizy danych do niego wprowadzonych łącznie z obrazowaniem analizy na mapie. Zapytania do analiz można konfigurować samodzielnie według zapotrzebowania na wybraną informację. Na podstawie danych z mapy wykonywane będą schematy technologiczne sieci w skali 1:5000, którymi posługiwać się mają służby eksploatacyjne, dokumentacyjne i pogotowie wodno-kanalizacyjne.

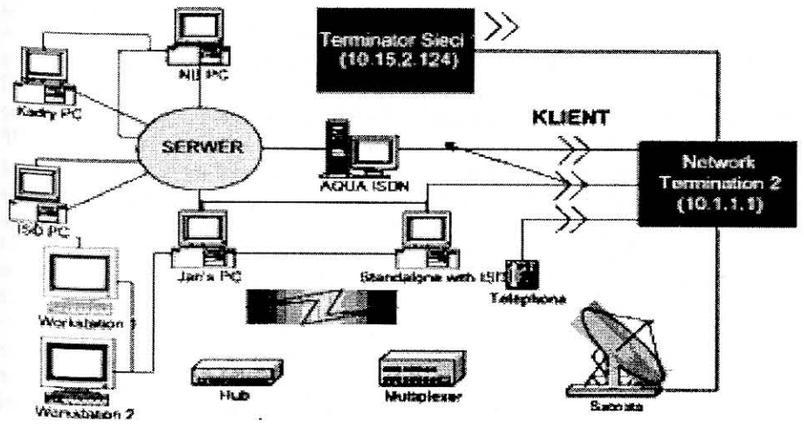
Wprowadzenie powyższych technologii spowoduje zminimalizowanie czasu ewentualnych wyłączeń dostawy wody do odbiorców, jednak zapewnienie sprawnego funkcjonowania układu sieciowego wymaga ciągłego doskonalenia technik oraz wdrażania nowych technologii w zakresie rozbudowy systemu monitoringu sieci.

4. Automatyzacja i informatyzacja łączności przewodowej i radiotelefonicznej

Wsparciem sprawnego systemu będą niezawodnie działające systemy łączności przewodowej i radiotelefonicznej, jak również systemy informatyczne, nad którymi opiekę sprawować będą służby automatyki i informatyki.

Muszą również funkcjonować typowe systemy oprogramowań obsługujących gospodarkę materiałową, finansowo-księgową, kadrowo-płacową, a także specjalizowane systemy, wśród których najistotniejsze to: system rozliczania odbiorców usług (sprzedaż wody i odbioru ścieków), system monitoringu parametrów technologicznych stacji pomp, sieci wodociągowej i przepompowni ścieków, system ewidencji awarii, system map numerycznych sieci wodociągowej i kanalizacyjnej. Funkcjonowanie wszystkich systemów informatycznych wymaga utrzymania wydajnej i niezawodnej infrastruktury sieci komputerowej.

Rysunek 1.



Sfera automatyki obejmuje systemy sterowania studniami głębinowymi ujęć wody, sterowania stacjami pomp w szczególności: układy regulacji wydajności zespołów pompowych poprzez płynną regulację prędkości obrotowej, układy pomiarowe ciśnień, przepływów, opomiarowanie chlorowni, uzdatniania wody.

Określanie stref zasilania miasta w wodę, jak również optymalizacja ciśnień w sieci wodociągowej i na wyjściach poszczególnych stacji pomp są wspomagane oprogramowaniem do tworzenia modelu matematycznego sieci i symulacji określonych parametrów dla tej sieci. Symulacja parametrów wykorzystywana jest również przy przewidywaniach skutków włączania nowych odcinków sieci i włączania nowych odbiorców wody. Natomiast system monitoringu pomiarów technologicznych sieci wodociągowej i stacji pomp jest narzędziem umożliwiającym bieżący nadzór nad dystrybucją wody i jakością parametrów dystrybucji. Mapa komputerowa sieci wodociągowej i kanalizacyjnej to nowy środek techniczny usprawniający prace projektowe sieci, wydawanie warunków technicznych do budowy sieci i przyłączy, gromadzenie różnorodnych informacji o sieci i wykorzystywanie tych informacji zarówno do planowych, jak i awaryjnych remontów sieci.

5. Diagnostyka sieci wodociągowej

Zakłada się możliwość wykorzystania nowoczesnego sprzętu angielskiej firmy Palmer w zakresie:

- wykrywania awarii wodociągowych,
- lokalizacji uzbrojenia podziemnego,
- monitoringu ciśnienia i przepływu,
- określenia strat wody w rejonach,
- akustycznego przesłuchu wodociągu.

Na podstawie pełnej obserwacji powołane wyspecjalizowane jednostki będą:

- lokalizować awarie wodociągowe i ciepłownicze na sieciach zbudowanych z rur metalicznych dowolnych średnic pod ciśnieniem ponad 2 atmosfer,
- trasować przebiegi rurociągów metalicznych oraz niemetalicznych zaopatrzonych w taśmę z wykrywalną wkładką metaliczną, zagłębione do 3 m pod powierzchnią terenu,
- monitorować ciśnienie i przepływ w sieci wodociągowej, w dowolnie określonym przez zleceniodawcę miejscu, przez określony czas, z dowolną częstotliwością pomiarów,
- określać straty i minimalne nocne rozbiory na poszczególnych odcinkach sieci wodociągowej metodą testowania stopniowego,
- raty deszczowe,
- analizować szumy na sieciach wodociągowych w rejonach podejrzanych o ubytki wody i stwierdzamy przyczyny ich występowania.

Powyższe usługi są gwarancja prawidłowego funkcjonowania wodociągów oraz sposobem na zmniejszenie strat wody.

6. Zastosowania i przykłady istniejącego oprogramowania

Od ponad sześciu lat firma ASTOR oferuje polskim użytkownikom oprogramowanie przemysłowe amerykańskiej firmy WONDERWARE, producenta najpopularniejszego oprogramowania SCADA – pakietu do wizualizacji procesów przemysłowych Wonderware InTouch. Na polskim rynku InTouch jest powszechnie stosowany we wszystkich nieomal branżach przemysłu. Do października 2001 roku. w Polsce wykonano już ponad 2000 instalacji. Zakład Uzdatniania Wody w Zagnańsku wraz z ujęciami, należący do Wodociągów Kieleckich Sp. z o.o. stanowi część systemu zaopatrującego Kielce w wodę. W celu usprawnienia pracy ZUW Zagnańsk oraz ujęć wody w roku 1999 podjęto decyzję o realizacji systemu monitoringu i sterowania dla wymienionych obiektów. Realizację tematu powierzono firmie TECHNO-PROGRESS Sp. z o.o. z Krakowa, specjalizującej się w realizacji tego typu przedsięwzięć głównie dla branży wodociągowej i kanalizacyjnej. Zgodnie z wymaganiami Wodociągów Kieleckich zastosowano istniejące na rynku standardowe rozwiązania. System sterowania został wykonany w oparciu o sterowniki programowalne VersaMax firmy GE Fanuc. Do wizualizacji pracy ujęć i Zakładu Uzdatniania Wody wykorzystano program InTouch 7.1 runtime firmy Wonderware w wersji 1000 punktowej pracujący na dwóch komputerach HP Vectra z systemem Windows NT 4.0 połączonych siecią Ethernet. Komputery wyposażono w dodatkowe karty z portami szeregowymi RS232, napędy CD oraz ZIP 8GB. Komputer dyspozytorski jest zasilany z UPSa, posiada zainstalowaną drukarkę, która służy min. do drukowania raportów. Jeden komputer umieszczono na dyspozytorni, drugi spełniający rolę komputera rezerwowego na wypadek uszkodzenia zestawu w dyspozytorni umieszczono u kierownika ZUW. Podgląd pracy ujęć i Zakładu Uzdatniania Wody w Zagnańsku jest możliwy również na oddalonej o kilkanaście kilometrów od Zagnańska Centralnej Dyspozytorni przy ulicy Krakowskiej w Kielcach. Na posiadanym przez Wodociągi Kieleckie komputerze zainstalowano bowiem oprogramowanie FactoryFocus 7.1. Połączenie z dyspozytornią w Zagnańsku odbywa się poprzez modemy i sieć telefoniczną TP S.A. Tą drogą przekazywane są również zestawienia raportowe dla Dyrekcji Wodociągów Kieleckich. Sterowniki GE Fanuc VersaMax zainstalowane w Zakładzie Uzdatniania Wody oraz na ujęciach mają za zadanie: zbieranie danych pomiarowych z dwóch czerpni

znajdujących się na terenie ZUW – sygnały analogowe, zbieranie danych pomiarowych z ujęć wody – sygnały analogowe, zbieranie informacji o stanach pracy pomp w czerpniach oraz pomp głębinowych pracujących na ujęciach – sygnały cyfrowe, generowanie sygnałów o stanach alarmowych i awariach, realizowanie sterowań przepustnicami dla utrzymania odpowiedniej wydajności pomp w czerpniach oraz w studniach głębinowych, zliczanie czasu pracy pomp, zliczanie produkcji wody oraz obliczanie wydajności pomp w studniach głębinowych na podstawie impulsów generowanych przez wodomierze. Do systemu przekazywane są również sygnały o otwarciu: włazów do studni głębinowych i drzwi do budynków rozdzielni znajdujących się na ujęciach. Komunikacja sterowników zainstalowanych na ujęciach z komputerem dyspozytorni odbywa się poprzez radiomodemy SATEL 2ASxE. Sterownik obsługujący Zakład Uzdatniania Wody połączony jest z komputerem Dyspozytorni łączem kablowym. W obu przypadkach transmisja danych odbywa się z wykorzystanie protokołu Modbus RTU. Aplikacja wizualizacyjna wykonana w programie InTouch 7.1 składa się z 69 różnych ekranów, wśród których znajdują się: schemat technologiczny, schematy szczegółowe obiektów, ekrany – menu wyboru, ekrany alarmowe, ekrany trendów historycznych dla poszczególnych obiektów, ekrany informacyjne.

Ekran główny – schemat technologiczny ujęć wody i ZUW z podstawowymi parametrami oraz sygnalizacją pracy pomp. W górnej części ekranu umieszczony jest okno, w którym znajdują się informacje takie jak: data, godzina, nazwisko operatora zalogowanego do systemu oraz przyciski umożliwiające: wydruk bieżącego ekranu aplikacji, zamknięcie aplikacji, dostęp do okna logowania operatora. Poniżej schematu technologicznego znajduje się główne menu wyboru, z którego dostępne są: zestawienia raportowe (po wcześniejszym zalogowaniu operatora o odpowiednim poziomie dostępu), szczegółowe schematy ujęć wody i ZUW Zagnańsk, okna alarmowe i historyczne. Schemat Ujęcia nr 2, w którego skład wchodzą dwie studnie głębinowe. Możliwe jest również wywołanie na ekran okna programu Modbus oraz reinicjalizacja transmisji w przypadku jej zaniku.

Wszystkie dane pomiarowe z obiektów są archiwizowane i możliwe do analizowania w dowolnej chwili na wykresach trendów historycznych. Alarmy z obiektów są przekazywane: w postaci graficznej na ekranach szczegółowych, opisowo w oknach alarmowych oraz poprzez sygnał dźwiękowy wykorzystując kartę zainstalowaną w komputerze i głośniki. Zestawienia obejmujące dane o produkcji wody, czasie pracy pomp w studniach głębinowych i zespołów pompowych w czerpniach zostały wpisane w istniejący do tej pory szablon. Generowane są w formie raportów dobowych i miesięcznych. poprzez możliwość stałego odczytu podstawowych parametrów pracy, szybszego reagowania na zmiany zapotrzebowania

Literatura

[1] Clifton H. D., *Systems Analysis for Business Data Processing*, Business Bodens Limited, London 1994.
[2] Andreu R., Ricard J.E., Valor J., *Information Systems Strategic Planning. A Source of Competitive Advantage,* NCC Blackwell Ltd, Oxford 1992.
[3] Hadyniak B. M., *EDI – źródła i kierunki rozwoju, skutki*, w: Electronic Data Interchange, red. M. Niedźwiecki, t.2, Łódź 1994.
[4] Goodchild M., S.Glopal, *The Accuracy of Spatial Databases*, Taylor&Frances, London 1989.
[5] Jones T. A., D.E. Hamilton and C.R. Johnson, *Contouring Geologic Surfaces with the Computer*, Van Nostrand Reinhold, New York 1986.
[6] Rogers D.F., R.A. Earnshaw, *State of the Art in Computer Grafics: Visualization and Modelling*, Springer-verlag, New York 1991.
[7] Maguire D. J., *Computers in Geography*, Longman Scientific &Technical, 1989.
[8] Stanicki T., *Polioptymalizacja systemów zaopatrzenia w wodę wspomagana komputerowo*, Polwod 78, PZITS, Łódź 1987.
[9] Tiukało A., *Symulacja systemów zaopatrzenia budynków w wodę – podstawy i zastosowanie*, Prace Naukowe IIChiUC Politechniki Wrocławskiej nr 49, Wrocław 1987.
[10] Walski T., *Analysis of Water Distribution Systems*, VNR, New York 1987.
[11] Knapik K., *Czasoprzestrzenna symulacja działania systemu dystrybucji wody*, Politechnika Krakowska, Kraków 1989.

THE APLICATION OF COMPUTER TECHNIC AND IMFORMATION SYSTEM IN MODELLING DEMOUNDS IN WATER SYSTEM

Summary

In paper there is present different solutions relative of planning and modelling water systems. Make use of the latest computer technic in support about internet information base how and compose own. The presents a softwere to modelling and monitoring water supply system.

Opracowanie wykonane w ramach projektu S/IIŚ/22/01.

Jacek Piekarski
Marcin Lubierski

KOMPUTEROWE PROJEKTOWANIE KOLUMNOWYCH WYMIENIACZY JONITOWYCH

Streszczenie

Na świecie produkowana jest ogromna ilość jonitów, mająca stale tendencję wzrastającą, a także brak jest jednolitej i porównywalnej metody oceny podstawowych parametrów użytkowych jonitów. Dlatego wykonano i przedstawiono charakterystykę autorskiego programu komputerowego, opracowanego do obliczania podstawowych wymiarów i analizy eksploatacyjnej wymienników jonitowych. Opisano obsługę programu, zakres jego stosowalności oraz przykład. Przedstawiony program jest prosty w obsłudze, zawiera szereg pomocniczych funkcji i procedur ułatwiających pracę.

Wstęp

Wymieniacze wychwytując z roztworu elektrolitu dodatnio lub ujemnie naładowane jony, zamieniają je na równoważne ilości jonów wchodzących w skład jonitów. Wymiana jonowa jest najczęściej jednym z ostatnich procesów w układach technologicznych odnowy wody oraz oczyszczania ścieków. Ma na celu całkowite lub częściowe usunięcie substancji rozpuszczonych lub cząstek o określonym ładunku elektrycznym. W trakcie wymiany jonowej, w pierwszej fazie następuje transport jonu z roztworu do powierzchni ziarna jonitu. Następnie transport jonu wewnątrz ziarna do miejsca wymiany oraz reakcja podwójnej wymiany. W dalszej kolejności transport jonu wypartego wewnątrz ziarna od miejsca wymiany do powierzchni ziarna oraz transport jonu wypartego z powierzchni ziarna do roztworu. Transportowi dyfuzyjnemu towarzyszy potencjał międzyfazowy Donnana, będący różnicą potencjałów elektrycznych w fazie jonitu i w fazie zewnętrznego roztworu. Prędkość procesu wymiany jonowej precyzuje najwolniejszy etap, którym jest transport dyfuzyjny w fazie jonitu i w warstwie międzyfazowej, zależny od dynamiczności oraz powinowactwa poszczególnych jonów do wymieniacza. Szybkość reakcji wzrasta wraz ze zmniejszeniem się wielkości ziaren jonitu (wyjątek stanowią jonity mające słabe grupy funkcyjne). Prędkość wymiany jonowej charakteryzują między innymi: cechy wymieniaczy jonowych, rodzaj wymienianych jonów, warunki prowadzenia procesu, skład fizyczno-chemiczny oczyszczanego medium, stężenie elektrolitów, wielkość ładunku elektrycznego oraz stopień uwodnienia jonów. Usuwane cząstki są wiązane przez jonit, który oddaje równocześnie do roztworu najczęściej jony H^+, Na^+ i OH^-. Wymieniacze jonowe jako polikwasy lub polizasady w wyniku procesu wymiany jonowej przechodzą w odpowiednie polisole. Stechiometryczność i odwracalność reakcji jonowymiennych umożliwia prowadzenie periodycznego procesu wymiany jonowej i regeneracji wymieniacza jonowego. Kontakt oczyszczanego medium z jonitem może zachodzić w warunkach statycznych lub dynamicznych. Podczas procesu zachodzi również adsorpcja zawiesiny koloidalnej spowodowana elektrycznym charakterem grup jonowymiennych oraz pewnymi właściwości szkieletu wymieniacza jonowego.

Najczęściej wymianę jonową w skali technicznej prowadzi się w układach dynamicznych wykorzystując kolumnowe zbiorniki ciśnieniowe. Osprzęt wymiennika jonitowego tworzą przewody transportujące oczyszczane medium, wodę spulchniającą, płuczącą, transportujące roztwór regenerujący, przewody odpowietrzające i spustowe z zaworami, manometry, szklane wzierniki, dolny właz w kolumnach o średnicy do 600 mm oraz dolny i górny w kolumnach większych.

Medium poddane wymianie jonowej doprowadzone jest przewodami do układu rozdzielczo-zbiorczego, znajdującego się w górnej elipsoidalnej części kolumny wymiennika. Następnie jest równomiernie rozprowadzone na całą powierzchnię przekroju złoża przepływa w kierunku z góry na dół lub odwrotnym (uzyskuje się istotne zwiększenie zdolności wymiennej jonitu z użyciem takiej samej ilości czynnika regenerującego). Długość pracy złoża zależy od wartości roboczej zdolności wymiennej i objętości jonitu, ilości wymienianych jonów oraz wydatku uzdatnianego medium. Czas pracy kończy się, gdy następuje tzw. „przebicie" złoża tzn. stężenie usuwanych jonów w wycieku przekroczy dopuszczalną wartość. Złoże wówczas wyłącza się z pracy i poddaje procesom odnowy.

Po zakończonym właściwym procesie wymiany jonowej złoże poddaje się wstępnemu płukaniu w celu spulchnienia i wyeliminowania z niego nieczystości stałych, między innymi pyłu pochodzącego ze startych ziaren jonitu oraz pęcherzyków powietrza.

Proces regeneracji decyduje o przebiegu oraz skuteczności wymiany jonowej. Polega na przywróceniu zużytemu złożu pierwotnej wartości zdolności wymiennej. W trakcie regeneracji usuwa się grupy funkcyjne przyłączone w czasie

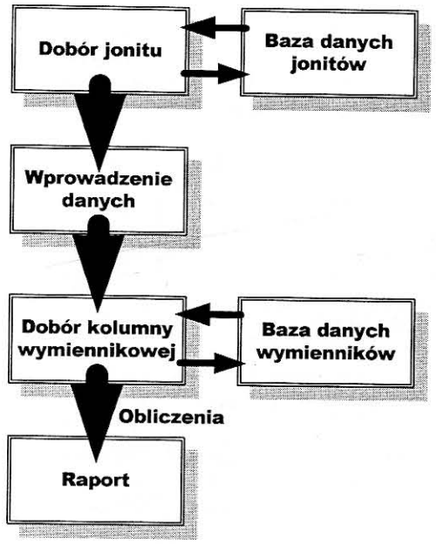
dr inż. Jacek Piekarski, Politechnika Koszalińska; mgr inż. Marcin Lubierski, Politechnika Koszalińska

wymiany jonowej i wprowadza w ich miejsce odpowiednie jony „ruchliwe". Częstość regeneracji jest proporcjonalna do wzrostu obciążenia jonowego złoża i prędkości przepływu oczyszczanego medium przez złoże.

Płukanie złoża po regeneracji z pomocą wody uzdatnionej usuwa pozostały odczynnik regenerujący.

W celu właściwego projektowania kolumnowych wymienników jonitowych należy określić skład chemiczny oraz ilość uzdatnionej wody, wartość roboczej zdolności wymiennej oraz przyjąć czas pracy takiego układu. Na tej podstawie określa się niezbędną objętość jonitu. Parametry te również bezpośrednio wpływają na wielkość zastosowanego kolumnowego wymieniacza jonowego. Istotny wpływ na zdolność wymienną jonitów oraz efektywność procesu ma stężenie jonów wodorowych. Zdolność wymienna anionitów wzrasta wraz ze zmniejszeniem się wartości odczynu, natomiast w przypadku kationitów zależność ta jest odwrotna. Wartość roboczej zdolności wymiennej ma znaczący wpływ na parametry regeneracji złoża. Dopuszczalne obciążenie hydrauliczne określa zwykle producent i zależy od rodzaju jonitu. Obciążenie hydrauliczne jest odwrotnie proporcjonalne do obciążenia jonowego złoża. Dopuszczalna prędkość przepływu wody przez wymiennik jonitowy zależy między innymi od właściwości jonitów, temperatury oczyszczanej wody i obciążenia jonowego wymieniacza. Większe wartości prędkości zaleca się przyjmować podczas oczyszczania roztworów o wyższej temperaturze i o małym stopniu zmineralizowania. Wraz ze zwiększaniem prędkości filtracji zmniejsza się użytkowa zdolność wymienna jonitów oraz zwiększa opór hydrauliczny w złożu. Najczęściej dopuszczalną wartość prędkości ogranicza wymagane pozostałe stężenie jonów w wodzie oczyszczonej i powinna ona być tak dobrana, by nie przekroczyć dopuszczalnego obciążenia hydraulicznego złoża.

Rysunek 1. Schemat blokowy programu „Jonit"



Planując układ jonitowy należy przeanalizować dokładnie wszystkie czynniki, a nie tylko te podstawowe, najczęściej prezentowane przy omawianiu zasad projektowania. Biorąc pod uwagę, że na świecie produkowana jest ogromna ilość jonitów (na rynku światowym znajduje się kilkaset ich odmian), mająca stale tendencję wzrastającą (ze względu na ciągły postęp bazy surowcowej, rozwój technologii wytwarzania jonitów), a także brak jednolitej i porównywalnej metody oceny podstawowych parametrów użytkowych jonitów (poszczególni producenci stosują własne testy) wykonano oraz przedstawiono w ramach niniejszej publikacji program komputerowy „Jonit" umożliwiający szybki dobór właściwego jonitu z równoczesnym wykonaniem dokładnych obliczeń projektowych.

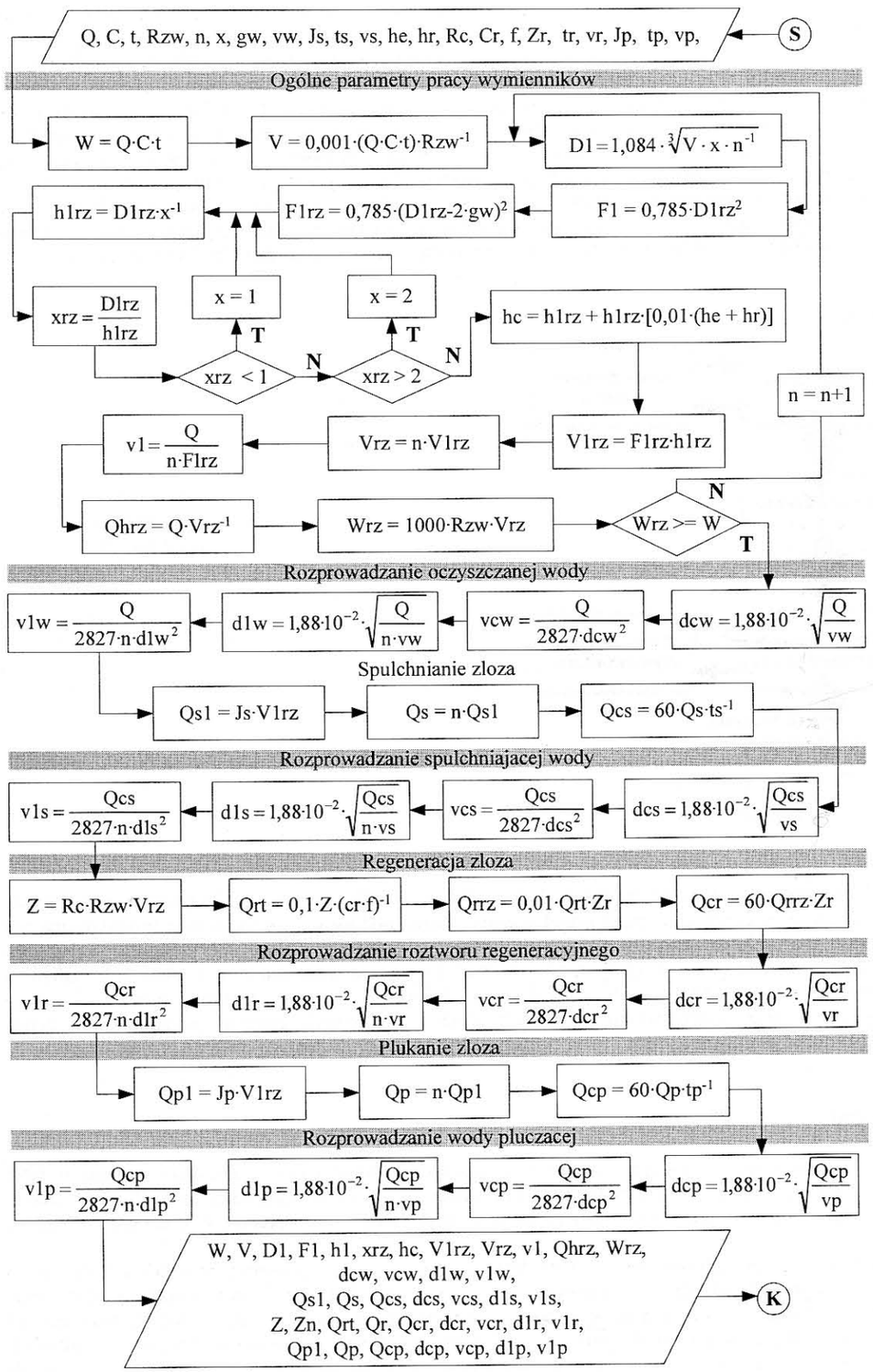
I. Opis programu

Wcześniejszą wersją niniejszej aplikacji jest program autorstwa A. Anielak oraz J. Piekarski napisany w 1995 roku w Turbo Pascalu 7.0 z wykorzystaniem biblioteki Turbo Vision działający w środowisku DOS. Program „Jonit" przedstawiony w ramach niniejszej publikacji napisany został w języku Delphi 6.0 i pracuje w środowisku Windows 95/98/XP/NT.

Aplikacja składa się z czterech podstawowych modułów projektowych umożliwiających: wybór z bazy danych odpowiedniego jonitu, wprowadzenie danych wstępnych, wybór optymalnej kolumny jonitowej oraz wyprowadzenie wyników obliczeń – rysunek 1. Dwa dodatkowe wspomagające moduły projektowe odnoszą się do bazy danych zawierającej informacje o dostępnych na rynku jonitach oraz kolumnowych wymieniaczach jonitowych. Dodatkowym atutem jest możliwość edycji zarówno bazy danych jonitów jak również wymieniaczy kolumnowych. Program posiada opcję zapisu do pliku oraz odczytu z pliku wprowadzonych danych początkowych. Pliki skojarzone z aplikacją mają

rozszerzenie „*.ion". Aplikacja generuje raport końcowy oraz daje możliwość wydruku wprowadzonych danych początkowych i wyników obliczeń. Algorytm obliczeń realizowanych przez omawiany program przedstawiono na rysunku 2.

Rysunek 2. Algorytm obliczeń realizowanych przez program „Jonit"



Początkowa obsługa projektowa programu polega na uruchomieniu (opcja „Wykaz jonitów" (F5) dostępna w menu „Obliczenia") modułu zawierającego wykaz dostępnych jonitów. Wykaz przedstawiono w postaci tabeli podzielonej na sześć kolumn, które kolejno prezentują informacje odnośnie: nazwy jonitu, rodzaju jonitu, maksymalnej wartości temperatury [°C] oraz zakresu zmienności odczynu [pH] oczyszczanego medium, wartości obciążenia [$m^3/m^3 \cdot h$] oraz minimalnej i maksymalnej roboczej zdolności wymiennej jonitu [val/dm^3]. Wybór stosownego jonitu sprowadza się do podwójnego kliknięcia przyciskiem myszy odpowiedniego wiersza tabeli zawierającego charakterystykę jonitu. Dobrana robocza zdolność wymienna jest średnią arytmetyczną wartości minimalnej oraz maksymalnej i automatycznie jest wprowadzona w oknie edycyjnym tegoż parametru znajdującym się w drugim module projektowym, który wywołuje opcja „Dane wstępne" (F6) będąca w menu „Obliczenia".

Moduł „Dane wstępne" podzielony jest na cztery części będące jednocześnie jednostkowymi operacjami pracy wymiennika jonitowego (informacje podstawowe, spulchnianie, regeneracja oraz płukanie jonitu). W części I (informacje podstawowe) program wymaga od użytkownika wprowadzenia szeregu wartości parametrów bezpośrednio rzutujących na gabaryty projektowanej kolumny. Do parametrów zalicza się: ilość uzdatnianej wody Q [m^3/h], stężenie jonów poddawanych wymianie jonowej C [val/m^3], założony czas pracy t [h], rodzaj jonitu (kationit lub anionit), nazwa jonitu, robocza zdolność wymienna RZW [val/dm^3], ilość jednocześnie pracujących wymieniaczy jonitowych n [szt.], założony stosunek średnicy do wysokości x [-], grubość okładziny chemoodpornej g_w [-] oraz założona prędkość przepływu w przewodach rozprowadzających oczyszczaną wodę v_W [m/s]. W części opisującej spulchnianie jonitu wprowadza się: jednostkową ilość wody spulchniającej jonit J_S [m^3/m^3 jonitu], założony czas operacji spulchniania t_S [min], prędkość jaka powinna być zachowana w przewodach doprowadzających wodę spulchniającą złoże v_S [m/s], procentową wartość ekspansji złoża h_E [%] oraz zabezpieczającą wysokość rezerwową h_R [%].

Wprowadzenie danych związanych z regeneracją jonitu wymaga podania wartości: równoważnika związku chemicznego stosowanego jako odczynnik regeneracyjny R_C [g/mol], stężenia c_R [%], gęstości f [kg/dm^3], zużycia środka regeneracyjnego Z_R [%], czasu regeneracji t_R [min] oraz prędkość w przewodach rozprowadzających roztwór regeneracyjny v_R [m/s]. W ostatniej części opisującej płukanie jonitu, aplikacja oczekuje wprowadzenia wartości: jednostkowej ilości wody płuczącej jonit J_P [m^3/m^3 jonitu], czasu płukania t_S [min] oraz prędkości w przewodach doprowadzających wodę płuczącą złoże v_P [m/s]. Przyjęta domyślna wartość prędkości przepływu wody spulchniającej i płuczącej oraz roztworu regeneracyjnego wynosi 1,5 m/s.

Po poprawnym wprowadzeniu w module „Dane wstępne" wszystkich wartości parametrów, należy dobrać normatywną produkowaną kolumnę wymiennika jonitowego. W tym celu należy wybrać z menu „Obliczenia" opcję „Wykaz kolumn" (F7). Wykaz kolumnowych wymienników jonitowych zaprezentowany w oknie programu w postaci tabelarycznej, podzielonej na sześć kolumn, przedstawia informacje odnośnie: numeru seryjnego i średnicy [m] wymiennika, wysokości nominalnej [m] i dopuszczalnej [m], powierzchni przekroju [m^2], wydatku minimalnego i maksymalnego [m^3/h] oraz dozwolonej objętości jonitu [m^3]. Dolna część modułu zawiera wstępne wartości rzeczywiste wynikające z obliczeń, odnoszące się do jednego wymiennika jonitowego, czyli: średnice złoża D_{1RZ} [m], wydatek Q_{1RZ} [m^3/h], wysokość złoża h_{1rz} [m] oraz ilość jonitu V_{1RZ} [m^3]. Po wybraniu przycisku „Szukaj" program odnajduje w bazie danych, wymiennik kolumnowy spełniający założone warunki. Wynikiem końcowym jest wskazanie poprzez podświetlenie w wykazie, odpowiedniego wymiennika oraz informacja o jego numerze seryjnym.

Dodatkowym atutem aplikacji jest możliwość przeprowadzenia filtracji pod względem założonych warunków, wynikających ze wstępnych obliczeń. Rezultatem filtracji jest wykaz przedstawiający wyłącznie te kolumnowe wymienniki jonitowe, których średnica jest równa lub większa w porównaniu z rzeczywistą średnicą złoża jonitowego D_{1rz} [m]. Po wybraniu (poprzez podświetlenie i następnie podwójne kliknięcie) wiersza z informacjami dotyczącymi konkretnego wymieniacza, następuje otwarcie modułu, przedstawiającego wyniki obliczeń całego układu jonitowego, czyli wyprowadzenie wyników obliczeń parametrów: technicznych, spulchniania, regeneracji oraz płukania złoża jonitowego.

Parametry techniczne obejmują: teoretyczną ilość usuwanych jonów W [val/cykl], wymaganą objętość jonitu V [m^3], średnicę obliczeniową D_1 [m] i rzeczywistą złoża w wymienniku D_{1RZ} [m], wymaganą teoretyczną powierzchnię wewnętrzną wymiennika F_1 [m^2], wymaganą rzeczywistą powierzchnię wewnętrzną wymiennika F_{1RZ} [m^2], wysokość obliczeniową h_1 [m] oraz rzeczywistą złoża w wymienniku h_{1RZ} [m], rzeczywisty stosunek średnicy do wysokości x [-], wymaganą całkowitą wysokość kolumny wymiennika h_C [m], rzeczywistą objętość jednego złoża V_{1RZ} [m^3] oraz całkowitą rzeczywistą objętość jonitu V_{RZ} [m^3], prędkość przepływu wody podczas pracy złoża v_1 [m/h], rzeczywistą roboczą zdolność wymienną złoża W_{RZ} [val/cykl]. Program na podstawie wartości ilości uzdatnianej wody Q [m^3/h], oraz założonej prędkości przepływu oczyszczanej wody v_W [m/s] oblicza średnicę rzeczywistą d_{CW} [m] i normatywną d_{CWRZ} [m] przewodu głównego rozprowadzającego wodę. Te wartości z kolei wykorzystane są podczas obliczania rzeczywistej prędkości przepływu wody w przewodzie głównym v_{CW} [m/s]. Następnie biorąc pod uwagę istnienie większej ilości kolumnowych wymienników jonitowych n [szt.] aplikacja oblicza średnicę rzeczywistą d_{1W} [m] i normatywną d_{1WRZ} [m] oraz rzeczywistą prędkość przepływu v_{1W} [m/s] w przewodzie bezpośrednio doprowadzającym wodę do wymiennika.

Na podstawie jednostkowej ilości wody spulchniającej J_S [m^3/m^3 jonitu] oraz obliczonej rzeczywistej objętość złoża jonowymiennego V_{1RZ} [m^3] program wylicza potrzebną ilość wody do spulchnienia jednego złoża jonitowego Q_{S1} [m^3]. W dalszej kolejności, uwzględniając ilość jednocześnie pracujących wymieniaczy jonitowych n [szt.] i przyjęty czas spulchniania t_S [min] wyznacza się ilość wody Q_S [m^3] oraz wydatek wody Q_{CS} [m^3/h] jaki należy zachować aby spulchnić wszystkie pracujące złoża jonitowe. Obliczenia galerii przewodów związanych ze spulchnianiem polegają na określeniu średnicy rzeczywistej d_{CS} [m] i normatywnej d_{CSRZ} [m] przewodu głównego oraz doprowadzającego wodę

bezpośrednio do jonitu i na tej podstawie obliczeniu rzeczywistej prędkości przepływu v_{CS} [m/s] oraz v_{1S} [m/s] w przewodach.

Operacja regeneracji złoża jonitowego obejmuje obliczenia teoretycznego zapotrzebowania na odczynnik regeneracyjny Z [kg], którego wartość wynika z iloczynu równoważnika chemicznego związku regeneracyjnego R_C [g/mol], roboczej zdolności wymiennej R_{ZW} [val/dm^3] oraz wyznaczonej rzeczywistej całkowitej objętości jonitu V_{RZ} [m^3]. Na podstawie wartości teoretycznego zapotrzebowania na odczynnik regeneracyjny Z [kg] i zużycia środka regenerującego Z_R [%] oblicza się ilość związku o zadanym nadmiarze Z_N [kg], natomiast uwzględniając wartość stężenia roztworu regenerującego c_R [%] i gęstości roztworu regenerującego f [kg/dm^3] program wyznacza teoretyczną Q_{RT} [m^3] oraz rzeczywistą Q_{RRZ} [m^3] objętość roztworu regeneracyjnego. Następnie wykorzystując wartość założonego czasu regeneracji t_R [min] oraz obliczonej rzeczywistej objętość roztworu regeneracyjnego Q_{RRZ} [m^3] aplikacja oblicza wydatek roztworu regenerującego jonit Q_{CR} [m^3/h]. Obliczenia parametrów przewodów rozprowadzających roztwór regeneracyjny sprowadzają się do wyznaczenia średnicy rzeczywistej d_{CR} [m] i normatywnej d_{CRRZ} [m] przewodu głównego oraz doprowadzającego roztwór bezpośrednio do jonitu i następnie obliczeniu rzeczywistych prędkości przepływu w przewodach (v_{CS} [m/s] oraz v_{1S} [m/s]).

Ostatnia część modułu wyprowadzającego wyniki obliczeń opisuje operację płukania złoża. Wynikowe parametry obliczeniowe określają ilość wody do płukania jednego złoża jonitowego Q_{P1} [m^3]. Wartość tą program oblicza z iloczynu jednostkowej ilości wody płuczącej J_P [m^3/m^3 jonitu] i rzeczywistej objętości złoża jonowego znajdującego się w jednym wymienniku V_{1RZ} [m^3]. Następnie uwzględniając ilość jednocześnie pracujących wymieniaczy jonitowych n [szt.] i przyjęty czas płukania t_P [min] wyznacza się całkowitą ilość wody Q_P [m^3] oraz wydatek wody Q_{CP} [m^3/h] płuczącej wszystkie pracujące złoża jonitowe. Obliczenia przewodów płuczących sprowadzają się do określenia średnicy rzeczywistej d_{CP} [m] i normatywnej d_{CPRZ} [m] przewodu głównego oraz doprowadzającego wodę bezpośrednio do jonitu. Na tej podstawie program oblicza rzeczywistą prędkość przepływu w przewodach płuczących (v_{CP} [m/s] oraz v_{1P} [m/s]). Dolna część modułu wyprowadzającego wyniki obliczeń podzielona jest na dwie części. Pierwsza część zawiera skrócone informacje odnośnie zastosowanego w układzie jonitu (forma oraz nazwa) oraz np. w celu zmiany jonitu istnieje możliwość przejścia do wykazu jonitów (przycisk). Drugą część dolnego modułu stanowią parametryczne informacje o zastosowanej w projekcie kolumnie wymieniacza. Aby wyświetlić wykaz wszystkich kolumn jonitowych należy wybrać przycisk („Wykaz kolumn") znajdujący się w tym oknie. Jeżeli dobrana kolumna wymieniacza nie spełnia warunków początkowych, czyli jeśli średnica rzeczywista złoża jest większa od średnicy kolumny, wówczas dolny moduł informacyjny nie jest wyświetlany.

Dodatkowym elementem programu „Jonit" są dwa dodatkowe wspomagające moduły projektowe umożliwiające edycję bazy danych jonitów oraz kolumnowych wymieniaczy jonitowych. Wybrane, najbardziej projektowo istotne parametry wyświetlane są w wykazie jonitów oraz wymienników kolumnowych.

Bazę zawierającą informacje o dostępnych złożach jonowymiennych uruchamia opcja „Katalog jonitów" (Ctrl+J) znajdująca się w menu „Obliczenia". Program umożliwia przegląd oraz wprowadzenie informacji o rodzaju (anionit lub kationit), nazwie jonitu, producencie lub kraju produkcji, właściwościach chemicznych, czynnych jonowo grupach, szkielecie, wyglądzie zewnętrznym, wielkości ziaren [mm], dopuszczalnej temperaturze pracy [°C] i odczynie [pH], obciążeniu właściwym [m^3/m^3·h], prędkości przepływu oczyszczanej wody przez złoże jonitowe [m/h], całkowitej zdolności wymiennej [val/dm^3], katalogowej minimalnej oraz maksymalnej zdolności wymiennej [val/dm^3], nazwie, stężeniu [%], zużyciu [g/dm^3] zalecanego odczynnika regenerującego złoże, obciążeniu właściwym podczas operacji regeneracji [m^3/m^3·h] oraz zalecanym zużyciu wody podczas płukania złoża [m^3/m^3 jonitu].

Bazę danych obejmującą wiadomości na temat dostępnych wymieniaczy kolumnowych uruchamia opcja „Katalog wymienników kolumnowych" (Ctrl+K) znajdująca się w menu „Obliczenia". Aplikacja umożliwia przegląd oraz wprowadzenie numeru seryjnego zbiornika, średnicy [m] i wysokości [m] nominalnej, powierzchni przekroju [m^2], zakresu wydajności [m^3/h] oraz dopuszczalnej wysokości [m] i ilości [m^3] jonitu.

Dodatkowym elementem programu jest możliwość generowania raportu w postaci tabelarycznej, podzielonej na cztery kolumny, które zawierają informacje odnośnie nazwy parametru, symbolu, jednostki oraz wartości parametru. Raport podzielony jest pod względem informacyjnym na dwie części. Część 1 zawiera dane początkowe, natomiast tom 2 przedstawia wyniki obliczeń.

Przykładowe symulacyjne obliczenia komputerowe.

Dane wstępne (Input data)

Lp	Nazwa	Symbol	Jednostka	Wartość
1	Ilość uzdatnianej wody	Q	m³/h	36
2	Stężenie jonów w uzdatnianej wodzie	c	val/m³	2,7
3	Założony czas pracy jonitów	t	h	24
4	Rodzaj jonitu	Kationit		
5	Nazwa jonitu	Wofatit KPS		
6	Robocza zdolność wymienna jonitu	R_{ZW}	val/dm³	1,25
7	Ilość pracujących wymieniaczy	n	szt.	2
8	Stosunek średnicy do wysokości	x	-	1,40
9	Grubość wykładziny chemoodpornej	gw	m	0,005
10	Założona prędkość przepływu	vw	m/s	1,5

Spulchnianie jonitu				
11	Jednostkowa ilość wody spulchniającej	J_S	m³/m³ j.	2
12	Przyjęty czas spulchniania	t_S	min	5
13	Założona prędkość przepływu	v_S	m/s	1,5
14	Ekspansja złoża przy spulchnianiu	h_E	%	80
15	Rezerwa wysokości kolumny wymiennika	h_R	%	20
Regeneracja jonitu				
16	Równoważnik chemiczny	R_C	g/mol	58,5
17	Stężenie roztworu regenerującego	c_R	%	15
18	Gęstość roztworu regenerującego	f	kg/dm³	2,16
19	Zużycie środka regenerującego	Z_R	%	300
20	Przyjęty czas regeneracji	t_R	min	60
21	Założona prędkość przepływu	v_R	m/s	1,5
Płukanie jonitu				
22	Jednostkowa ilość wody płuczącej	J_P	m³/m³ j.	6
23	Przyjęty czas spulchniania	t_P	min	30
24	Założona prędkość przepływu	v_P	m/s	1,5

Ogólne parametry pracy wymienników (General parameters of running of exchangers)

Dane wyjściowe (Output data)

Lp	Nazwa	Symbol	Jednostka	Wartość
1	Teoretyczna ilość usuwanych jonów	W	val/cykl	2332,8
2	Wymagana objętość jonitu	V	m³	1,866
3	Średnica obliczeniowa złoża	D_1	m	1,185
4	Średnica rzeczywista złoża	D_{1rz}	m	1,2
5	Powierzchnia wewnętrzna złoża	F_1	m²	1,130
6	Powierzchnia rzeczywista wymiennika	F_{1RZ}	m²	1,112
7	Wysokość obliczeniowa złoża	h_1	m	0,857
8	Wysokość rzeczywista złoża	h_{1RZ}	m	0,86
9	Rzecz. stosunek średnicy do wysokości	x_{RZ}	-	1,4
10	Wymagana całkowita wysokość kolumny	h_C	m	1,72
11	Rzecz. objętość złoża jonowymiennego	V_{1RZ}	m³	0,956
12	Rzeczywista całkowita objętość jonitu	V_{RZ}	m³	1,912
13	Prędkość przepływu wody w złożu	v_1	m/h	16,19
14	Rzeczywiste obciążenie hydrauliczne	O_{hRZ}	m³/m³h	18,83
15	Rzeczywista robocza zdolność wymienna	W_{RZ}	val/cykl	2390,0
Galeria rur – przewód główny				
16	Średnica rzeczywista	d_{CW}	m	0,092
17	Średnica normatywna	d_{CWRZ}	m	0,090
18	Rzeczywista prędkość przepływu	v_{CW}	m/s	1,57
Galeria rur – przewód doprowadzający				
19	Średnica rzeczywista	d_{1W}	m	0,065
20	Średnica normatywna	d_{1WRZ}	m	0,070
21	Rzeczywista prędkość przepływu	v_{1W}	m/s	1,30

Spulchnianie jonitu (Leavening ionite)

Lp	Nazwa	Symbol	Jednostka	Wartość
1	Ilość wody do spulchniania jednego złoża	Q_{S1}	m³	1,912
2	Całkowita ilość wody do spulchniania	Q_S	m³	3,824
3	Wydatek wody do spulchniania	Q_{CS}	m³/h	45,888
Galeria rur – przewód główny				
4	Średnica rzeczywista	d_{CS}	m	0,104
5	Średnica normatywna	d_{CSRZ}	m	0,100
6	Rzeczywista prędkość przepływu	v_{CS}	m/s	1,62
Galeria rur – przewód doprowadzający				
7	Średnica rzeczywista	d_{1S}	m	0,073
8	Średnica normatywna	d_{1SRZ}	m	0,07
9	Rzeczywista prędkość przepływu	v_{1S}	m/s	1,66

Regeneracja jonitu (Regeneration of ionite)

Lp	Nazwa	Symbol	Jednostka	Wartość
1	Zapotrzebowanie teoretyczne	Z	kg	139,8
2	Ilość związku o zadanym nadmiarze	Z_N	kg	419,4
3	Teoretyczna objętość roztworu	Q_{RT}	m^3	0,431
4	Rzeczywista objętość roztworu	Q_{RRZ}	m^3	1,293
5	Wydatek roztworu regenerującego	Q_{CR}	m^3/h	1,293
Galeria rur – przewód główny				
6	Średnica rzeczywista	d_{CR}	m	0,018
7	Średnica normatywna	d_{CRRZ}	m	0,020
8	Rzeczywista prędkość przepływu	v_{CR}	m/s	1,14
Galeria rur – przewód doprowadzający				
9	Średnica rzeczywista	d_{1R}	m	0,012
10	Średnica normatywna	d_{1RRZ}	m	0,010
11	Rzeczywista prędkość przepływu	v_{1R}	m/s	2,29

Płukanie jonitu (Rinsing ionite)

Lp	Nazwa	Symbol	Jednostka	Wartość
1	Ilość wody do płukania jednego złoża	Q_{P1}	m^3	5,736
2	Całkowita ilość wody do płukania	Q_P	m^3	11,472
3	Wydatek wody do płukania	Q_{CP}	m^3/h	22,944
Galeria rur – przewód główny				
4	Średnica rzeczywista	d_{CP}	m	0,073
5	Średnica normatywna	d_{CPRZ}	m	0,070
6	Rzeczywista prędkość przepływu	v_{CP}	m/s	1,66
Galeria rur – przewód doprowadzający				
7	Średnica rzeczywista	d_{1P}	m	0,052
8	Średnica normatywna	d_{1PRZ}	m	0,050
9	Rzeczywista prędkość przepływu	v_{1P}	m/s	1,62

Podsumowanie

W przedstawionym w ramach niniejszego artykułu programie komputerowym „Jonit" została podjęta próba jednolitej i porównywalnej metody oceny parametrów użytkowych jonitów. Jest to temat ważny ze względów poznawczych, jak i perspektywy zjednoczenia Europy oraz z punktu widzenia potrzeb inżynierii środowiska. Stanowi pomocne narzędzie przy projektowaniu, eksploatacji oraz symulacji pracy kolumnowych wymieniaczy jonitowych. Aplikacja jest darmowa (freeware) i można ją pobrać ze strony internetowej http://www.wbiis.tu.koszalin.pl/jacek.

Literatura

[1] Anielak A.M., Piekarski J., *Komputerowe projektowanie wymienników jonitowych*, ZN 1996 nr 10, Politechnika Koszalińska.
[2] Anielak A.M., *Chemiczne i fizykochemiczne oczyszczanie ścieków*, PWN, Warszawa 2000.
[3] Bolto B.A., Pawłowski L., *Ion exchange for recycling of wastewater constituents*, w: *Wysokoefektywne metody oczyszczania ścieków i odnowa wody*, cz. II, Kraków 1985.
[4] Czmutow K.W., *Wymiana jonowa i jej zastosowanie*, PWN, Warszawa 1962.
[5] *Katalog wymienników jonitowych*, Łambinowicka Fabryka Maszyn CELPA, Zemak Łambinowice.
[6] Kowal A.L., Maćkiewicz J., Świderska-Bróż M., *Podstawy projektowe systemów oczyszczania wody*, Politechnika Wrocławska, Wrocław 1986.
[7] Kowal A.L., Świderska-Bróż M., *Oczyszczanie wody*, PWN, Warszawa-Wrocław 1996.
[8] Malej J., Janecki B., *Zastosowanie kolumnowej wymiany jonowej w procesie oczyszczania ścieków galwanicznych*, „Gaz, Woda i Technika Sanitarna" 1993 nr 11÷12.
[9] Malej J., *Zastosowanie kolumnowej wymiany jonowej w unieszkodliwianiu ścieków potrawiennych*, „Gaz, Woda i Technika Sanitarna" 1992 nr 4.
[10] Winnicki T., *Polimery czynne w inżynierii ochrony środowiska*, Arkady, Warszawa 1978.

COMPUTER DESIGN OF ION-EXCHANGE UNITS

Summary

The huge quantity of ionites is produced in the world, with constantly increasing tendency, and there is no uniform and comparable method of basic usage ionites parameters assessment. Therefore author's computer programme worked out for calculation of basic dimensions and exploitational analysis of the ion exchangers was created and its characteristics is presented. Programme usage, range of its applicability as well as an example are described. Presented programme is simple, contains auxiliary functions and procedures facilitating work.

Agnieszka Trębicka

PRAKTYCZNE ASPEKTY KOMPUTEROWEGO MODELOWANIA SIECI WODOCIĄGOWEJ BIAŁEGOSTOKU W PROCESIE MODERNIZACJI I ROZBUDOWY

Streszczenie

Przedstawiono metody badania działania sieci wodociągowej miasta Białegostoku uwzględniając czynnik czasu. Badania przeprowadzono w warunkach normalnej i awaryjnej eksploatacji, na podstawie matematycznego modelu poprzez jego numeryczną realizację.

Wstęp

W pracy przedstawiono metody badania działania sieci wodociągowej miasta Białegostoku w ramach oceny i zaproponowania lepszych rozwiązań rozbudowy sieci wodociągowej oraz ewentualnej modyfikacji na tle uaktualnionych perspektywicznych i kierunkowych potrzeb wodnych miasta wraz z uzasadnieniem ekonomicznym i oceną niezawodności układu sieci. W artykule wykorzystano przestrzenne rozmieszczenie obciążenia sieci i jej zmienność w czasie. Ponieważ uwzględnienia się czynnik czasu, w warunkach normalnej jak i awaryjnej eksploatacji sieci, na podstawie matematycznego modelu poprzez jego numeryczną realizację, metodę tę określa się **czasoprzestrzenną symulacją działania sieci wodociągowej.**

I. Schematyzacja sieci wodociągowej miasta Białegostoku i uzasadnienie badań

Przedstawiona sieć wodociągowa zasilana jest przez zespół pompowni P1 i P2 o różnych wartościach ciśnienia. Przy opracowywaniu modelu zastosowano opisany uprzednio schemat postępowania. Przeprowadzona schematyzacja sieci wskazała na konieczność zbudowania modelu o 108 węzłach i 153 odcinkach. Dla modelu zapotrzebowania uwzględniono jednostki strukturalne o zabudowie mieszkalnej i jednostki o funkcji przemysłowej. Dla każdej z nich ustalono strukturę użytkowników tzn. rodzaj zabudowy, standard wyposażenia sanitarnego, rodzaj i zmianowość przemysłu i odpowiednio do tego zdefiniowano katalogowe rozkłady godzinne.

Miasto Białystok jest jednostką strukturalną o znaczeniu usługowo-produkcyjnym dla terenu województwa podlaskiego. Aktualna liczba mieszkańców miasta wynosi około 287 500 osób. Na terenie miasta przeważa zabudowa wielorodzinna. Liczba mieszkańców w zabudowie wielorodzinnej wynosi około 75% ogólnej liczby mieszkańców miasta. Realizowane budynki mieszkalne posiadają wysokość od 4 do 11 kondygnacji, a budynki jednorodzinne od 2 do 3 kondygnacji. Realizowane budynki mieszkalne wyposażone są w pełne instalacje wodociągowo-kanalizacyjne. Zabudowa mieszkaniowa sprzed 1939 roku. uległa stopniowej modernizacji i likwidacji. Budynki są modernizowane wyposażane w pełne instalacje wodociągowo-kanalizacyjne. Rozwój zakładów i instalacji użyteczności publicznej oraz zakładów przemysłowych w okresie ostatniego 10-lecia uległ ograniczeniu.

Badania sieci wodociągowej Białegostoku mają na celu sformułowania nowych bardziej racjonalnych warunków eksploatacji (zmniejszenie wartości ciśnienia) oraz określenie sposobów rozbudowy i modernizacji sieci wodociągowej, a w szczególności określenia rozmieszczenia pojemności wyrównawczych i rezerw awaryjnych zbiorników.

2. Kształt modelu systemu dystrybucji wody (SDW)

Zasadniczymi elementami SDW są węzeł i odcinek, które mogą spełniać różne role w zależności od założonego reżimu pracy. Węzeł, jako jeden z najważniejszych elementów zapewnia pobór i zasilanie wody z SDW, a jego reżim pracy opisuje się następującym równaniem:

$$Q_W = a * f_1(T, h_W) + b * f_2(W_Z(T)) \qquad (1)$$

gdzie:

a, b – współczynniki przybierające wartość równą 0 lub 1 w zależności od przyjętego reżimu pracy węzła,
h_w – wysokość tłoczenia w węźle, m,

mgr inż. Agnieszka Trębicka, Politechnika Białostocka, Katedra Ochrony Środowiska

T – czas, sek.,
$W_z(T)$ – objętość napełnienia zbiornika, m^3.

Drugim zasadniczym elementem jest odcinek, który umożliwia przesył wody między węzłami. Opory ruchu mogą mieć charakter liniowy i miejscowy. Węzeł i odcinek mogą tworzyć dowolnie połączone układy sieciowe. Na uwagę zasługuje moment, kiedy każde obniżenie ciśnienia poniżej wymaganego powoduje ograniczenie lub nawet pozbawienie dostawy wody dla pewnej grupy użytkowników, którzy w odpowiednio zmniejszonym zakresie muszą uzupełnić swoje potrzeby przez pobranie wody z niżej położonych i jeszcze czynnych czerpalnych punktów.

Niezależnie od spełnianych funkcji podstawowym równaniem wiążącym ze sobą parametry hydrauliczne jest bilans dopływów do i-tego węzła, który przy uwzględnieniu równania (1) można opisać:

$$\sum_{j,k=1}^{N} (C_{oj} * (H_{wi} - H_{wk})) = Q_{wi} \qquad (2)$$

gdzie:

j – nr odcinka łączącego i-ty węzeł z węzłem k-tym,
N – liczba odcinków połączonych w i-tym węźle,
H – wysokość hydrauliczna, wysokość położenia zwierciadła wody, m n.p.m.,
C – przewodność hydrauliczna rurociągu, m^2/s.

3. Monitoring sieci wodociągowej Białegostoku

Przedmiotem zastosowania jest sieć wodociągowa miasta Białegostoku ograniczona do pompowni II-go stopnia, pompowni międzystrefowych, zbiorników wyrównawczych i układu rurociągów sieci. Tak określoną sieć wodociągową oznacza się jako **system dystrybucji wody (SDW)** [1]. W zakres opracowania wchodzi siec magistralna ∅ 300-1000 mm z fragmentami sieci rozbiorczej ∅ 200-250 mm. Głównym źródłem dla miasta jest rzeka Supraśl. Woda jest ujmowana za pomocą dwóch ujęć wody. Jednym z nich jest ujęcie wody powierzchniowej z rzeki Supraśl, wspomagane wodami infiltracyjnymi, pochodzącymi również z tej rzeki. Drugie ujęcie wód podziemnych z pokładów czwartorzędowych znajduje się w Jurowcach, położonych w prawobrzeżnej części doliny rzeki Supraśl. Projektowana wydajność tego ujęcia wynosi 42 240 m^3/d, białostocka sieć wodociągowa pracuje jako system jednostrefowy. Całkowita długość wynosi 466,8 km, w tym przewody magistralne 42,9 km i przewody rozdzielcze 423,9 km. Zakłada się, iż docelowe ciśnienie wody na stacjach wodociągowych Pietrasze i Jurowce reguluje się w zależności od ciśnienia występującego w sieci wodociągowej. Potrzebna wysokość ciśnienia wody w sieci wodociągowej dla zabudowy mieszkaniowej wynosi:

- zabudowa do trzech kondygnacji nadziemnych Hg = 16m
- zabudowa do czterech kondygnacji nadziemnych Hg = 20 m
- zabudowa do pięciu kondygnacji nadziemnych Hg = 24 m.

4. Weryfikacja Modelu SDW białostockiej sieci wodociągowej i zasady jego przygotowana

Celem umożliwienia funkcjonowania modelu SDW mógł funkcjonować przeprowadzono schematyzację przestrzennego położenia węzłów i połączeń rurociągów, a następnie zdefiniowano ich parametry. Kolejno określone zostały wysokości położenia węzłów oraz wartości długości średnic, współczynnik chropowatości bezwzględnej i współczynnik strat lokalnych rurociągów. Dokonano też ustalenia wielkości współczynnika chropowatości, gdzie wymagane były specjalistyczne badania na wyszczególnionych rurociągach o zróżnicowanej wartości średnicy i czasu trwania eksploatacji. Dla każdego węzła konieczne też było, określenie wartości dobowego poboru wody i obowiązującego godzinnego rozkładu z podziałem na dyskretne odcinki czasowe. Obliczenia przeprowadza się dla dowolnego fragmentu lub dla całej doby, przy jej podziale na etapy. Wielkość poboru wody dla każdego kroku czasowego jest obliczana indywidualnie dla każdego węzła, na podstawie zadanej wielkości dobowego zapotrzebowania godzinnego rozkładu poboru wody i czynnika redukcyjnego uwzględniającego wpływ niedoboru ciśnienia w stosunku do wymaganej jego wartości.

5. Zaopatrzenie miasta Białegostoku w wodę

Miasto Białystok zaopatrywane jest w wodę z dwóch podstawowych źródeł:

- ujęcie wody w Jurowcach ze stacją uzdatniania wody i pompownią II stopnia zlokalizowaną przy ul. 1000-lecia P.P.
- ujęcie wody w Wasilkowie ze stacjami uzdatniania wody w Wasilkowie i Pietraszach oraz pompownią wody II-stopnia w Pietraszach.

Średniodobowe zużycie wody w 1999 roku bez strat w sieci wodociągowej wyniosło 48389 m^3/d, w tym:

- zabudowa mieszkaniowa jednorodzinna 5635m^3/d,
- zabudowa wielorodzinna 27596 m^3/d,
- zakłady i instytucje użyteczności publicznej 8 639 m^3/d,
- zakłady produkcyjne 6519 m^3/d.

Straty wody w sieci wodociągowej wyniosły około 5 806 m^3/d.

Struktura zużycia wody przedstawia się następująco:
- zabudowa mieszkaniowa 68,67%,
- zakłady i instytucje użyteczności publicznej 17,85%,
- zakłady produkcyjne 13,48%.

Straty wody w sieci wodociągowej – 12% ogólnego zużycia.

Relacje zużycia wody w zabudowie mieszkaniowej przedstawiają się następująco:
- zabudowa jednorodzinna – 16,96%,
- zabudowa wielorodzinna – 83,04%.
- Z wodociągu korzysta około 282 750 osób mieszkańców miasta co stanowi 98%.

Część zakładów użyteczności publicznej i zakładów produkcyjnych korzysta z własnych ujęć wody.

Średnie zużycie wody przypadające na jednego mieszkańca miasta wynosi 168 l/ m^2 w tym:
- w zabudowie mieszkaniowej – 116 l/m^2,
- zakłady użyteczności publicznej – 30 l/m^2,
- zakłady produkcyjne – 22 l/m^2,

Straty wody w sieci wodociągowej – 20 l/m^2.

Łączna długość sieci wodociągowej wynosi ponad 400 km, w tym sieci magistralnej o przekrojach ∅ 300-1000 m około 70 km.

6. Charakterystyka wydajności pompowni

Pompownie miasta zlokalizowane są w Pietraszach i Jurowcach. Opisu ich dokonuje się za pomocą numeru węzła lokalizującego jej położenie, charakterystyki wydajności wraz z wielkościami ograniczającymi jej zakres. Dla każdej pompowni podaje się numer węzła strefy dolnej, węzła strefy górnej, współczynniki wielomianu (A, B,C, D) opisującego charakterystykę wydajności według relacji:

$$Q = (A + h \times (B + h \times (C + D \times h))) \times Np. \quad (3)$$

gdzie:

h – oznacza wysokość tłoczenia (przy przepompowni jako różnica wysokości hydraulicznej w węźle wody dolnej i górnej, przy pompowni różnica wysokości hydraulicznej w węźle wody górnej i jego wysokości położenia), m,

Q – wydajność 1 jednostki pompowej w m^3/s,

Np. – liczba pracujących jednostek pompowych. Relacja (2) może być uproszczona w zależności od potrzeb do postaci:

$$Q = (A + B \times h) \times Np. \quad (4)$$

lub

$$Q = A \times Np. \quad (5)$$

Relacja (3) podaje charakterystykę opisaną za pomocą odcinka prostej, a relacja (4) podaje wartość wydajności niezależnie od wartości różnicy wysokości hydraulicznej.

Dla każdej pompowni podaje się zakres ważności charakterystyki w postaci minimalnej (hmin) i maksymalnej (hmax) wartości różnicy wysokości hydraulicznej.

Podczas deklarowania wartości średnic odcinków można dla nich zadać wartości zerowe. W tym przypadku program podczas obliczania dla warunków zasilania obowiązujących w pierwszym przypadku eksploatacyjnym program przeprowadzi dobór wartości średnic w oparciu o kryterium określone przez wzór na objętość przepływu na odcinku

$$Q = 1.028 \times D^{2..346} \quad (6)$$

Literatura

[1] Siwoń Z., *Stochastyczne modelowanie zużycia wody i prognozowanie zaopatrzenia na wodę w miastach,* Prace Naukowe IIOŚ Politechniki Wrocławskiej nr 56, Wrocław 1986.

[2] Stanicki T., *Poliooptymalizacja systemów zaopatrzenia w wodę wspomagana komputerowo*, Polwod 78, PZITS, Łódź 1987.

[3] Tiukało A., *Symulacja systemów zaopatrzenia budynków w wodę – podstawy i zastosowanie*, Prace Naukowe IIChiUC Politechniki Wrocławskiej nr 49, Wrocław 1987.

[4] Walski T., *Analysis of Water Distribution Systems*, VNR, New York 1987.

[5] Knapik K., *Czasoprzestrzenna symulacja działania systemu dystrybucji wody*, Politechnika Krakowska, Kraków 1989.

[6] *Program PASC33. Instrukcja eksploatacji programu obliczania sieci wodociągowych dla minikomputerów zgodnych z JBM PC*, opr.K. Knapik, maszynopis, Politechnika Krakowska, Kraków 1987.

[7] *Program ISYDYW (wersja 3.2). Opis użytkowania i opis programu informacyjno-obliczeniowego systemy dystrybucji wody, opr.*, K. Knapik, maszynopis, Politechnika Krakowska, Kraków 1996.

THE PRACTICAL COMPUTER MODELLING ASPECTS OF BIAŁYSTOK NET WATER IN MODERNIZATION AND DEVELOPMENT PROCESS

Summary

In paper there is present of study function Białystok net water take into account time factor. The study make in normal and accident requirement exploitation on the basis of mathematical model and it numeric realization.

Praca finansowana z pracy statutowej S/IIŚ/22/01.

Katarzyna Ignatowicz
Joanna Struk-Sokołowska

WPŁYW ZANIECZYSZCZEŃ PESTYCYDOWYCH NIESIONYCH Z WODAMI RZEKI SUPRAŚLI NA ICH ILOŚĆ W WODACH RZEKI NAREW

Streszczenie

Najczęściej i w największych ilościach wykrywane są następujące związki: lindan, nie stosowany od wielu lat DDT, symazyna, atrazyna, chlorofenwinfos i fenitrotion. O obecności pestycydów w wodach powierzchniowych na terenie Żuław Wiślanych wielokrotnie pisała Żelechowska i Makowski. Badania własne potwierdziły obecność herbicydów fenoksyoctowych w wodach powierzchniowych Podlasia. Niniejszy referat prezentuje stężenia herbicydów fenoksyoctowych w rzece Supraśli i Narwi. Okres badawczy obejmował rok, tj. od marca do grudnia 2000 roku. Oznaczenia analityczne wykonywane były techniką chromatograficzną cieczową HPLC oraz cienkowarstwową TLC.

1. Charakterystyka rzeki Narwi

Narew jest prawym dopływem Wisły o długości 484 km. Zlewnia rzeki obejmuje obszar 75175,2 km^2. Jest to typowa rzeka nizinna. Warunki środowiskowe na obrzeżach rzeki są wyraźnie uzależnione od położenia względem nurtu. Przy wymywanym brzegu prędkość przepływu wody, a co za tym idzie jej dynamiczne oddziaływanie jest bardzo silne. Także natlenienie wody i podłoża jest zbliżone do występującego w głównym nurcie. Dodatkowo wymywany brzeg dostarcza znacznej ilości różnych substancji nieorganicznych i organicznych wpadających do wody. Przy brzegu akumulacyjnym zwykle występują płycizny o znacznie spowolnionym przepływie. Na odcinkach pośrednich obrzeża rzeki są urozmaicone, często występują wiry i prądy wsteczne lub zastoiska przybrzeżne. W zastoiskach mogą pojawiać się w osadach okresowe niedobory tlenu [1,6,8,11,14,17].

Zlewnię górnej Narwi stanowią tereny stosunkowo słabo uprzemysłowione o charakterze typowo rolniczym oraz duże obszary leśne (rysunek1) [14]. Przewaga obszarów rolniczych szczególnie jest widoczna w części zlewni w granicach województwa mazowieckiego, zaś obszarów leśnych w granicach województwa podlaskiego. Krajobraz zlewni wzbogacają liczne rzeki i jeziora. Obszar jest stosunkowo słabo uprzemysłowiony, znajdujące się w zlewni zakłady przemysłowe bazują głownie na surowcach pochodzenia rolniczego i są to: cukrownie, rzeźnie, mleczarnie, przetwórnie owocowo-warzywne. Z innych gałęzi przemysłu na terenie zlewni znajdują się zakłady przemysłu lekkiego i drzewnego, jednak dominujące znaczenie ma przemysł rolno-spożywczy. Głównymi źródłami zanieczyszczeń urbanistycznych Narwi na terenie województwa podlaskiego są Białystok i Łomża.

Na podstawie danych literaturowych stwierdzono, że większość (53,1%) azotu dostającego się do Narwi pochodzi ze źródeł obszarowych, w tym w większości z rolnictwa. Zjawisko to zdecydowanie nasila się wzdłuż biegu rzeki, gdzie udział terenów rolniczych jeszcze wzrasta. Można więc sądzić, iż podobnie kształtuje się emisja środków ochrony roślin [14].

Warunki hydrologiczne w dorzeczu Narwi są typowe dla rzek nizinnych. Charakteryzują się one wezbraniem wiosennym, powstającym w wyniku topnienia śniegu oraz dość wyrównanym odpływem letnim, wezbrania letnie występują sporadycznie. Opady przybierają wartości zbliżone, a wielkość odpływu – nieco niższe od wartości charakteryzujących zlewnię Wisły Środkowej. Charakterystyczne przepływy rzeki Narwi podano w tabeli 1.

2. Charakterystyka rzeki Supraśl

Rzeka Supraśl stanowi źródło zaopatrzenia w wodę pitną aglomeracji białostockiej. Jej zlewnia objęta jest pośrednią strefą ochronną. Supraśl, o długości 93,8 km i powierzchni zlewni 1844,4 km^2, jest prawobrzeżnym dopływem Narwi. Źródła rzeki wypływają na północ od wsi Topolany i toczą się dalej przez rozległe torfowisko. Kierunek biegu rzeki należy do jednego z dwóch podstawowych kierunków biegu rzek regionu północno-wschodniego i można go określić: ze wschodu na zachód. Dorzecze Supraśli jest wyraźnie asymetryczne, gdyż dopływy prawobrzeżne odwadniają obszar z powierzchni 1062,6 km^2, podczas gdy dopływy lewobrzeżne tylko 442,2 km^2. Rzeka przyjmuje 18 dopływów, z czego 11 jest prawobrzeżnych, a lewobrzeżnych tylko 7.

dr inż. Katarzyna Ignatowicz, Politechnika Białostocka, Katedra Technologii Wody, Ścieków i Osadów; mgr inż. Joanna Struk-Sokołowska, Politechnika Białostocka, Katedra Badań Technologicznych

Tabela 1. Charakterystyczne przepływy rzeki Narew

Wodowskaz	Km	A	Przepływy (m^3/s)						Stany wody		
		(km^2)	w okresie	WWQ	SWQ	SSQ	SNQ	NNQ	w okresie	WWW	NNW
Bondary	431,7	1049,7	1964-90	85,9	33,8	5,72	1,24	0,27	1963-90	369	141
Narew	410,0	1978,0	1951-90	153,0	57,6	9,81	2,12	0,95	1928-90	227	-8
Suraż	355,3	3376,5	1951-90	250,00	84,30	15,50	3,52	1,52	1948-90	407	74
Tykocin	261,7	7180,6	1951-90	524,00	149,00	33,30	9,89	5,40	1925-90	514	138
Wizna	245,9	14307,7	1951-90	992,00	280,00	67,90	22,70	11,20	1921-90	577	133
Łomża	203,6	15296,5	1951-90	1040,00	296,00	74,30	25,20	13,30	1921-90	580	68

Oznaczenia:
km – kilometr biegu rzeki
A – pow. zlewni (km^2)
WWQ – największy przepływ zaobserwowany w danym okresie
SWQ – wartość średnia z największych przepływów rocznych zaobserwowanych w danym okresie
SSQ – średni przepływ w danym okresie
SNQ – średni przepływ z najmniejszych przepływów rocznych zaobserwowanych w danym okresie
NNQ – najmniejszy przepływ zaobserwowany w danym okresie
WWW – najwyższy stan wody zaobserwowany w danym okresie
NNW – najniższy stan wody zaobserwowany w danym okresie
Źródło: [14].

Rzeka do lat siedemdziesiątych charakteryzowała się brakiem gwałtownych wezbrań powodziowych, a w późniejszych latach takie wezbrania notuje się coraz częściej, szczególnie w dolnym biegu rzeki. Wiąże się to prawdopodobnie z coraz szerszym zakresem prac melioracyjnych i drenarskich w zlewni rzeki. W ten sposób niszcząc naturalną retencję środowiska skraca się cykl obiegu wody w przyrodzie, przyspieszając jednocześnie odprowadzanie jej do doliny rzeki. Torf wypełnia przede wszystkim szerokie odcinki doliny Supraśli dolnej i górnej. Na odcinku Supraśli środkowej (węższej i głębszej) następowała w większym stopniu akumulacja utworów piaszczystych. Natomiast stopień zatorfienia jest tu mniejszy. Dominującym typem gleb na terenie zlewni rzeki Supraśl są gleby bielicowe oraz gleby rdzawe wytworzone z piasków słabogliniastych, gliniastych i piasków luźnych [7,8,11,17].

3. Metodyka badawcza

Prowadzony monitoring obejmował jedenaście punktów kontrolnych – sześć usytuowanych na rzece Narwi oraz pięć na rzece Supraśli. W pracy zostaną podane średnie wyniki uzyskane podczas badań wody Supraśli na odcinku od źródeł do Złotorii, a także wody Narew na odcinku Zbiornik Siemianówka-Złotoria (Narew I) oraz Złotoria – Łomża (Narew II). W ten sposób można stwierdzić, czy zanieczyszczenia agrochemiczne – pestycydy niesione wodami rzeki Supraśl mają wpływ na ich stężenie w wodach rzeki Narew. Punkt w Złotorii jest miejscem łączenia się obu rzek.

Badania wody wykonywane były także celem określenia wahań składu fizyczno-chemicznego wody rzeki Narew i Supraśli, stanu ich czystości, stwierdzenia obecności substancji szkodliwych – pestycydów, a przede wszystkim określenia wpływu zanieczyszczeń obszarowych rzeki Supraśl na rzekę Narew. W niniejszej pracy przede wszystkim zbadano stężenia jednych z najczęściej stosowanych herbicydów – kwasów fenoksyoctowych. Analizę tę wykonywano dwojako [9,10,12,13,15]:

- Metodą chromatografii cienkowarstwowej TLC wg PN-73/C-04608/09,10. Oznaczenie to prowadzono na płytkach pokrytych żelem krzemionkowym 60 F 254; chromatogramy rozwijano w mieszaninie benzen: kwas octowy: eter naftowy w stosunku 5:2:13 i wywoływano w świetle UV. Rozwijanie chromatogramów zachodziło w poziomych komorach DS-II-20X20 firmy CHROMDES z Lublina,
- Metodą chromatografii cieczowej HPLC według Di Corcia i Marchetti (1992, Environ. Sci. & Technol. 26, 66-74). Po elucji i zatężeniu ekstraktu kwasy fenoksyoctowe oznaczano techniką wysokociśnieniowej chromatografii cieczowej w układzie faz odwróconych. Warunki chromatografowania były następujące: detektor PDA-UV, długość fali 230 nm, kolumna Alltima C18, 150×4,6 mm, 5 µm, fazy ruchome A i B: mieszanina 0,17% kwasu ortofosforowego, metanolu i acetonitrylu o czystości HPLC, nastrzyk 100 µl, przepływ fazy ruchomej 1 cm^3/min, czas rozwijania chromatogramu wynosił 40 minut.

Analizą objęto okres od marca do grudnia 2000 roku. Próbki pobierano z częstotliwością raz w miesiącu, w stałych odstępach czasowych między 15 a 20 dniem każdego miesiąca. Minimalna częstotliwość poboru próbek przy monitorowaniu zanieczyszczeń pestycydowych wód ujmowanych do picia w celu ustalenia aktualnego stężenia oraz zmian sezonowych wynosi cztery razy w roku z zaznaczeniem monitorowania w okresie stosowania oraz silnych opadów [2-5,16]. Założony pobór raz w miesiącu był wystarczający. W styczniu i lutym wody rzek pokryte były pokrywą lodową, która uniemożliwiła pobór prób. Wszystkie niezbędne czynności wykonywano zgodnie z obowiązującą metodyką badawczą. Próbki wody pobierane były do szklanych pojemników i przewożone w ciemnych skrzynkach.

Tabela 2. Ocena wiarygodności i parametry statystyczne metody HPLC

Substancja biologicznie czynna	Poziom fortyfikacji (µg/l)	N	Odzysk średni (%)	Wykrywalność (µg/l)	Granica oznaczalności (µg/l)
2,4-D	1	4	87,1	1	1
2,4-D	14	4	94,9	0,5	1
MCPA	1	4	89,9	1	1
MCPA	12	4	95,4	0,5	1
MCPP	1	4	68,5	1	1
MCPP	14	4	94,6	0,5	1

Źródło: opracowanie własne.

Rysunek 1. Zagospodarowanie zlewni rzeki Narew [14].

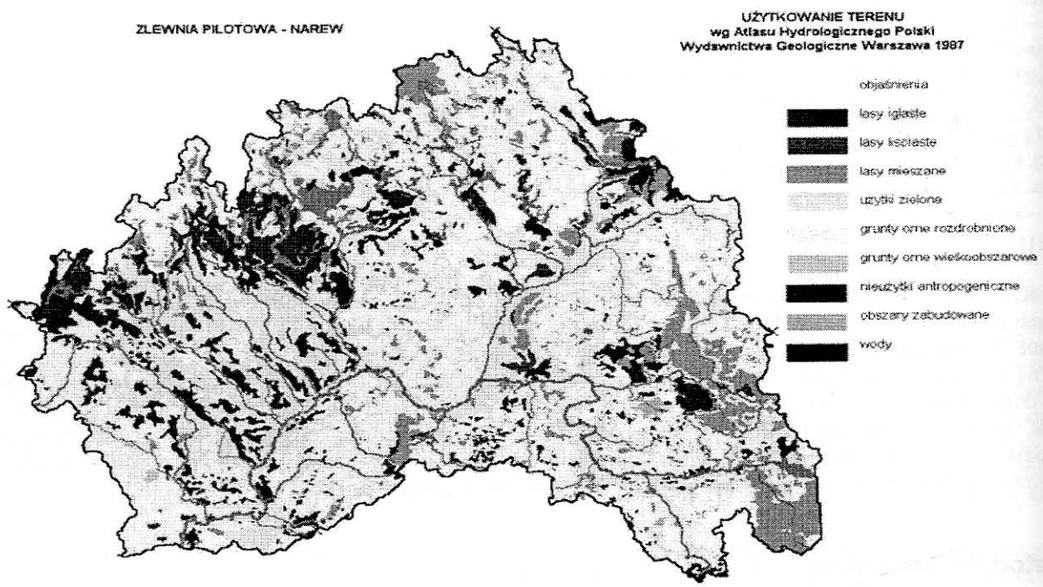


Tabela 3. Zawartość zanieczyszczeń pestycydowych w wodzie rzeki Supraśl

Pestycyd	Stężenie [µg/l]	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
MCPP	minimalne	10	45	30	0	100	120	0	0	0	0
	maksymalne	60	75	100	30	135	225	30	15	75	15
	średnie	29	63	60	18	113	159	15	9	33	3
MCPA	minimalne	0	30	20	0	60	80	0	0	0	0
	maksymalne	0	50	70	10	100	150	20	10	50	10
	średnie	0	42	42	2	77	106	10	6	26	2
2,4-D	minimalne	0	50	20	0	50	80	0	0	0	0
	maksymalne	0	80	70	0	100	150	20	10	50	0
	średnie	0	56	42	0	75	106	10	8	18	0

Źródło: opracowanie własne.

Tabela 4. Zawartość zanieczyszczeń pestycydowych w wodzie rzeki Narew przed dopływem Supraśli

Pestycyd	Stężenie [µg/l]	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
MCPP	minimalne	25	0	10	10	5	0	30	15	0	0
	maksymalne	40	75	20	15	45	75	45	45	120	0
	średnie	31,3	26,3	15	11,3	17,5	18,8	41,3	30	33,8	0
MCPA	minimalne	0	0	0	0	0	0	20	10	0	0
	maksymalne	0	0	0	0	20	50	30	30	75	0
	średnie	0	0	0	0	5	12,5	27,5	20	26,3	0
2,4-D	minimalne	0	0	0	0	0	0	20	10	0	0
	maksymalne	0	0	0	0	20	50	30	30	50	0
	średnie	0	0	0	0	5	12,5	27,5	20	20	0

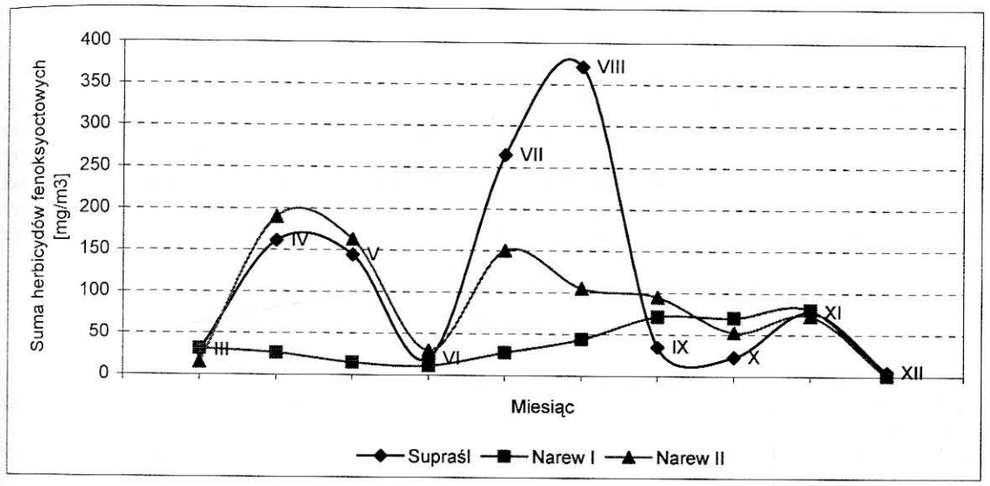
Źródło: opracowanie własne.

Tabela 5. Zawartość zanieczyszczeń pestycydowych w wodzie rzeki Narew po dopływie Supraśli

Pestycyd	Stężenie [µg/l]	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
MCPP	minimalne	0	130	75	30	45	45	35	15	30	0
	maksymalne	30	150	150	30	125	45	45	30	30	0
	średnie	15	140	112,5	30	85	45	40	22,5	30	0
MCPA	minimalne	0	0	0	0	15	30	25	10	20	0
	maksymalne	0	100	100	0	100	30	30	20	25	0
	średnie	0	50	50	0	57,5	30	27,5	15	22,5	0
2,4-D	minimalne	0	0	0	0	0	30	25	10	20	0
	maksymalne	0	0	0	0	15	30	30	20	20	0
	średnie	0	0	0	0	7,5	30	27,5	15	20	0

Źródło: opracowanie własne.

Rysunek 2. Zawartość sumy pestycydów fenoksyoctowych w badanych odcinkach rzek na przestrzeni roku badawczego



4. Dyskusja uzyskanych wyników

W prezentowanych badaniach szczególną uwagę zwrócono na występowanie w wodach rzeki Narew i Supraśl zanieczyszczeń obszarowych, do których należą między innymi herbicydy fenoksyoctowe. Na terenach rolniczych istotnym źródłem środków ochrony roślin są spływy powierzchniowe, czyli spływy z powierzchni terenu lub spod powierzchni terenu, które drobniutkimi strużkami w sposób rozproszony dopływają do zbiorników wodnych. Spływy te niosą ze sobą zanieczyszczenia obszarowe, do których należą duże ilości związków azotu, fosforu jako nawozy sztuczne oraz herbicydów fenoksyoctowych jako środki ochrony roślin. Obserwuje się wzrost strat tych substancji z pól podczas występowania deszczów nawalnych, jakie miały miejsce w miesiącach letnich 2000 roku.

Światowa organizacja Zdrowia (WHO), Unia Europejska (UE), a także obowiązująca obecnie norma polska jednoznacznie definiują dopuszczalne ilości środków ochrony roślin w wodach pitnych oraz w wodach naturalnych. Zalecenia Unii Europejskiej definiują dopuszczalne ilości pestycydów w wodach powierzchniowych na poziomie setnych, a nawet tysięcznych części µg/l. Dopuszczalne stężenia pestycydów w wodach powierzchniowych są na ogół niższe niż w wodzie wodociągowej. Wynika to z faktu, że organizmy wodne są najbardziej narażone na działanie pestycydów, gdyż stykają się z nimi cały czas i całą powierzchnią ciał, a także tworzą w tym samym środowisku wodnym łańcuchy troficzne [2,4,5,16].

Na podstawie przeprowadzonych analiz można stwierdzić, że stężenia herbicydów fenoksyoctowych wahały się w granicach 0-225 µg/l w Supraśli oraz 0-150 µg/l w Narwi (tabele 3-5). Najwyższe ilości tych związków zaobserwowano w miesiącach wiosenno-letnich. Związane jest to ze stosowaniem zabiegów agrotechnicznych oraz wymywaniem tych toksyn z gleb. Maksymalne stężenia kwasów fenoksyoctowych przypadły na lipiec i sierpień, gdyż lato 2000 roku należało do wyjątkowo mokrych, zimnych i deszczowych. Nawalne deszcze przyspieszają ługowanie z gleb terenów rolniczych zastosowanych herbicydów, zaś niska temperatura spowalnia szybkość reakcji rozkładu oraz aktywność mikroorganizmów biorących udział w biodegradacji środków ochrony roślin w glebie oraz w wodzie. Tezę tę potwierdza spadek ilości tych substancji we wrześniu i październiku. Oba te miesiące w 2000 roku były bardzo pogodne, temperatura powietrza dochodziła do 20°C a opadów deszczu prawie nie notowano. Temperatura badanych

wód sięgała nawet 15,6°C. W związku z tym nastąpił wzrost aktywności mikroflory rozkładającej herbicydy. Podczas całego okresu badawczego w rzece Supraśli wielokrotnie stwierdzono wyższe ilości pestycydów niż w Narwi. Na rysunku 2 przedstawiono zmiany stężeń sumy herbicydów fenoksyoctowych w rzece Supraśl i Narew na przestrzeni roku badawczego. Podczas całego okresu analiz, za wyjątkiem września i października, w Supraśli ilość pestycydów była wielokrotnie większa niż w Narwi na odcinku od Siemianówki do Złotorii. W sezonie wiosennym (kwiecień-maj) stwierdzono istotny wpływ zanieczyszczeń obszarowych niesionych wodami Supraśli na stan czystości Narwi. Po połączeniu obu rzek nastąpił wzrost stężeń herbicydów fenoksyoctowych w rzece Narew. W okresie od czerwca do września mimo wielokrotnie wyższych ilości pestycydów w Supraśli nie nastąpiło znaczne zwiększenie ich stężenia w Narwi II. Natomiast od września do grudnia w Supraśli występowały nawet mniejsze ilości herbicydów fenoksyoctowych niż w rzece Narwi. Wynika stąd, że Supraśl płynąc przez tereny rolnicze odbiera większy ładunek zanieczyszczeń pestycydów w przeliczeniu na objętość płynącej wody niż Narew w okresie wiosennym. Prawdopodobnie środki ochrony roślin są tu stosowane masowo w tym czasie. Zauważono negatywny wpływ tych substancji na rzekę Narew, która po przyjęciu wód Supraśli podwyższa stężenia herbicydów. Fakt ten można tłumaczyć nie tylko dużym ładunkiem pestycydów niesionym wodami Supraśli, ale także zwiększeniem powierzchni zlewni Narwi, która w okolicach Suraża wynosi A = 3376,5 km^2, Tykocina (okolice Złotorii) A = 7180,6 km^2, zaś już w Łomży A = 15296,5 km^2. Związany jest z tym faktem większy dopływ ładunku zanieczyszczeń z terenu zlewni Narwi. Na obszarze tym wzrasta także udział użytków rolnych [14].

Podsumowanie

Wykonane badania składu fizyczno-chemicznego wody rzek Narew i Supraśl potwierdziły w nich obecność najpopularniejszych w rolnictwie środków ochrony roślin z grupy fenoksykwasów, a także umożliwiły stwierdzenie rodzaju wpływu zanieczyszczeń obszarowych rzeki Supraśl na rzekę Narew. Rzeka Supraśl wykazuje negatywny wpływ na stan zanieczyszczenia pestycydami rzeki Narew. Najważniejszym jednak spostrzeżeniem jest fakt występowania w wodach powierzchniowych ujmowanych do picia znacznych ilości (0-225 µg/l) środków ochrony roślin, które w świetle nowej ustawy o jakości wody przeznaczonej do picia niepodważalnie należy usuwać w procesach uzdatniania.

Literatura

[1] Anoszko M., Modzelewski R., Żegalska E., *Biebrza i Narew*, Łomża 1998.
[2] Dyrektywa 75/440/EWG z 16 czerwca 1975 roku dotycząca wymaganej jakości wód powierzchniowych przeznaczonych do pobierania wody pitnej.
[3] Dyrektywa 79/869/EWG z 9 października 1979 roku dotycząca metod poboru i częstotliwości pobierania próbek oraz analizy wód powierzchniowych przeznaczonych do pobierania wody pitnej.
[4] Dyrektywa 86/280/EWG z 12 czerwca 1986 roku w sprawie wartości dopuszczalnych dla ścieków i wskaźników jakości wód w odniesieniu do zrzutów niektórych niebezpiecznych substancji objętych wykazem I załącznika do dyrektywy 76/464/EWG.
[5] Dyrektywa 98/83/EEC z 3 listopada 1998 roku dotycząca jakości wody przeznaczonej do spożycia przez ludzi.
[6] Halicki S.: *Polska Amazoni,*.Białystok-Choroszcz 2000.
[7] Ignatowicz-Owsieniuk K., *Wpływ zanieczyszczeń obszarowych wody rzeki Czarnej na wodę rzeki Supraśl,* Rocznik Ochrona Środowiska, t. 3, Koszalin 2001.
[8] Ignatowicz-Owsieniuk K, Skoczko I., *Dependence.*
[9] Jolly P.K., Ellis J.C., *Monitoring Requirements for Estimating Pollutant Loads in Rivers.* WRC Environment, Medmenham Laboratory 1989 s. 16.
[10] Kędzierzawski M., *Stan czystości wód powierzchniowych obszaru Zielonych Płuc Polski,* Białystok 1998.
[11] *Manual of Pesticide Residue Analysis. Pesticides Commission.* DFG Deutsche Forschungsgemeinschaft 1987 v. I-II.
[12] Nawrocki J., *Wybrane metody zatężania mikrozanieczyszczeń organicznych,* w: *Związki organiczne w środowisku i metody ich oznaczania,* Biblioteka Monitoringu Środowiska, Warszawa 1994.
[13] *Plan gospodarowania wodą w zlewni rzeki Narew (od granicy państwa do Pułtuska),* Materiały Regionalnego Zarządu Gospodarki Wodnej w Warszawie, Warszawa 2001.
[14] Polska Norma PN-73/C-04608/09, *Woda i ścieki. Badania zawartości pestycydów. Oznaczanie 2,4-D; MCPA; mekopropu i dichloropropu metodą chromatografii cienkowarstwowej.*
[15] Rozporządzenie Ministra Zdrowia z dnia 4 września 2000 roku w sprawie warunków, jakim powinna odpowiadać woda do picia i na potrzeby gospodarcze, Dz.U. Nr 82, poz.937.
[16] *Stan czystości rzek województwa podlaskiego w 2002 roku,* Materiały WIOŚ Białystok 2003.
[17] Żelechowska A., Makowski Z., *Pestycydy w wodach rzek o zlewniach rolniczych zasilających Zatokę Gdańską,* „Gaz, Woda i Technika Sanitarna" 1990 nr 2-3.

EFFECT ON NAREW RIVER PURITY OF PESTICIDE POLLUTANTS IN SUPRAŚL RIVER

Summary

Soil contamination with pesticide is a serious problem. The following compounds are detected most often and in largest quantities: lindan, DDT, which has not been used for many years now, Simazine, Atrazine, Chlorfenvinphos and Fenitrothion. The presence of pesticides in surficial waters in the Zuławy Wiślane region has been described many times by Żelechowska and Makowski. Additionally, my own reserch confirmed the presence of pesticides in superficial waters in the Podlasie. This paper presents the results of determination of concentrations of phenoxyacetic herbicides in Supraśl and Narew rivers. The samples were collected over a period of one year, from March to December 2000. The analysis was carried out by reverse phase HPLC and TLC chromatography.

Monitoring prowadzono w ramach pracy własnej nr W/IIŚ/3/01.

Joanna Jeż-Walkowiak
Marek M. Sozański

BADANIA NAD PROCESEM UTLENIANIA I DEZYNFEKCJI Z UŻYCIEM CHLORU, OZONU I NADTLENKU WODORU W WYBRANYCH ZAKŁADACH UZDATNIANIA WODY

Streszczenie

W wielu stacjach uzdatnia wody w Polsce wystąpiła konieczność modernizacji tradycyjnych technologii uzdatniania, poprzez wprowadzenie chemicznego utleniania i minimalizację powstawania THM-ów. Działania te dotyczą głównie procesu wstępnego utleniania wód surowych z wysokim potencjałem tworzenia THM-ów. W niniejszej pracy zaprezentowane zostały wyniki badań nad procesem utleniania, prowadzonego z wykorzystaniem ozonu, H_2O_2 i chloru, w różnych wariantach technologicznych. Badania były prowadzone w dwóch zakładach uzdatniania wody powierzchniowej w Polsce. Podstawą wyboru utleniacza lub utleniaczy było kryterium minimalizacji powstawania THM-ów. Przedstawiono również wpływ czasu kontaktu i kolejności dawkowania utleniaczy na stężenie powstałych THM-ów. Wyniki badań potwierdziły, że istnieje możliwość znacznego zmniejszenia stężenia THM-ów powstałych w procesie utleniania wstępnego badanych wód powierzchniowych.

Wstęp

Efektywność procesu utleniania zależy od stosowanych utleniaczy i parametrów procesu. Pomimo znacznego postępu nauki, mechanizmy chemicznego utleniania nie zostały, jak dotąd, w pełni poznane. Wynika to z różnorodności substancji i mikroorganizmów obecnych w uzdatnianej wodzie, jak również ze złożoności zachodzących reakcji i procesów. Zastosowanie procesu utleniania chemicznego wymaga ustalenia dawki, rodzaju utleniacza i parametrów procesowych, a także sposobu kontroli efektów. W trakcie procesu utleniania obok głównych reakcji chemicznych zachodzą reakcje uboczne, trudne do zidentyfikowania, a posiadające znaczący wpływ na jakość wody uzdatnionej. Ilość reakcji ubocznych rośnie wraz ze wzrostem zanieczyszczenia wody uzdatnianej. Nieprawidłowo prowadzony proces utleniania prowadzi do powstania wielu toksycznych związków chemicznych. Przeprowadzone badania, zainicjowane wykryciem THM-ów w wodzie uzdatnionej, miały na celu poprawę efektów procesu utleniania wstępnego, ze szczególnym uwzględnieniem minimalizacji stężenia THM-ów.

I. Plan i metodyka eksperymentu

W procesie wstępnego utleniania z wykorzystaniem H_2O_2 w kombinacji z chlorem oraz ozonem można osiągnąć znaczne zmniejszenie potencjału powstawania THM-ów. Celem niniejszych badań było określenie efektywności H_2O_2 w procesie zmniejszania (bądź eliminacji) stężenia powstałych THM-ów. Sprawdzono również wpływ stosowania kombinacji utleniaczy (na przykład H_2O_2 +Cl_2, H_2O_2+O_3) oraz kolejności ich dawkowania na skuteczność procesu chemicznego utleniania. Badania prowadzono na dwóch stacjach uzdatniania wody: A i B. Badaniom w skali laboratoryjnej poddane zostały wody surowe, infiltracyjne i uzdatnione. Badania procesu ozonowania wody surowej i uzdatnionej były prowadzone na stacji A.

Dawka chloru została ustalona na podstawie zapotrzebowania na chlor, przy określonym czasie kontaktu. Czas kontaktu ustalono na podstawie retencji wody w systemie dystrybucji. Do procesu ozonowania wykorzystywano ozonator „LABO-LO" firmy Trailigaz. Parametry ozonowania określone były przez czas kontaktu i dawkę gwarantującą ozon pozostały na poziomie 0,2-0,4 mg/L po 10-minutowym czasie kontaktu.

Stosowana dawka H_2O_2 mieściła się w przedziale 0,5-10,0mg/L. Stężenie THM-ów badano metodą chromatografii gazowej. Badania mikrobiologiczne obejmowały oznaczenia liczby kolonii bakterii, indeksu coli i indeksu coli typu fekalnego.

dr inż. Joanna Jeż-Walkowiak, Politechnika Poznańska, Instytut Inżynierii Środowiska; prof. dr hab. inż. Marek M. Sozański, Politechnika Poznańska, Instytut Inżynierii Środowiska

2. Wyniki badań

Badane wody posiadały zasadowe pH, podwyższoną lub wysoką twardość, barwę oraz rozpuszczone związki organiczne. Wody te charakteryzowała znaczna zmienność składu. Zmienność ta dotyczyła, oprócz wymienionych wskaźników, także temperatury, a w przypadku stacji A, również tlenu, azotu, fosforu i chlorofilu a. W czasie eksperymentu woda surowa stacji A posiadała utlenialność od 10,7 do 15,5 mg O_2/L, a OWO od 16,3 do 21,8 mgC/L. Woda surowa stacji B posiadała utlenialność od 4,8 do 5,2 mgO_2/L, a OWO od 7,2 do 8,4 mgC/L. Po procesie infiltracji woda stacji B częściowo nabrała cech wody podziemnej, zmniejszając swój OWO i zwiększając stężenie żelaza i manganu. Jakość wód uzdatnionych A i B odpowiadała jakości określonej Polską Normą, obowiązującą w okresie badań.

2.1. Wyniki badań

Stacja A

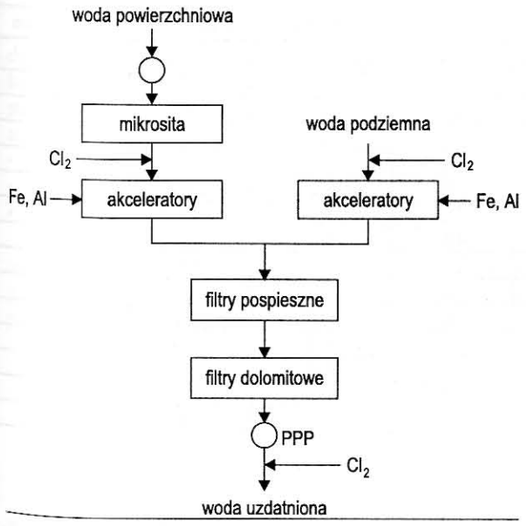
Badania prowadzono wiosną i latem. Wiosną temperatura wody była równa 12°C, a odczyn był równy 7,1pH. Latem temperatura wody była równa 21°C, a odczyn był równy 7,6 pH. Zapotrzebowanie na chlor latem było dwukrotnie wyższe niż wiosną. Maksymalne zapotrzebowanie na chlor wody ujmowanej wiosną wynosiło 7,0 mgCl_2/L. Przy takiej dawce chloru, po 1 godzinie kontaktu, stężenie THM-ów wyniosło 36,6 µgTHM/L, z przewagą chloroformu w ilości 28 µg$CHCl_3$/L. Po 24 godzinach kontaktu stężenia te wzrosły do 131,3µgTHM/L oraz 114,4 µg$CHCl_3$/L. W wyniku dawkowania chloru z H_2O_2 w ilości 1,0-10,0 mg/L, po jednej godzinie stężenie powstałych THM-ów było od 66 do 80% mniejsze (tj. 7,4-12,4 µgTHM/L, w tym 5,9-12,0 µg$CHCl_3$/L) niż przy użyciu samego chloru. W tym samym eksperymencie po 24 godzinach stężenie powstałych THM-ów było od 76 do 85% mniejsze (tj. 20,0-32,0 µgTHM/L i 19,0-26,0 µg$CHCl_3$/L). Zaobserwowano znaczny wpływ kolejności dawkowania utleniaczy na ilość powstałych THM-ów. Dla kombinacji 7 mgCl_2/L+5 mgH_2O_2/L, zmniejszenie stężenia THM-ów wynosiło 84,5% (20 µgTHM/L po 24h), a dla kombinacji 5 mgH_2O_2/L + 7 mgCl_2/L, zmniejszenie stężenia THM-ów wynosiło 97,7% (3 µgTHM/L).

Zapotrzebowanie na chlor latem wzrosło do 14,0 mg/L. Po zastosowaniu takiej dawki chloru stężenie THM-ów w wodzie wynosiło 170 µgTHM/L, w tym 142 µg$CHCl_3$/L. Po dawkowaniu chloru z H_2O_2 zaobserwowano po 24h kontaktu zmniejszenie stężenia THM-ów o 40-46% (tj. 90,0µgTHM/L, w tym 84 µg$CHCl_3$/L). Odwrotna kolejność dawkowania (5mgH_2O_2/L +14 mgCl_2/L) spowodowała zmniejszenie stężenia THM-ów o 84,3% (tj. 26,7 µgTHM/L, w tym 24 µg$CHCl_3$/L) po 24h kontaktu.

Latem zapotrzebowanie na chlor wody uzdatnionej wynosiło do 5,0mgCl_2/L. Chlorowanie z taką dawką powodowało powstanie 44,0µgTHM/L, w tym 25,6µg$CHCl_3$/L, po 24h. W wyniku dawkowania chloru z H_2O_2 w ilości 1,0-10,0mg/L wodzie powstało o 55,7% mniej THM-ów (tj. 19,5 µgTHM/L, w tym 11,0 µg$CHCl_3$/L) niż przy użyciu samego chloru. Odwrotna kolejność dawkowania (H_2O_2+Cl_2) spowodowała zmniejszenie stężenia THM-ów o 83,4% (tj. 7,3 µgTHM/L, w tym 5,9 µg$CHCl_3$/L).

Tabela 1. Technologia i efekty uzdatniania wody w zakładzie wodociągowym „A"

System uzdatniania:



PPP – Punkty poboru próbek wody do badań

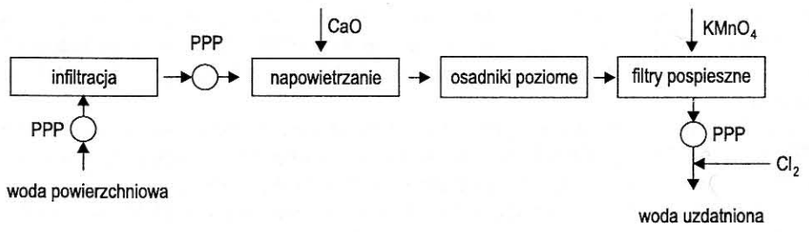
Jakość wody ujmowanej i uzdatnionej

Wskaźnik jakości wody	Jednostka	Wartości					
		minimalne	maksymalne	średnie	minimalne	maksymalne	średnie
		Woda ujmowana powierzchniowa			Woda uzdatniona		
Temperatura	°C	0,1	23,90	11,30	-	-	-
Barwa	mgPt/L	22,00	55,00	33,90	3,33	8,00	5,00
Zawiesina	mg/L	0,50	56,40	7,77	-	-	-
Sucha pozostałość	mg/L	338	584	431	396	622	480
Odczyn	pH	7,26	8,38	7,73	6,74	7,31	7,02
Twardość ogólna	mval/L	4,00	7,50	5,42	3,70	7,70	6,02
Zasadowość	mval/L	2,50	3,60	3,25	1,50	2,80	2,33
Utlenialność	mgO_2/L	6,20	23,40	10,06	2,50	4,50	3,60
ChZT	mgO_2/L	16,40	56,50	27,90	7,40	16,50	11,40
Azot amonowy	mgN/L	0,12	1,00	0,31	0,02	0,08	0,04
Azot azotanowy	mgO_2/L	0,118	2,75	0,690	0,10	1,84	0,65
Fosforany	$mgPO_4/L$	0,24	1,40	0,60	-	-	-
Chlorofil a	mg/L	0,50	159,00	27,25	-	-	-
Tlen rozpuszczony	mgO_2/L	0,20	11,80	6,00	8,00	14,30	11,10

Źródło: opracowanie własne.

Tabela 2. Technologia i efekty uzdatniania wody w zakładzie wodociągowym „B"

System uzdatniania:



PPP – Punkty poboru próbek wody do badań

Jakość wody ujmowanej i uzdatnionej

Wskaźnik jakości wody	Jednostka	Wartości:					
		minimalne	maksymalne	minimalne	maksymalne	minimalne	maksymalne
		Woda ujmowana		Woda po infiltracji		Woda uzdatniona	
Temperatura	°C	0,4	24	-	-	-	-
Barwa	mgPt/L	10	40	5	35	5	10
Mętność	mg/L	5	40	2	2	2	2
Zawiesina	mg/L	20	80	-	-	-	-
Sucha pozostałość	mg/L	357	507	375	522	375	522
Odczyn	pH	7,5	8,2	6,3	7,2	7,2	8,2
Twardość ogólna	mval/L	4,0	4,5	4,8	5,8	4,8	5,9
Zasadowość	mval/L	1,8	2,6	2,3	3	2,3	3,0
Utlenialność	mgO_2/L	2,1	6,0	1,6	4,0	1,5	3,0
Żelazo	mgFe/L	0,05	0,43	1,43	9,50	0,00	0,05
Mangan	mgMn/L	0,02	0,75	0,85	5,00	0,00	0,08
Azot amonowy	mgN/L	0,0	0,5	0,0	0,14	0,0	0,08
Azot azotanowy	mgO_2/L	1,6	2,0	0,2	1,6	0,2	2,0
Tlen rozpuszczony	mgO_2/L	9,6	12,2	-	-	9,6	10,4

Źródło: opracowanie własne.

Zastosowanie procesu ozonowania wody surowej i uzdatnionej zminimalizowało powstawanie THM-ów, których stężenie nie przekraczało wówczas 1µgTHM/L. Identyczny skutek wywołało stosowanie ozonu wraz z H_2O_2. Powyższe wyniki otrzymano dawkując ozon w ilości 2,0-5,0 mgO_3/L. Ozon pozostały wynosił wówczas 0,2-0,4

mgO_3/L po czasie kontaktu 10 minut. Po ozonowaniu połączonym z chlorowaniem dawką do 5,0mgCl2/L obserwowano, po jednej godzinie, powstanie znacznych ilości THM-ów, tj. do 159 µgTHM/L, w tym 156,6 $\mu gCHCl_3/L$ w wodzie surowej oraz do 43 µgTHM/L, w tym 32,6 $\mu gCHCl_3/L$ w wodzie uzdatnionej. Dodatkowe dawkowanie H_2O_2 w ilości 1,0-10,0mg/L po ozonowaniu i przed chlorowaniem, powodowało znaczne, tj. 92% zmniejszenie stężenia powstałych THM-ów (tj. 12,4 µgTHM/L, w tym 11,8 $\mu gCHCl_3/L$) w wodzie surowej i 90% zmniejszenie stężenia powstałych THM-ów (czyli 4,0 µgTHM/L, w tym 3,3 $\mu gCHCl_3/L$) w wodzie uzdatnionej.

Stacja B

W czasie badań woda ujmowana wykazywała zapotrzebowanie na chlor równe 0,5-3,0$mgCl_2/L$. Po chlorowaniu stwierdzono, po jednej godzinie kontaktu, obecność w wodzie THM-ów w ilości 1,06-16,3µgTHM/L, w tym 0,77-12,76 $\mu gCHCl_3/L$. Po 24h stężenie THM-ów wzrosło do 2,9-32,0 µgTHM/L, w tym 2,4-27,1 $\mu gCHCl_3/L$.

Dawkowanie chloru z H_2O_2, powodowało znaczne zmniejszenie stężenia powstających THM-ów. Dawka 0,5-5,0 mg H_2O_2/L do chlorowanej wody powodowała zmniejszenie stężenia THM-ów do 4,5 µgTHM/L, w tym 3,9 µg $CHCl_3/L$. Po 24h kontaktu stężenie THM-ów wynosiło 5,4 µgTHM/L, w tym 4,4 $\mu gCHCl_3/L$.

Infiltracja spowodowała zmniejszenie zapotrzebowania na chlor oraz zmniejszenie potencjału powstawania THM-ów. Po zastosowaniu dawki chloru równej 0,1-0,2mg/L otrzymano tylko 0,03mg/L chloru pozostałego. Stężenie THM-ów po 24h wynosiło 2,65-3,7 µgTHM/L, w tym 0,77-1,18 $\mu gCHCl_3/L$. Dawka H_2O_2 w ilości 0,5mg/L, do chlorowanej wody, powodowała zmniejszenie stężenia powstających THM-ów do 1,4-1,7 µgTHM/L, w tym 0,5-0,8 $\mu gCHCl_3/L$.

Woda uzdatniona na stacji B posiadała niskie zapotrzebowanie na chlor (od 0,3 do 0,7 $mgCl_2/L$ w czasie eksperymentu), ze względu na niską zawartość OWO. Z tego powodu potencjał tworzenia THM-ów był również niski. Stężenie THM-ów w chlorowanej wodzie, po jednej godzinie wynosiło 4,3-6,3 µgTHM/L, w tym 1,5-3,6 $\mu gCHCl_3/L$. Po 24h stężenie to wzrosło do 7,8-17,2 µgTHM/L, w tym 3,77-10,0 $\mu gCHCl_3/L$. Jedna seria badań obejmowała długi czas kontaktu wody z chlorem, równy 20 dni. Czas ten odpowiadał czasowi retencji wody w systemie wodociągowym miasta B. Otrzymano następujące wyniki:

$$\frac{\Sigma THM\ (24h)}{\Sigma THM\ (1h)} : \frac{\Sigma THM\ (20\ dni)}{\Sigma THM\ (1h)} = 1,8:4,0$$

Oraz:

$$\frac{CHCl_3\ (24h)}{CHCl_3\ (1h)} : \frac{CHCl_3\ (20\ dni)}{CHCl_3\ (1h)} = 2,4:6,0$$

Dawka H_2O_2 w ilości 0,5-5,0mg/L, do chlorowanej wody, powodowała zmniejszenie stężenia powstających po jednej godzinie THM-ów do 2,3-5,2 µgTHM/L, w tym 2,1-2,4 $\mu gCHCl_3/L$. Po 24h kontaktu stężenie THM-ów wynosiło 3,6-6,5 µgTHM/L, w tym 2,7-3,6 $\mu gCHCl_3/L$.

2.2. Badania mikrobiologiczne

Badania mikrobiologiczne prowadzone były na obu stacjach A i B i obejmowały wodę uzdatnioną. Do dezynfekcji używano chloru i H_2O_2. Dawki chloru zapewniały chlor pozostały na poziomie 0,5mg/L po 30 minutach kontaktu. H_2O_2 było dawkowane w ilości 2,0-20,0mg/L przed chlorem. Wraz ze wzrostem dawki H_2O_2 początkowe stężenie chloru było zmniejszane o 50% i 25%. Efekty procesu dezynfekcji były oceniane na podstawie następujących analiz:

- liczby kolonii bakterii na agarze po 24h w 37°C w 1ml wody,
- liczby kolonii bakterii na agarze po 72h w 20°C w 1ml wody,
- indeksu bakterii coli typu fekalnego.

Wyniki badań są przedstawione w tabeli 3. Wskazują one na obniżone efekty dezynfekcji podczas równoczesnego dawkowania H_2O_2 i chloru w stosunku do dawkowania samego chloru. Dotyczy to szczególnie stacji A, gdzie stężenie OWO było wyższe. Zmniejszenie dawki chloru przy równoczesnym wzroście dawki H_2O_2 powodowało pogorszenie, mierzonego indeksem coli typu fekalnego, efektu dezynfekcji.

Tabela 3. Wyniki testów bakteriologicznych wód uzdatnionych

Stacja	Reagenty		Liczba kolonii bakterii na agarze:		Indeks coli typu fekalnego
	H2O2* mg/L	CL2** mg/L	po 24 h w temp. 37°C	po 72 h w temp. 20°C	
A	0	0.5	0	0	0
	1.0	0.5	0	2	0
	10.0	0.5	0	2	0
	0	0.25	0	7	0
	2.0	0.25	0	15	3
	20.0	0.25	0	4	10
B	0	0.5	0	0	0
	1.0	0.5	0	0	0
	10.0	0.5	0	2	0
	0	0.25	0	0	0
	2.0	0.25	0	1	0
	20.0	0.25	0	1	0

* Dawka H_2O_2; ** Cl_2 pozostały po 30 minutach kontaktu.

Źródło: opracowanie własne.

Podsumowanie

Poznawanie reakcji i produktów ubocznych procesu utleniania chemicznego zmusza technologów do prawidłowego wyboru dawki i utleniaczy stosowanych w technologii uzdatniania wód. Interesujące wyniki można otrzymać stosując nadtlenek wodoru w procesach utleniania chemicznego. Dawkowanie tego utleniacza razem z innymi (chlorem, ozonem) może prowadzić do zwiększenia efektów utleniania, szczególnie przez zmniejszenie stężenia powstających THM-ów i innych produktów ubocznych. Z tego powodu warto rozważyć, w przypadku konieczności modernizacji technologii uzdatniania, dawkowanie H_2O_2 razem z ozonem, chlorem lub promieniami UV.

Za stosowaniem nadtlenku wodoru w procesach chemicznego utleniania wód powierzchniowych przemawia znaczne zmniejszenie stężenia powstających w wodzie THM-ów. Świadczą o tym wyniki badań przedstawione w niniejszej pracy. Badania prowadzono na dwóch stacjach uzdatniania wody. W obu stacjach ujmowana woda posiadała zmienny skład fizyczno-chemiczny, szczególnie w odniesieniu do rozpuszczonych związków organicznych i koloidalnych. Na stacji B chlor dodawano do wody przed zbiornikiem wody czystej. Chlor był dawkowany w celu zabezpieczenia długiej sieci wodociągowej przed powtórnym rozwojem mikroorganizmów. Stężenie THM-ów w wodzie chlorowanej było nieznaczne i nie przekraczało 20,0µgTHM/L, nawet przy bardzo długim czasie kontaktu. Fakt ten potwierdza przydatność chloru jako dezynfektanta wód dobrze uzdatnionych. Na stacji A chlor był dawkowany w sposób ciągły na początku i na końcu (przed zbiornikiem wody czystej) ciągu technologicznego. Dawka chloru stosowana w procesie wstępnego utleniania była bardzo wysoka i powodowała powstawanie znacznych ilości THM-ów, z przewagą chloroformu. Stężenie THM-ów w wodzie po wstępnym chlorowaniu przekraczało 100 µgTHM/L i niekiedy osiągało wartość 170 µgTHM/L. W uzdatnionej wodzie stężenie THM-ów utrzymywało się na poziomie 40-60 µgTHM/L. Zaobserwowano znaczący wpływ zapotrzebowania na chlor, temperatury i odczynu wody na proces powstawania THM-ów. Znaczącą poprawę jakości wody można osiągnąć zastępując chlorowanie ozonowaniem. Na stacji A, po procesie ozonowania, dawką zapewniającą ozon pozostały na poziomie 0,2-0,4mg/L, po 10 minutach kontaktu, stężenie THM-ów nie przekraczało 1 µgTHM/L. Dawki ozonu były jednak wysokie i przekraczały 5,0 mg O_3/L. Innym sposobem zmniejszenia stężenia THM-ów po procesie chlorowania wody, okazało się dodatkowe zastosowanie nadtlenku wodoru. Wyniki badań pokazały znaczny wpływ kolejności dawkowania obu (chloru i H_2O_2) utleniaczy na ilość powstających THM-ów. Zmniejszenie stężenia THM-ów było większe w przypadku dawkowania H_2O_2 przed chlorem. Wyniki badań nad zmniejszaniem stężenia THM-ów, powstających w procesie chemicznego utleniania z wykorzystaniem H_2O_2 i chloru, mogą być przedstawione w następujący sposób:

$$\frac{\text{THM } (Cl_2, H_2O_2)}{\text{THM } (Cl_2)} = f(\text{temp., pH, skład wody, } [H_2O_2/Cl_2], \text{kolejność dawk., czas kontaktu,....})$$

Dla kolejności dawkowania: Cl_2, H_2O_2, optymalne wartości wynosiły:

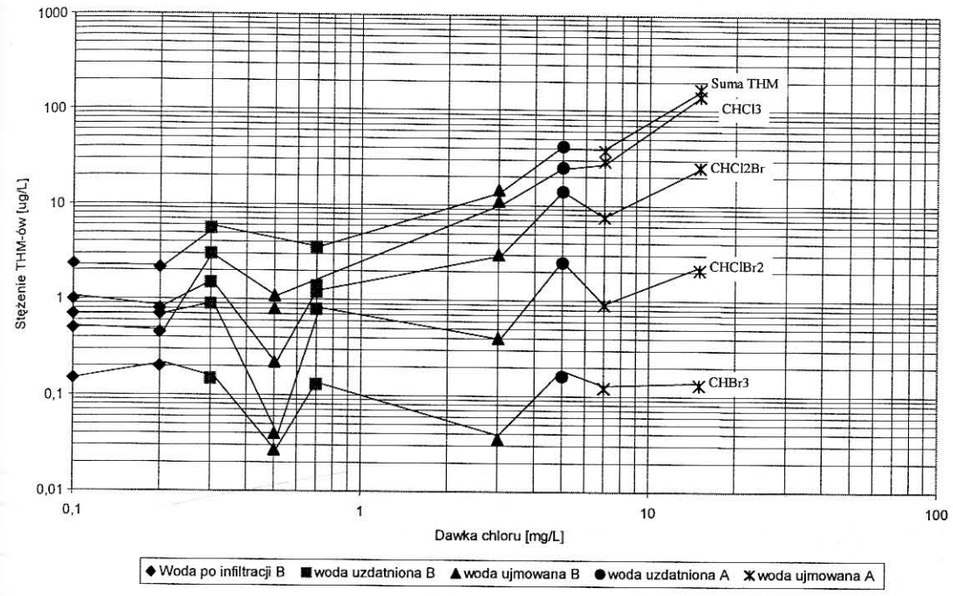
$$\frac{\text{Dawka } H_2O_2}{\text{Dawka } Cl_2} = 0{,}07\text{-}0{,}35$$

Dla tych wartości osiągnięto największe zmniejszenie stężenia THM-ów. Dla odwrotnej kolejności dawkowania utleniaczy: H_2O_2+Cl_2, dawki optymalne w niektórych seriach badań były jeszcze wyższe. Dla pełnego wyjaśnienia

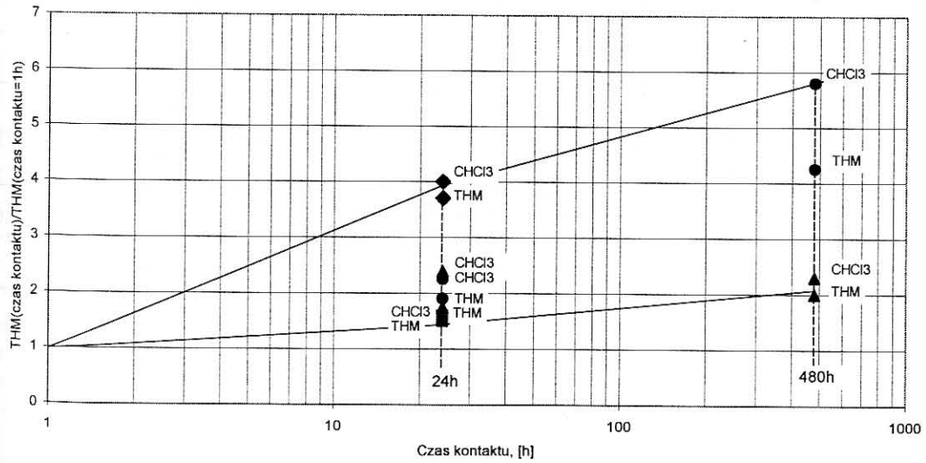
opisanych zależności należałoby przeanalizować wzajemne oddziaływanie chloru i H_2O_2. Istnieje prawdopodobieństwo powstania reaktywnych form tlenu (rodników i tlenu atomowego o dużej aktywności) na skutek reakcji zachodzących pomiędzy stosowanymi utleniaczami. Praca niniejsza nie obejmuje tego zagadnienia.

Jak można było przypuszczać, zastosowanie nadtlenku wodoru nie podniosło jakości wody pod względem bakteriologicznym. Wzrost dawki H_2O_2, przy obniżeniu dawki chloru spowodowało obniżenie efektów procesu dezynfekcji.

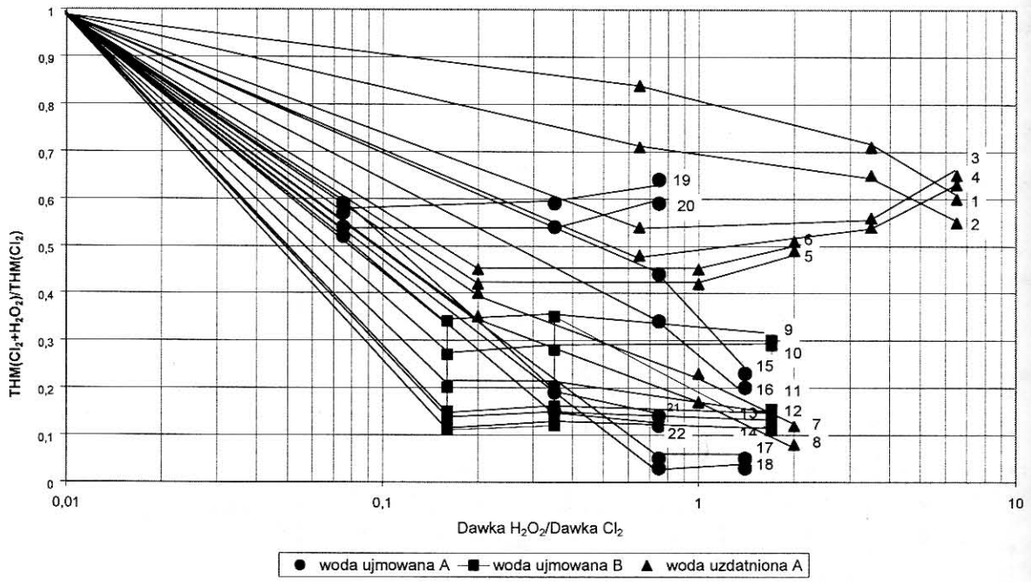
Rysunek 1. Wpływ dawki chloru na stężenie powstałych THM-ów po 1 godzinie kontaktu



Rysunek 2. Obszar wpływu czasu kontaktu na wzrost stężenia powstałych ΣTHM-ów i chloroformu w badanych wodach

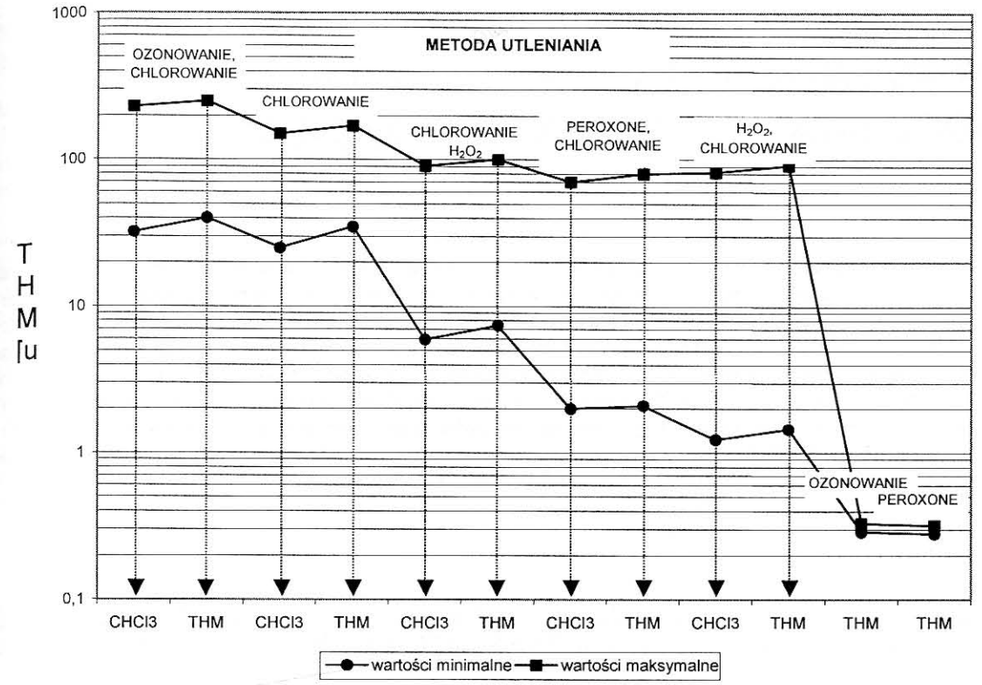


Rysunek 3. Zmniejszenie stężenia THM-ów w chlorowanych wodach w zależności od dawki H_2O_2



Numer linii	Analizowany związek	Czas kontaktu [h]	Dawka chloru [mg/L]	Kolejność dawkowania utleniaczy
1	$CHCl_3$	1	1,5	Cl_2, H_2O_2,
2	ΣTHM	1	1,5	
3	$CHCl_3$	24	1,5	Cl_2, H_2O_2,
4	ΣTHM	24	1,5	
5	$CHCl_3$	1	5	Cl_2, H_2O_2,
6	ΣTHM	1	5	
7	$CHCl_3$	1	5	H_2O_2, Cl_2
8	ΣTHM	1	5	
9	$CHCl_3$	1	3	Cl_2, H_2O_2,
10	ΣTHM	1	3	
11	$CHCl_3$	24	3	Cl_2, H_2O_2,
12	ΣTHM	24	3	
13	$CHCl_3$	20	3	Cl_2, H_2O_2,
14	ΣTHM	20	3	
15	$CHCl_3$	1	7	Cl_2, H_2O_2,
16	ΣTHM	1	7	
17	$CHCl_3$	1	7	H_2O_2, Cl_2
18	ΣTHM	1	7	
19	$CHCl_3$	1	14	Cl_2, H_2O_2,
20	ΣTHM	1	14	
21	$CHCl_3$	1	14	H_2O_2, Cl_2
22	ΣTHM	1	14	

Rysunek 4. Ranking stosowanych metod utleniania według osiągniętych efektów zmniejszenia stężenia THM-ów



Literatura

[1] P.M. Huck, W.B. Anderson, T.E. Eyre, K.L. Edwards, J.P. McNally, R.B. Hunsinger, *Strategies for Redusing Chlorination Byproducts Formation: Results from Three Different Types of surface Water*, Proceedings, Sixth National Conference on Drinking Water, Victoria, BC, 1996 s.231-256.

[2] D.J. Pernitsky, G.R. Finch, P.M. Huck,, *Disinfection of Biologically Treated Potable Water*, „Water Research" nr 29: 1235-1242.

[3] M.M. Sozański, J. Jeż-Walkowiak, Chemical Oxidation in Water Treatment, w: Municipal and Rural Water Supply and Water Quality, Poznań 1996.

RESEARCH ON CHLORINE, HYDROGEN PEROXIDE AND OZONE APPLICATION FOR CHEMICAL OXIDATION AND DISINFECTION AT SURFACE WATER TREATMENT PLANTS

Summary

At water treatment plants in Poland, it is often necessary to intensify water treatment technologies through the application of chemical oxidation and simultaneous minimization of THM formation. It refers mainly to the preoxidation of raw water, which has the highest THM formation potential. In this work, we have presented research results indicating the possibilities of chlorine, ozone and hydrogen peroxide applications in different configurations in preoxidation processes. The researches were conducted in two surface water treatment plants. The criterion for the selection of oxidant types or oxidants (set of one - two oxidants) was based on the minimization of THM formation potential. We have also presented the influence of contact time and dosing sequence of oxidants on THM concentration. On the basis of researched water, we have found that it is possible to reduce substantially the concentration of THM in the process of preoxidation.

Agnieszka Kowaluk-Krupa
Joanna szczykowska

MONITORING ZAWARTOŚCI CHLOROFILU A W RZECE NAREW NA TERENIE NARWIAŃSKIEGO PARKU NARODOWEGO

Streszczenie

W pracy omówiono podstawowe zagadnienia związane z oznaczaniem chlorofilu a w wodach rzecznych oraz przedstawiono wyniki badań zawartości tego wskaźnika w rzece Narew na terenie Narwiańskiego Parku Narodowego. W badanych próbach wody z rzeki Narew zaobserwowano sezonowość zmian zawartości chlorofilu a. Przeprowadzone porównanie średnich rocznych i sezonowych zawartości chlorofilu a z granicznymi wartościami poszczególnych kategorii trofii wód stojących zakwalifikowało wody Narwi do wód eutroficznych. Zwrócono uwagę na różnorodność metod stosowanych do oceny stanu troficznego wód rzecznych. Należy podkreślić, iż w Polsce dotychczas nie ma obowiązującej jednolitej metodyki oceny jakości wód płynących, co w wielu przypadkach powoduje brak właściwej interpretacji uzyskanych wyników. Obecnie prowadzone są prace nad określeniem nowych zasad jednolitego systemu oceny jakości wód płynących.

Wstęp

W ekosystemach wodnych coraz częściej obserwuje się zmiany będące konsekwencją działalności gospodarczej człowieka. Pogarszająca się jakość wody, a zwłaszcza wzrost substancji biogennych może prowadzić do przyspieszonej eutrofizacji [22, 25, 34].

Wnioskuje się, że duży wpływ na wzrost biomasy glonów w wodach rzecznych mają stężenia nieorganicznych form związków biogennych [1, 18, 31]. Zwłaszcza fosfor jest czynnikiem limitującym produkcję pierwotną [7, 20]. Potwierdzą tą tezę wielu autorów prac badawczych [17, 19, 24, 26, 36].

Przejawem procesu eutrofizacji jest masowy rozwój fitoplanktonu. Jedną z metod oceny ilościowej biomasy glonów planktonowych jest pomiar zawartości barwników asymilacyjnych, zwłaszcza chlorofilu a [1, 20, 34]. Zawartość fitoplanktonu w rzekach zależy od wielu fizycznych, biologicznych i chemicznych parametrów, a zatem rozwój glonów jest dość zróżnicowany w różnych typach rzek [3]. Eutrofizacja rozwija się jedynie w rzekach nizinnych o znacznej retencji korytowej (około 5 dni) i niskim poziomie turbulencji wód. Fitoplankton w rzekach może tworzyć jeden lub dwa szczyty ilościowe w ciągu roku [5, 22, 32, 33]. Pomiar zawartości chlorofilu a w rzekach może być bardzo pomocnym wskaźnikiem przy ocenie ich stanu troficznego [21].

Na zachowanie walorów Narwiańskiego Parku Narodowego duży wpływ ma jakość wód w rzece Narew. Aktualnie sytuacja nie jest dobra. Istnieje więc potrzeba rozpoznania przyczyn tego stanu [6].

W Polsce zawartość chlorofilu a oznaczana jest w ramach sieci krajowego monitoringu wód rzecznych. Oceny dokonuje się w odniesieniu do wód stojących [4]. W związku z koniecznością wdrożenia Ramowej Dyrektywy Wodnej proponowanej przez Unię Europejską, Polska jako przyszły kraj członkowski musi przygotować się do zmiany metod klasyfikacji wód.

W związku z proponowaną zmianą w pracy omówiono podstawowe zagadnienia związane z oznaczaniem chlorofilu a w wodach rzecznych oraz przedstawiono wyniki badań zawartości tego wskaźnika w rzece Narew na terenie NPN.

I. Regulacje prawne zawartości chlorofilu a w powierzchniowych wodach płynących w wybranych krajach europejskich i w Polsce

W Anglii przyjęto, że jeżeli średnie roczne stężenie chlorofilu a przekracza 25 µg/l, a stężenie maksymalne 100 µg/l, to rzekę traktuje się jako eutroficzną lub potencjalnie eutroficzną. Jednak wskaźnik ten nie jest rozpatrywany pojedynczo, przy ocenie stanu troficznego bierze się też pod uwagę inne parametry [33].

W norweskim systemie klasyfikacyjnym podzielono wody rzeczne na cztery klasy. I tak, klasa czwarta (niedostateczna) obejmuje wody, w których fitoplankton reprezentują głównie sinice, a stężenie chlorofilu a przekracza 7,5 µg/l [28].

mgr inż. Agnieszka Kowaluk-Krupa, Politechnika Białostocka, Katedra Biologii Sanitarnej i Biotechnologii; dr inż. Joanna Szczykowska, Politechnika Białostocka, Katedra Technologii Wody, Ścieków i Osadów.

Na Węgrzech przewidziano pięć klas czystości wód. I tak np. dla wód zanieczyszczonych (czwarta klasa) stężenie chlorofilu a nie powinno przekraczać 500 µg/l, natomiast w wodach pierwszej klasy (bardzo dobrych) – 6 µg/l [28].

Stosowany w Finlandii system oceny jakości wód wyróżnia pięć klas, od wód doskonałych do złych. Przykładowo: piąta klasa (zła) charakteryzuje wody, w których średnia koncentracja chlorofilu w sezonie wegetacyjnym przekracza 50 µg/l [28].

Zaproponowana przez EKG ONZ Standardowa Statystyczna Klasyfikacja Słodkich Wód Powierzchniowych dzieli badane wskaźniki na sześć grup tematycznych. Następnie wskaźniki te przyporządkowuje się do konkretnych klas jakości wód (pięć klas). Klasa czwarta czystości wód to wody silnie eutroficzne, w których zawartość chlorofilu a waha się w granicach 145-165 µg/l. Natomiast w wodach mezotroficznych (druga klasa) stężenie chlorofilu a zawiera się w przedziale od 4 do 15µg/l [28].

W Polsce oceny jakości wód płynących dokonuje się przez porównanie analiz wody z wartościami stężeń określonymi dla poszczególnych klas czystości zawartymi w rozporządzeniu Ministra Ochrony Środowiska, Zasobów Naturalnych i Leśnictwa z dnia 5 listopada 1991 r. w sprawie klasyfikacji wód oraz warunków, jakim powinny odpowiadać ścieki wprowadzane do wód lub do ziemi [29]. Rozporządzenie wyodrębnia 3 klasy czystości wód. O wynikowej klasie wód decyduje wskaźnik najbardziej niekorzystny [29].

Na temat oceny stopnia eutrofizjacji wód wydano nowe rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 23 grudnia 2002 r. w sprawie kryteriów wyznaczania wód wrażliwych na zanieczyszczenie związkami azotu ze źródeł rolniczych, będący delegacją ustawową do art. 47 ust. 8 pkt 1 ustawy z dnia 18 lipca 2001 r. Prawo Wodne (Dz.U. Nr 115, poz. 1229). W załączniku pierwszym do tego rozporządzenia nt. Wskaźniki stosowane przy ocenie eutrofizacji śródlądowych wód powierzchniowych i morskich przedstawiono wartości graniczne podstawowych wskaźników eutrofizacji wód, powyżej których występuje eutrofizacja. W wodach płynących średnia roczna zawartość chlorofilu przekraczająca 25 µg/l świadczy o zachodzącej eutrofizacji. Są to znacznie bardziej rygorystyczne warunki niż zapisane w obowiązującym jeszcze rozporządzeniu MOŚZNiL z dnia 5 listopada 1991 r. (Dz.U. Nr 116, poz. 503) dla wód klasy trzeciej [29, 30, 35].

Stosowane w Polsce zasady ocen oraz sposoby interpretacji wyników badań różnią się od metod stosowanych w innych krajach oraz od metod zalecanych w poszczególnych dyrektywach Unii Europejskiej (75/440/EWG, 79/869/EWG, 78/659/EWG, 79/923/EWG, 76/464/EWG, 91/676/EWG) [9-15].

Polityka Unii Europejskiej w zakresie ochrony wód zmierza w kierunku podwyższenia wymagań jakościowych dla wód. Dyrektywa ramowa wprowadza ekosystemowe podejście do klasyfikacji opierając się na przydatności wód do różnego rodzaju użytkowania. W Ramowej Dyrektywie Wodnej dla wód powierzchniowych proponowana jest pięciostopniowa klasyfikacja stanu ekologicznego: wysoki, dobry, umiarkowany, ubogi i zły. W związku z ukazaniem się drukiem dyrektywy ramowej 22 grudnia 2000 roku, stan dobry wód winien być osiągnięty do 22 grudnia 2015 roku [8].

W Polsce do oceny jakości wód rzecznych stosuje się metody: stężeń charakterystycznych, stężeń miarodajnych, stężeń gwarantowanych o prawdopodobieństwie 90% i 95%, bezpośrednie oraz indeksu jakości wody. Wyniki uzyskane każdą z metod różnią się, dlatego też do sporządzenia oceny danego cieku należy wybrać jedną z nich. Metodą najprostszą i najczęściej stosowaną są stężenia charakterystyczne. W metodzie tej dla wskaźników hydrobiologicznych (chlorofil a) jako stężenie charakterystyczne przyjmuje się wynik najmniej korzystny.

Ocenę miarodajną przeprowadza się w oparciu o charakterystyczne przepływy w rzekach. Metoda ta opiera się na założeniu, że w każdym przekroju na rzece istnieje zależność między stężeniem zanieczyszczeń a wielkością przepływu. Stężeniem miarodajnym nazywa się stężenie występujące przy przepływie miarodajnym, za który przyjęto uważać przepływ średni niski (SNQ). Metodę tę stosuje się tylko wtedy, gdy dostępne są wszystkie pełne dane wejściowe (ilość i jakość wody).

Równolegle z metodą miarodajną stosuje się statystyczną interpretację danych według stężeń o 90% i 95% prawdopodobieństwie nieprzekraczalności. Jednak warunkiem stosowania tej metody jest duża liczebność danych.

Metoda bezpośrednia polega na porównaniu każdego pomierzonego parametru z jego wielkością dopuszczalną w planowanej klasie i obliczeniu procentu wyników, które nie przekraczają normy.

Sumaryczny indeks jakości wody oblicza się przez uśrednienie indeksów jednostkowych. Za indeksy jednostkowe przyjęto stężenia chwilowe. Każdy badany wskaźnik oceniany jest w skali od 0 do100. Im lepsza jakość wody tym większa wartość indeksu. Następnie sumaryczne indeksy jakości wody dla kolejnych miesięcy przelicza się na gwarantowany indeks sumaryczny (na poziomie 90%), który wskazuję klasę rzeki w określonym punkcie kontrolnym. Metodę tę stosuje się przy ocenie zmian jakości wód rzecznych w poszczególnych cyklach badawczych [4, 6, 27].

Polska starając się zostać państwem członkowskim Unii Europejskiej musi dostosować swoje prawo do UE. Ramowa dyrektywa wodna jest jedną z najbardziej kompleksowych elementów prawodawstwa UE. Kraje członkowskie UE będą zobowiązane do uzyskania zgodności ustawodawstwa z Ramową dyrektywą wodną w ciągu trzech lat od daty jej ogłoszenia.

Należy podkreślić, iż w Polsce dotychczas nie ma obowiązującej jednolitej metodyki oceny jakości wód płynących. Zasadniczą wadą wszystkich dotychczas stosowanych systemów oceny jest duży wpływ jednego wskaźnika na ocenę wynikową oraz skokowa zmiana klasyfikacji wywołana niewielką zmianą wartości stężenia na granicy ustalonych klas czystości. Obecnie prowadzone są prace nad ustaleniem nowych zasad jednolitego systemu oceny jakości wód płynących.

2. Obszar badań i lokalizacja punktów pomiarowo-kontrolnych

Narew jest prawostronnym dopływem Wisły o powierzchni zlewni 75175,2 km^2. Długość całkowita rzeki wynosi 484 km, w tym długość odcinka płynącego na terenie Polski – 455 km.

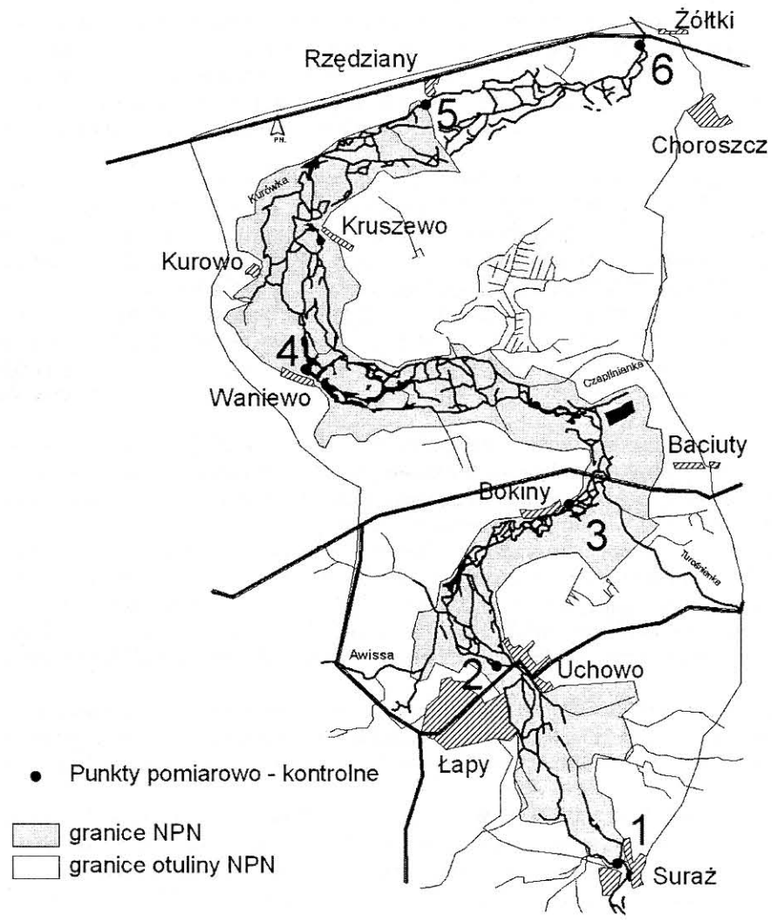
Na terenie województwa podlaskiego rzeka przepływa przez teren Narwiańskiego Parku Narodowego, którego powierzchnia wynosi 7350 ha, a powierzchnia otuliny 15408 ha. Głównym celem utworzonego 14 lipca 1996 r. Narwiańskiego Parku Narodowego jest ochrona ekosystemów podmokłych i wodnych.

Obejmuje on Dolinę Górnej Narwi od miejscowości Suraż do Rzędzian i jest osobliwością przyrodniczą, zwaną Polską Amazonią. Dolina jest zasilana przez wody powierzchniowe (cieki wodne i spływy powierzchniowe) i wody wgłębne z poziomu przypowierzchniowego i prawdopodobnie z dwóch poziomów wodonośnych, co przy rozgałęzionych korytach rzeki spowodowało, że wykształcił się tutaj rozległy, wypełniający niemal całe dno doliny, ekosystem bagienny z mozaikowym układem rozlewisk, siedlisk bagiennych, zabagnionych i lądowych. Na terenie NPN Narew zasilana jest kilkoma dopływami: Turośnianka, Czaplinianka, Liza, Szeroka Struga, Awissa, Kurówka [2, 6, 16].

Badania przeprowadzono w lipcu i październiku 2001 roku oraz w marcu i kwietniu 2002 roku. Każda seria pomiarowa obejmowała wykonanie oznaczeń w sześciu punktach w obrębie rzeki Narew na terenie Narwiańskiego Parku Narodowego (rysunek 1). Wodę do badań pobierano z głównego koryta rzeki w pobliżu miejscowości: Suraż, Uhowo, Bokiny, Waniewo, Rzędziany i Żółtki. Próbki wody pobierano z warstwy powierzchniowej.

Pomiaru zawartości chlorofilu a dokonano metodą spektrofotometryczną według Lorenzena [23]. Do oznaczenia zastosowano spektrofotometr DR 4000 firmy Hach. Zagęszczenie prób przeprowadzono za pomocą pompy próżniowej. Odpowiednie objętości wody przesączono przez filtry Whatman 47mm GF/C. Ekstrakcję barwnika przeprowadzono w 90% acetonie. Odczytu absorbancji dokonano przy długościach fal: 664, 665 i 750 nm. Na podstawie otrzymanych wyników obliczono zawartość chlorofilu a w badanych próbach wody.

Rysunek 1. Rozmieszczenie stanowisk badawczych



3. Omówienie wyników badań

Zmiany zawartości chlorofilu a w badanej rzece przedstawiono w tabeli 1 i na rysunku 2.

Rysunek 2. Stężenia chlorofilu a w wodach Narwi wzdłuż jej profilu podłużnego

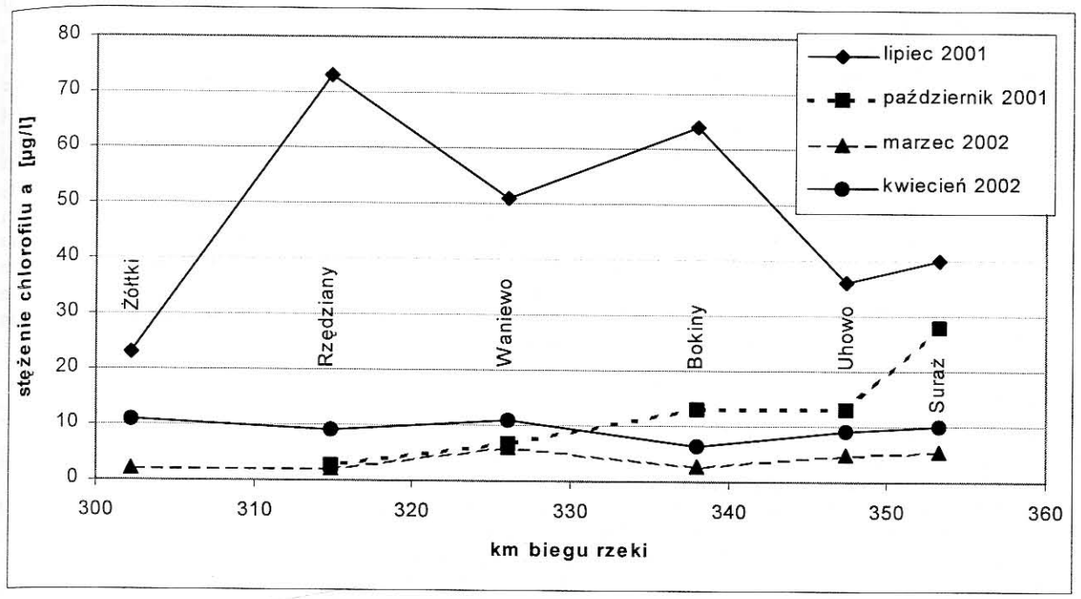


Tabela 1. Stężenie chlorofilu a w badanych punktach rzeki Narew (lipiec i październik 20001; marzec i kwiecień 2002)

Punkty poboru próbek	Km biegu rzeki	Stężenie chlorofilu a [µg/l] lipiec 2001	Stężenie chlorofilu a [µg/l] październik 2001	Stężenie chlorofilu a [µg/l] marzec 2002	Stężenie chlorofilu a [µg/l] kwiecień 2002
Suraż (1)	353,3	40	28	5,5	10
Uhowo (2)	347,4	36	13	5	9
Bokiny (3)	338,0	64	13	2,6	6,3
Waniewo (4)	326,0	51	6,8	6	11
Rzędziany (5)	314,8	73	2,7	2	9
Żółtki (6)	302,2	23	-	2,2	11

Źródło: opracowanie własne.

W analizowanych przekrojach pomiarowo-kontrolnych zaobserwowano sezonowość zmian zawartości chlorofilu a. W sezonie zimowym (marzec 2002) zawartość chlorofilu a była bardzo niska. Najwyższe wartości zanotowano w porze letniej (lipiec 2001 roku). Jesienią zanotowano zmniejszenie ilości glonów, a tym samym zawartości chlorofilu a w rzece Narwi. Wiosną natomiast zauważono stopniowy wzrost ilości chlorofilu a.

W rzece miał miejsce letni zakwit glonów. Odzwierciedlało się to wysokim poziomem chlorofilu a w sezonie letnim, przekraczającym często wartość 30 µg/l.

Badania prowadzone przez Państwowy Inspektorat Ochrony Środowiska wykazały, że w okresie letnim analogicznie jak w latach poprzednich zawartość chlorofilu a przekraczała obowiązujące normy, co świadczyło o wpływie intensywnych, cyklicznie zachodzących procesach masowego zakwitu glonów (sinic) w zbiorniku zaporowym Siemianówka. Stwierdzono, że zbiornik ten wywiera dużą presję na rzekę Narew obniżając czystość wód ze względu na zawartość chlorofilu a do wód pozaklasowych.

Przeprowadzone badania wykazują, iż w każdej serii badań prowadzonych w kolejnych porach roku występują różnice w zawartości chlorofilu a. Zaobserwowano pewną prawidłowość, przejawiającą się wysokimi zawartościami chlorofilu a w okresie letnim, niskimi zaś w okresie zimowym.

Zgodnie z rozporządzeniem Ministra Środowiska z dnia 23 grudnia 2002 r. jako rzeki zeutrofizowane uznaje się te, w których średnie roczne stężenie chlorofilu a przekracza 25 µg/l. W analizowanych punktach pomiarowo-kontrolnych takie przypadki wystąpiły głównie latem 2001 roku. Średnia roczna zawartość chlorofilu a w rzece Narew nie przekracza 25 µg/l i wynosi 17,9 µg/l, co i tak kwalifikuje rzekę Narew do wód eutroficznych (trzecia klasa czystości wód na podstawie wytycznych proponowanych przez EKG ONZ Standardowa Statystyczna Klasyfikacja Słodkich Wód Powierzchniowych).

Posumowanie

Proces eutrofizacji wód płynących objawia się odmiennie w różnych typach rzek. W nizinnych rzekach wolno płynących proces ten objawia się między innymi intensywnym rozwojem glonów planktonowych.

Obserwowane wysokie zawartości chlorofilu a występujące w okresie letnim w wodach Narwi świadczą o masowym rozwoju glonów w tym okresie. Prawdopodobnie duży wpływ na tak wysokie stężenia chlorofilu a miał wpływ zbiornik Siemianówka.

Ze względu na dużą zmienność chlorofilu a w sezonie letnim i zimowym badania kontrolne wód nie powinny się ograniczać do pojedynczych pomiarów sezonowych (Wytyczne PIOŚ). W sezonie wegetacyjnym glonów kontrolne pomiary zawartości chlorofilu a powinny odbywać się w maju, ponieważ wtedy charakteryzują się stosunkowo małą zmiennością i wartościami zbliżonymi do średnich rocznych zawartości chlorofilu a [31].

Dokonywana w Polsce ocena wód powierzchniowych nie jest właściwa. Należałoby zgodnie ze sformułowanym przez EKG ONZ ekosystemowym podejściem do gospodarki wodnej oraz projektem Ramowej Dyrektywy Wodnej Unii Europejskiej dotyczącej ekologicznej jakości wód powierzchniowych przystąpić do opracowania ekologicznej klasyfikacji wód w Polsce. Obecnie prowadzone są prace nad wypracowaniem nowych zasad jednolitego systemu oceny jakości wód płynących. Wymagają one zaangażowania dużego potencjału naukowo-badawczego o charakterze interdyscyplinarnym. Już na etapie wypracowania założeń nowego systemu oceny, napotykane są trudności związane z brakiem jednolitych kryteriów, dotychczas nie przyjętych przez poszczególne kraje Unii Europejskiej, które stosują na swoich obszarach różnorodne metodyki oceny jakości tych wód.

Literatura

[1] Allan J.D., Ekologia wód płynących, PWN, Warszawa 1998,

[2] Anoszko M., Modzelewski R., Żeglarska R., Biebrza i Narew-dziedzictwo przyrodnicze regionu łomżyńskiego, Łomżyńskie Towarzystwo Naukowe im. Wagów, Łomża 1998.

[3] Balbi M.D., Suspended chlorophyll in the River Nene, a small nutrient-rich river in eastern England: long-term and spatial trends, „The Science of the Total Environment" 2000 nr 251/252, s. 401-421.

[4] Borsuk S., Goszczyński J., Jutrowska E., Monitoring Środowiska, Bydgoszcz 1998.

[5] Chojnacki J.C., Zarys ekologii wód, Wydawnictwo AR, Szczecin 1996.

[6] Deptuła B., Narwiański Park Narodowy, a społeczności lokalne, „Parki Narodowe" 2002 nr 3, s. 10-11.

[7] Dojlido J.R., Chemia wód powierzchniowych, Ekonomia i Środowiska, Białystok 1995.

[8] 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, Official Journal L 327, 22/12/2000 P. 0001-0073.

[9] Dyrektywa 78/659/EWG z 18 lipca 1978 roku w sprawie słodkich wód wymagających ochrony lub poprawy dla zachowania życia ryb (ze zmianami).

[10] Dyrektywa Rady 75/440/EWG z 16 czerwca 1975 r. w sprawie wymaganej jakości wód powierzchniowych przeznaczonych do poboru wody pitnej w państwach członkowskich.

[11] Dyrektywa Rady 76/160/EWG z dnia 8 grudnia 1975 r. w sprawie jakości wody w kąpieliskach.

[12] Dyrektywa Rady 76/464/EWG z 4 maja 1976 r. w sprawie zanieczyszczenia spowodowanego przez niektóre substancje niebezpieczne odprowadzane do środowiska wodnego (wraz z dyrektywami pochodnymi).

[13] Dyrektywa Rady 79/869/EWG z 9 października 1979 r. w sprawie metod pomiaru i częstotliwości pobierania próbek oraz analizy wód powierzchniowych przeznaczonych do poboru wody pitnej w państwach członkowskich.

[14] ektywa Rady 79/923/EWG z 30 października 1979 r. o jakości wód wymaganej dla bytowania skorupiaków i mięczaków.

[15] tywa Rady 91/676/EWG z 12 grudnia 1991 r. w sprawie ochrony wód przed zanieczyszczeniami powodowanymi przez azotany pochodzące ze źródeł rolniczych.

[16] ki S., Polska Amazonia, Białystok-Choroszcz 2000.

[17] W.A., Denison F.H., Total phosphorus content of river sediments inrelationship to calcium, iron and organic matter concentrations, „The Science of the Total Environment" 2002 nr 282-283, s. 341-351.

[18] H.P., Neal C., Warwick A., White J., Neal M., Wickham H.D., Hill L.K., Andrews M.C., Phosphorus uptake into algal biofilms in a lowland chalk river, „The Science of the Total Environment" 2002 nr 282-283, s. 353-373.

[19] e H.P., Neal C., Williams R.J., Neal M., Wickham H.D., Hill K.L., Wade A.J., Warwick A., White J., Phosphorus sources, speciation and dynamics in thelowland eutrophic River Kennet, UK. „The Science of the Total Environment" 2002 nr 282-283, s. 175-203.

[20] Z., Hydrobiologia–limnologia. Ekosystemy wód śródlądowyc, PWN, Warszawa 2001.

[20] M.G., Whitton B.A., Biological monitoring of eutrophication in rivers, „Hydrobiologia" 1998 nr 384, s. 55-67.

[21] rt W., Sommer U., Ekologia wód śródlądowych, PWN, Warszawa 1996.

[22] zen C.J., Determination of chlorophyll and pheopigments: spectrophotopmetric equations, „Limnol. Oceanogr" 1967 nr 12, s. 343-346.

[23] tone Ch. P., Parr W., Phosphorus in rivers – ecology and management. „The Science of the Total Environment" 2002 nr 282-283, s. 25-47.

[24] i Cz., Dunalska J., Phosporus balance at various water flows in a lake restored by hypolimnetic withdrawal, „Ecohydrology Hydrobiology" 2001 nr 4, s. 417-422.

[25] C., Jarvie H.P., Wade A.J., Whitehead P.G., Water quality functioning of lowland permeable catchments: inferences from an intensive study of theRiver Kennet and upper River Thames, „The Science of the Total Environment" 2002 nr 282-283, s. 471-490.

[26] Ocena jakości wód rzeki Narew w profilu granicznym w latach 1977-1993 oraz jakości wód zbiornika Siemianówka w latach 1991-1993, Państwowa Inspekcja Ochrony Środowiska, Biblioteka Monitoringu Środowiska, Białystok 1994.

[27] Przegląd stosowanych w różnych krajach sposobów oceny i klasyfikacja wód powierzchniowych, Biblioteka Monitoringu Środowiska, PIOŚ, Warszawa 1996.

[28] Rozporządzenie Ministra Ochrony Środowiska, Zasobów Naturalnych i Leśnictwa z dnia 5 listopada 1991r. w sprawie klasyfikacji wód oraz warunków, jakim powinny odpowiadać ścieki wprowadzane do wód lub do ziemi (Dz.U. Nr 116).

[29] Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 23 grudnia 2002 r. w sprawie kryteriów wyznaczania wód wrażliwych na zanieczyszczenie związkami azotu ze źródeł rolniczych (Dz. U. Nr 241, poz. 2093).

[30] Siwek H., Wybieralski J., Gałczyńska M., Ocena stanu troficznego wód rzeki Odry z uwzględnieniem różnych form związków biogennych, „Ekologia i Technika" 2000 nr 2, s. 42-47.

[31] Skidmore R.E., Maberly S.C., Whitton B.A., Patterns of spatial and temporal variation in phytoplankton chlorophyll a in the River Trent and its tributaries, „The Science of the Total Environment" 1998 nr 210-211, s. 357-365.

[32] Smoleński A., Soszka H., Stan troficzny rzek w Polsce, „Ochrona Środowiska i Zasobów Naturalnych" 1999 Nr 16, s. 5-23.

[33] Stańczykowska A., Ekologia naszych wód, PZWS, Warszawa 1997.

[34] Ustawa z dnia 18 lipca 2001 r. Prawo wodne (Dz.U. Nr 115, poz. 1229; Nr 154, poz. 627 ze zmianami).

[35] Whitehead P.G., Johnes P.J., Butterfield D., Steady state and dynamic modeling of nitrogen in the River Kennet: impacts of land use change since the1930s, „The Science of the Total Environment" 2002 nr 282-283, s. 417-434.

THE MONITORING OF THE CONTENT OF CHLOROPHYLL A IN THE NAREW RIVER IN THE AREA OF THE NAREW NATIONAL PARK

Summary

In this paper the content the main problems connected with the measurement content of chlorophyll a were showed. The level of the chlorophyll a in Narew river changed and it depends on the period of the year. The Narew river was classified to the group of euthrophic waters. The differences of methods of water quality assessment were showed. It is worth to mention that there are a lot of discrepancies between methods of assessing of water quality in Poland. Currently, some works are conducted on estimation of the new methods in evaluation of water quality in Poland.

Niniejszą pracę wykonano w ramach pracy własnej W/WB/21/02 finansowanych przez KBN

Henryk Manteuffel Szoege
Agnieszka Sobolewska

WPŁYW MODERNIZACJI GOSPODARKI ODCHODAMI ZWIERZĘCYMI NA ZMIANY EMISJI AZOTU DO WÓD POWIERZCHNIOWYCH I PODZIEMNYCH

Streszczenie

Badano wyniki projektu „Ochrona środowiska na obszarach wiejskich" nadzorowanego przez Narodowy Fundusz Ochrony Środowiska i Gospodarki Wodnej. Uczestniczące w projekcie gospodarstwa wyspecjalizowane w produkcji zwierzęcej uzyskiwały w nim dofinansowanie budowy nowoczesnych płyt obornikowych, zbiorników na gnojówkę i gnojowicę. Oszacowano redukcję emisji azotu do wód powierzchniowych, gruntowych i podziemnych w różnych gospodarstwach modelowych usytuowanych w różnych warunkach geologicznych i hydrogeologicznych w ciągu 22 lat objętych modelowaniem. Na trzech pilotowych obszarach średnie redukcje emisji do wód gruntowych wynosiły 4,1 kgN/ha/rok, do wód powierzchniowych 0,1 kgN/ha/rok, do gruntu 6,3 kgN/ha/rok (2,1 kgN/ha/rok zawieszone w strefie aeracji), do środowiska ogólnie 11,7 kgN/ha/rok. W końcowym 22 roku zbliżone do docelowych redukcje emisji do wód gruntowych wynosiły 5,8 kgN/ha/rok i do wód powierzchniowych 0,4 kg N/ha/rok. Redukcje w emisji azotu do morza Bałtyckiego z pilotowych obszarów w roku końcowym wynosiły 0,003% całkowitej i 0,01% rolniczej emisji azotu z terenu Polski. Gdyby podobne rozwiązania zastosowano we wszystkich gospodarstwach w Polsce redukcje osiągnęłyby odpowiednio 1,07% i 3,34%.

Wstęp

Prezentowane wyniki pochodzą z ekspertyzy wykonanej przez autorów w 2002 roku, dotyczącej redukcji emisji azotanów do wód gruntowych na trzech obszarach (elbląskim, ostrołęcko-łomżyńskim i toruńskim) objętych projektem pilotowym *Ochrona środowiska na obszarach wiejskich* prowadzonym przez NFOŚiGW.

Obszary wybrane zostały przez NFOŚiGW. Ich wybór podyktowany był zróżnicowaniem warunków geologicznych i hydrogeologicznych. Projekt przewidywał znaczne dofinansowanie budowy, w gospodarstwach rolnych zakwalifikowanych do udziału w nim, urządzeń do przechowywania odchodów zwierzęcych, w postaci płyty obornikowej ze zbiornikiem na gnojówkę lub/i zbiornika na gnojowicę. Dotyczył gospodarstw dużych, wyspecjalizowanych w produkcji zwierzęcej.

I. Modele gospodarstw uczestniczących w projekcie

Do budowy modeli gospodarstw wykorzystano utworzoną w ramach projektu bazę danych. Dotyczyła ona poszczególnych gospodarstw objętych projektem i przedstawiała sytuację w momencie zawierania przez rolnika umowy z NFOŚiGW oraz sytuację planowaną na moment zakończenia projektu w końcu 2002 roku. Opis sytuacji początkowej i planowanej dotyczył rodzaju i liczby zwierząt utrzymywanych w gospodarstwie. Opis sytuacji aktualnej w momencie zawierania umowy dotyczył też sumarycznej powierzchni poszczególnych użytków w gospodarstwie oraz liczby pól (bez podania ich powierzchni) i rodzaju uprawy oraz wielkości nawożenia mineralnego na każdym z nich. Podane były też planowane powierzchnie użytków w każdym z gospodarstw, bez podania planowanej struktury zasiewów. Dla każdego gospodarstwa umieszczona była również lista obiektów wzniesionych w ramach projektu. Mógł to być zbiornik na gnojowicę, zbiornik na gnojówkę i płyta obornikowa. W sporadycznych przypadkach był także planowany silos kiszonkowy i zbiornik na soki kiszonkowe.

Zredukowane, uproszczone modele średnich gospodarstw uczestniczących w projekcie charakteryzowały się następującymi cechami:

- położenie w jednym z obszarów objętych projektem pilotowym, a w ramach tego w warunkach jednego z wydzielonych na każdym z obszarów zespołu cech fizjograficznych, obejmujących hydrogeologię płytkiej warstwy gruntu i oddalenie od rzeki,
- gatunek zwierząt produkcyjnych w gospodarstwie: bydło, trzoda chlewna lub zarówno bydło jak i trzoda chlewna,

prof. nadzw. dr hab. Henryk Manteuffel Szoege, Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego, Katedra Ekonomiki Rolnictwa i Międzynarodowych Stosunków Gospodarczych; dr Agnieszka Sobolewska, Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego, Katedra Ekonomiki Rolnictwa i Międzynarodowych Stosunków Gospodarczych

- powierzchnia trwałych użytków zielonych i gruntów ornych w gospodarstwie,
- rodzaj zbudowanego urządzenia: płyta obornikowa i zbiornik na gnojówkę lub zbiornik na gnojowicę, także oba typy urządzeń jednocześnie.

Zbudowano 8 modeli gospodarstw, z których każdy mógł być usytuowany w jednej z 10 wyróżnionych lokalizacji. Daje to 80 możliwych kombinacji modelowych. Niektóre z kombinacji nie występowały w rzeczywistości.

Liczbę zwierząt, powierzchnię trwałych użytków zielonych i gruntów ornych w poszczególnych modelach przyjęto na poziomie średnim w populacji gospodarstw o danej charakterystyce. W celu oszacowania emisji azotanów z poszczególnych obszarów projektu pilotowego przemnożono jednostkowe wyniki uzyskane w odniesieniu do poszczególnych modelowych gospodarstw przez liczbę gospodarstw danego typu uczestniczących w programie na każdym z tych obszarów. Dotyczyło to dwóch przypadków, sytuacji bez/lub z przystąpieniem do projektu.

2. Model szacowania redukcji emisji azotanów

Bilans azotu w przypadku różnych systemów gospodarki odchodami zwierzęcymi oszacowano następująco. Ilości odchodów od poszczególnych gatunków i kategorii zwierząt w ramach gatunku przyjęta została w ślad za Dobkowskim i Staśkiewiczem [4] i Pietrzakiem [11]. Zagregowano je do wskaźnikowej liczby na 1 SD każdego gatunku kierując się strukturą stada w średnim gospodarstwie każdego typu. W przypadku obory lub chlewni z płytką ściółką w uproszczeniu przyjęto, że po zbudowaniu płyty gnojowej i zbiornika na gnojówkę cały odciek będzie magazynowany w zbiorniku bez strat.

Przed wynikającą z udziału w projekcie budową płyty obornikowej i zbiornika na gnojówkę obornik składowany jest na pryzmie ułożonej na gruncie. Z pryzmy tej wg badań niemieckich [3] odciekało z 1 m^3 obornika 100 l gnojówki o zawartości azotu średnio w ciągu 177 dni składowania (w przybliżeniu pół roku, a w takich odstępach obornik wywożony jest na pole) 0.7 g/l. Niska emisja pod pryzmę i w najbliższym jej sąsiedztwie spowodowana jest na gruntach mineralnych szybko następującą kolmatacją. Ilość odciekającej z obornika gnojówki i wody gnojowej jest większa niż 100 l/m^3, co wynika z norm projektowych na zbiorniki gnojówki przy pryzmie [4, 14], które przyjęto za podstawę szacunku. Część odcieku ponad 100 l/m^3 częściowo paruje, częściowo wsiąka w większej odległości od pryzmy.

Azot w odcieku z obornika ma w 90% postać amonową i szybko ulatnia się do atmosfery. Na podstawie dwóch podanych punktów [11] oszacowano w przybliżeniu, że po 133 godzinach ulatnia się 90% początkowej ilości azotu amonowego, w sumie więc 81% azotu ogólnego. Reszta azotu ogólnego wsiąka ostatecznie, w postaci azotanowej, w ziemię wraz z odciekiem, pod pryzmą lub w jej sąsiedztwie. Zmniejsza się też objętość cieczy, bo część odcieku (gnojówki zmieszanej z wodą gnojową) paruje, co powoduje też zmianę stężenia azotu we wsiąkającej cieczy. Potrzebną do modelu migracji zanieczyszczeń w gruncie ilość wsiąkającej cieczy oszacowano kierując się liczbami cytowanymi za Bacem jr przez Schmucka [16]. Przyjęto wsiąkanie jak dla ugoru. Z cieczy rozlanej po powierzchni paruje w świetle tych liczb w naszym klimacie średnio 72.5%, wsiąka 27.5%. W przypadku gospodarstw położonych na gruntach organicznych (część gospodarstw w obszarze elbląskim i łomżyńskim) przyjęto, że nie występuje kolmatacja i cały odciek z pryzmy, wraz z całością zawartego w nim azotu, wsiąka w grunt.

Bez względu na rodzaj gruntu w znakomitej większości przypadków odciek spływający powierzchniowo wsiąka w grunt w większym lub mniejszym oddaleniu od pryzmy, nie docierając bezpośrednio do wód powierzchniowych.

Obornik z pryzmy w obu przypadkach (przed i po inwestycji) wywożony jest na pole 2 razy do roku i wobec tego nie ma różnicy w stratach azotu na skutek niejednakowych terminów wywożenia. Wywożenie na pole dodatkowo dużej ilości zmagazynowanej gnojówki z założenia nie powoduje dodatkowej emisji azotu do środowiska, ponieważ w gospodarstwach prowadzony jest bilans nawożenia i dodatkowe nawożenie organiczne zastępuje odpowiednią ilość stosowanego uprzednio nawożenia mineralnego.

W przypadku pomieszczeń bezściołowych powstająca gnojowica przechowywana jest w zbiornikach. Przed inwestycją zbiorniki nie miały szczelnego dna, i wobec tego część jej filtrowała do gruntu. Filtracja nie jest jednak na gruncie mineralnym znacząca na skutek kolmatacji gruntu. Wyraża się bardzo niskim współczynnikiem filtracji, przyjętym w uproszczeniu za równy zeru. Stary zbiornik przed budową nowego w ramach projektu jest jednak z założenia nieduży i pozwala na przechowywanie gnojowicy przed wywiezieniem na pole przez 2, sporadycznie przez 3 miesiące. Powoduje to konieczność wywożenia gnojowicy w agrotechnicznie niedogodnych terminach. Po przeprowadzeniu inwestycji przewidzianej projektem gnojowica może być wywożona co 6 miesięcy, zbiornik jest szczelny i nie ma w nim wycieków. Różnica emisji azotu do środowiska wynika, ponieważ straty ze starego zbiornika przyjęto w uproszczeniu za zerowe, z niejednakowych strat na polu na skutek różnych terminów wywożenia.

Ładunek wymytych do wód gruntowych azotanów obliczono używając dwóch współpracujących programów (SEEP/W i CTRAN/W).

Modelowe przekroje geologiczne w każdym z trzech pilotowych obszarów projektu wyznaczono na podstawie wyników badań geologicznych przeprowadzonych w ramach projektu, przyjmując jako typowe dla tych obszarów przekroje w badanych zlewniach cząstkowych. Do ustalenia budowy warstw głębszych, do których nie sięgały wiercenia w ramach projektu, wykorzystano „Atlas hydrogeologiczny Polski" [2] oraz pracę Majewskiego [7]. Współczynniki filtracji w poszczególnych warstwach modelowych przekrojów dobrano na podstawie prac Pazdry i Kozerskiego [9], oraz skryptu SGGW [2]. Do wyznaczenia stałych dyspersji posłużyły prace Kleczkowskiego [6] i Herziga [5].

Na każdym z obszarów wyróżniono kilka typowych przekrojów i zbudowano dla nich modele migracji zanieczyszczenia azotanami zgodnie z wymaganiami cytowanych programów obliczeniowych. W przypadku obszarów ostrołęcko-łomżyńskiego i toruńskiego jeden z przekrojów usytuowany był na wysoczyźnie, dwa w dolinie, z nich jeden w oddaleniu, a drugi w bliskości rzeki (około 90 m). W przypadku terenu elbląskiego dwa z przekrojów usytuowane były na polderze, dwa na wysoczyźnie. Na wysoczyźnie jeden usytuowany był w oddaleniu, a drugi w bliskości rzeki. Na polderze jeden usytuowany był w pobliżu, a drugi w oddaleniu od rowu melioracyjnego. W przekrojach tych sytuowano modelowe gospodarstwa i badano migrację zanieczyszczeń przez nie generowanych w ciągu 22 lat (jako teoretycznego okresu trwania skutków inwestycji). Wyniki agregowano mnożąc liczby odnoszące się do poszczególnych modeli gospodarstw przez liczby gospodarstw w każdym z możliwych wyróżnionych usytuowań, które oszacowano na podstawie map badanych zlewni pilotowych.

W wyniku budowy obiektów przechowujących odchody nastąpi redukcja emisji do środowiska z dwóch powodów:

- na skutek likwidacji emisji punktowych z niezabezpieczonych składowisk odchodów zwierzęcych,
- na skutek właściwszego terminu wywożenia nawozów organicznych pochodzących z tych odchodów na pola (spowodowanego możliwością dłuższego przechowywania ich w zbiornikach przed wywiezieniem).

Tabela 1. Średnie roczne wielkości redukcji emisji azotu, kg/ha/rok

Obszar	Do wód gruntowych	Do wód powierzchniowych	Do gruntu	Ogółem do środowiska
ostrołęcko-łomżyński	5,7	0,1	7,8	10,8
toruński	1,6	0,1	3,1	17,7
elbląski	4,1	0,2	6,8	9,0
razem 3 obszary	4,1	0,1	6,3	11,7

Źródło: opracowanie własne.

Na podstawie długiej serii przebiegów wzmiankowanych powyżej programów obliczeniowych oszacowano roczną redukcję emisji azotanów do środowiska wodnego na każdym z pilotowych obszarów. Odpowiednie liczby przeliczone na 1 hektar podane są w tabeli 2. Wyniki dotyczą emisji do wód gruntowych oraz emisję do gruntu w całości, z czego część odpłynie do wód gruntowych, część do wód powierzchniowych, a część pozostanie w czasie trwania skutków projektu (przyjętym za 22 lata) wciąż zawieszona w strefie aeracji. W tabeli 2 podane zostały także zredukowane średnie roczne ilości azotanów odpływających z wód gruntowych do wód powierzchniowych, obliczone wg przytoczonych modeli, jak również całkowite zredukowane ładunki emisji azotu do środowiska naturalnego, włączające oprócz wymienionych także redukcję ilości azotu wyparowującego w postaci amonowej z odcieku z pryzm obornika nie ułożonych na płycie i nie wyposażonych w przykryty zbiornik gromadzący odpływ. Nie była natomiast modelowana dalsza migracja (w sensie oddalenia w przestrzeni i czasie, po 22 latach) azotanów z wód gruntowych, które częściowo przedostaną się do wód podziemnych, częściowo jednak także do wód powierzchniowych. Przykładowe wyniki symulacji migracji azotu w gruncie podane są na rysunku 1. Obrazuje on migrację azotu z powierzchni w głąb profilu gruntowego przez wskazanie na stężenia azotu, jakie byłyby osiągnięte po 22 latach w profilu, gdyby nie zastosowano działań przewidzianych w projekcie.

W obliczeniach nie brano pod uwagę strat azotu w budynkach inwentarskich, gdyż tych projekt nie zmieni. Nie brano też pod uwagę redukcji emisji azotu do środowiska na skutek ewentualnego wprowadzenia dobrych praktyk rolniczych, poza zmianami w nawożeniu mineralnym w wyniku częściowego zastąpienia go nawożeniem organicznym jako konsekwencji realizacji projektu. Nie uwzględniono bezpośredniej migracji azotu do wód powierzchniowych ze spływem powierzchniowym ani denitryfikacji w gruncie, w pierwszym przypadku bowiem, jeśli nawet występuje, jest to zjawisko marginalne, w drugim w uproszczeniu przyjęto, że cała ilość azotu w gruncie trafia do środowiska wodnego.

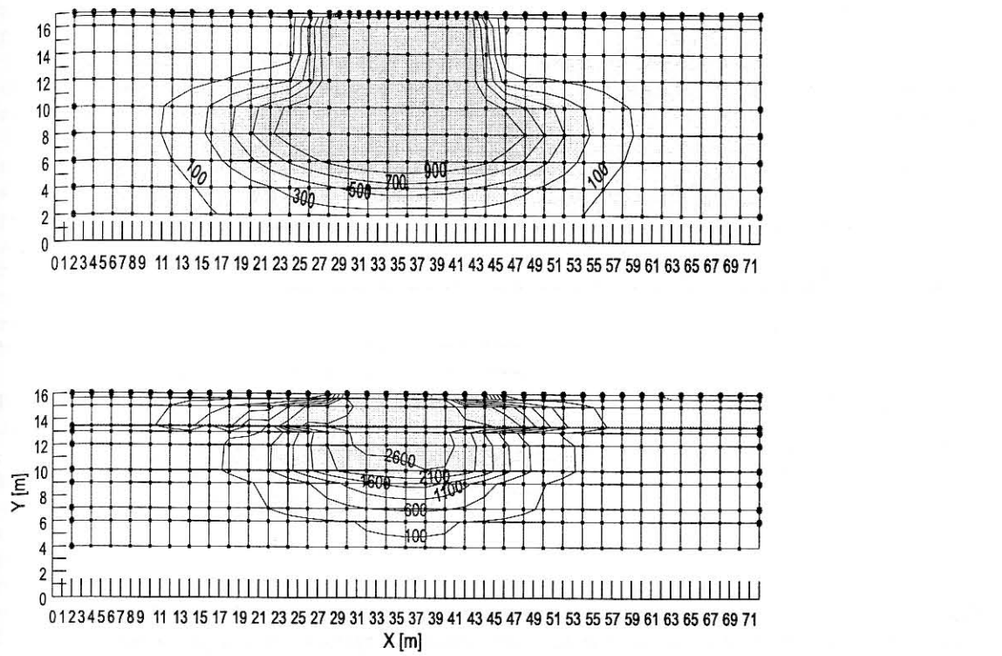
Ostatecznie redukcja strat została obliczona w kilku punktach obiegu azotu w środowisku: emisji do gruntu, z tego emisji do wód gruntowych, z tego emisji do wód powierzchniowych oraz sumy emisji do gruntu i do atmosfery nazwanej emisją do środowiska.

Tabela 2. Roczne wielkości redukcji emisji azotu zbliżone do docelowych (22 rok po budowie obiektów), kg/ha/rok

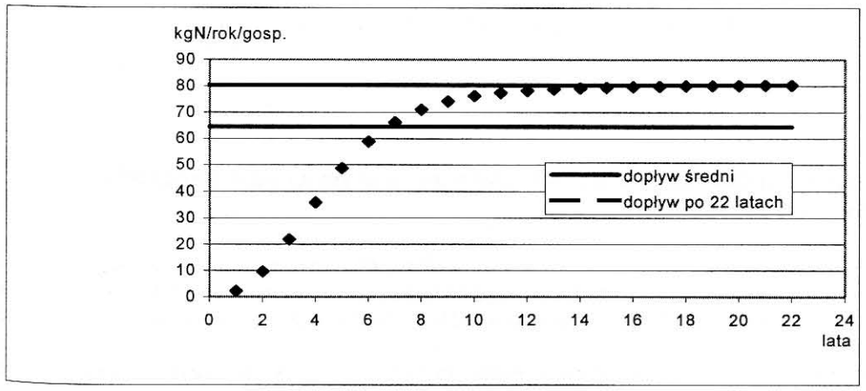
Obszar	do wód gruntowych	do wód powierzchniowych	do gruntu	ogółem do środowiska
ostrołęcko-łomżyński	7,7	0,4	7,8	10,8
toruński	2,3	0,1	3,1	17,7
elbląski	6,19	0,6	6,8	9,0
razem 3 obszary	5,8	0,4	6,3	11,7

Źródło: opracowanie własne.

Rysunek 1. Rozkład stężeń azotu (gN/m³) w wodach gruntowych w obszarze ostrołęcko-łomżyńskim po 22 latach składowania obornika na pryzmie gdy w gospodarstwie utrzymywane jest zarówno bydło jak i trzoda chlewna, a gospodarstwo położone jest



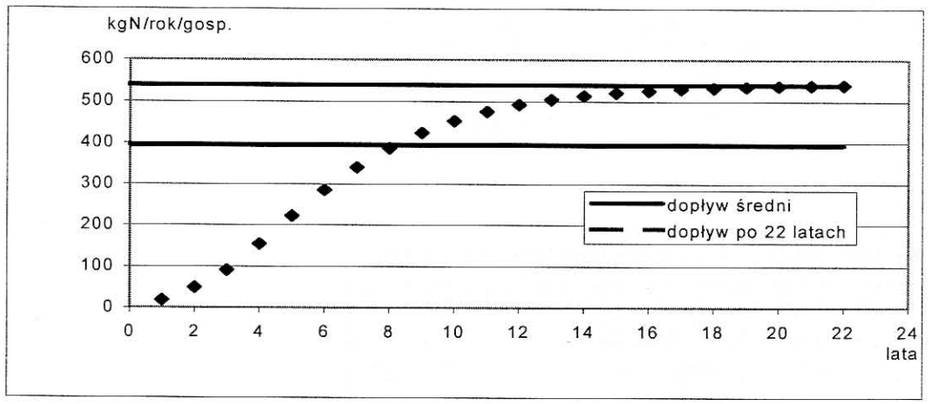
Rysunek 2. Średni roczny dopływ azotu do wód gruntowych (kgN/rok/gosp.) w kolejnych latach od zakończenia projektu z gospodarstw prowadzących produkcję bydlęcą, położonych w regionie łomżyńskim na wysoczyźnie



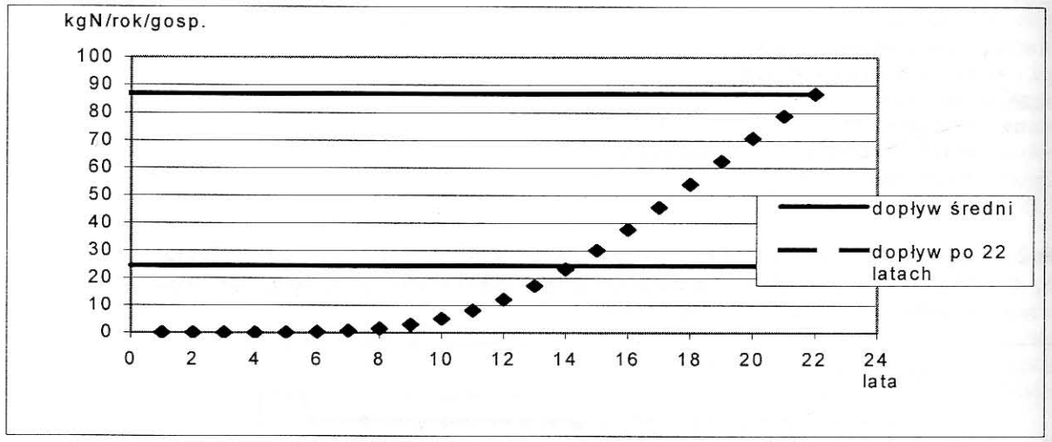
Efekty projektu mają charakter procesu dynamicznego, rozciągniętego w czasie. Wielkości średnie podane w tabeli 2 nie oznaczają efektu docelowego. W początkowych latach redukcja zanieczyszczeń dopływających do wód gruntowych i powierzchniowych jest niewielka i nasila się w czasie, by po teoretycznym wyeksploatowaniu zbudowanych w ramach projektu urządzeń (22 lata), z pewnym opóźnieniem, znów zacząć spadać. Jako przybliżenie wielkości redukcji osiąganej w okresie występowania docelowych efektów projektu podano w tabeli 3 wielkości obliczone dla 22 roku od zakończenia inwestycji. Nie są to szczytowe wielkości efektów, gdyż w roku tym modelowe

stężenia azotanów przy powierzchni gruntu i na górnym poziomie wód gruntowych jeszcze się nie wyrównują, choć są sobie bliskie. Dynamikę procesu w stosunku do wielkości średnich ilustrują przykładowo rysunki dotyczące wybranego modelu gospodarstwa na obszarze ostrołęcko-łomżyńskim (rys. 2, 3, 4).

Rysunek 3. Średni roczny dopływ azotu do wód gruntowych (kgN/rok/gosp.) w kolejnych latach z gospodarstw prowadzących produkcję bydlęcą, położonych w regionie łomżyńskim w dolinie



Rysunek 4. Średni roczny dopływ azotu do wód powierzchniowych (kgN/rok/gosp.) w kolejnych latach od zakończenia projektu z gospodarstw prowadzących produkcję bydlęcą, położonych w regionie łomżyńskim w dolinie



3. Wpływ modernizacji gospodarki odchodami zwierzęcymi na emisję azotanów pochodzących z rolnictwa do Bałtyku

Sumaryczna wielkość redukcji emisji azotu ogólnego do gruntu z trzech pilotowych obszarów rocznie wynosi średnio 160911 kgN/rok. Z tego do wód gruntowych trafia w ciągu 22 badanych lat średnio 104458 kgN/rok, a z nich do wód powierzchniowych 3332 kgN/rok. Różnica 160911-104458 = 56453 kgN/rok pozostaje średniorocznie zawieszona w strefie aeracji.

Średnio w latach od 1990 do 1999 odpływało z terenu Polski do Bałtyku 195,0 tys. ton azotu ogólnego rocznie [kolejne roczniki GUSowskie „Ochrona Środowiska" cytowane przez Sapka et al. 2002]. Roczna wielkość redukcji emisji azotu do wód powierzchniowych osiągana w ramach projektu pilotowego wynosi 0,001709% średniego polskiego zrzutu azotu do Bałtyku[1]. W przybliżeniu można założyć, że każda ilość azotu emitowana do wód płynących po odpowiednio długim czasie trafi do morza, przechodząc po drodze różne metamorfozy i w związku z tym migrując w jego kierunku ruchem określanym jako spiralny [1].

[1] W stosunku do średniego odpływu azotu z lat 1982-1987 wynoszącego 209.6 tys.tN/rok [8] stanowi to 0.00159%.

Bezpośredni krótkookresowy wpływ projektu na globalną emisję do morza z terenu Polski jest niewielki i bardzo oddalony w czasie. Pamiętać jednak należy, że jest to projekt pilotowy. Jego ewentualne rozszerzenie na inne gospodarstwa, nieuniknione w takiej czy innej formie ze względu na uchwaloną w 2000 roku ustawę nawozową [17] spowoduje bez porównania większą redukcję. Jej wielkość można szacować w bardzo grubym przybliżeniu wg proporcji liczby sztuk dużych zwierząt w gospodarstwach objętych projektem i w całej Polsce. Według rocznika statystycznego [13] w 2000 roku w Polsce było 8013 tys. SD zwierząt gospodarskich. Zwierzęta w gospodarstwach objętych badaniem stanowiły 0.2966% tej liczby. Proporcja ta przeniesiona na spodziewaną wielkość redukcji emisji azotanów z terenu Polski do Bałtyku dawałaby sumę 1123.3 t azotu rocznie, czyli 0,576% redukcji w stosunku do średniej emisji z lat 1990-1999. Wynikający z ustawy nawozowej i obowiązujący wg niej od 2008 roku zakaz używania nieszczelnych zbiorników na odchody zwierzęce nie dotyczy co prawda gospodarstw stosujących technologię głębokiej ściółki. Są to jednak na ogół gospodarstwa małe, posiadające najwyżej kilka sztuk bydła. Gospodarstwa takie wg prognozy Wójcickiego [18] będą w szybkim tempie bankrutować i w roku 2020 prawie wszystkie zostaną zlikwidowane. W związku z tym można założyć, że do tego roku wszystkich zwierząt gospodarskich w Polsce dotyczyć będzie system przechowywania odchodów w szczelnych zbiornikach i wobec tego nabierze mocy proporcja 0.576% redukcji emisji. Założenie takie przyjmuje dodatkowo, że do tego roku utrzyma się w Polsce obecna struktura stada zwierząt, ich liczba i masa odchodów od sztuki dużej (w istocie masa ta powinna rosnąć, bo zwierzę produkcyjnie bardziej wydajne wydala też więcej).

Szacuje się, że rolnictwo odpowiada za 32% emisji azotanów z terenu Polski do Bałtyku. [Bogacka za: 15]. Projekt spowoduje zatem redukcję zrzutu pochodzenia rolniczego do Bałtyku o 0,00534 procenta. Rozszerzenie jego działań na całą populację zwierząt dałoby 1,8% redukcji tej emisji.

Jednakże przypomnieć należy, że omawiana wyżej redukcja spływu azotanów do wód powierzchniowych i w konsekwencji, po długim okresie, do Bałtyku, odnosi się tylko do spływu gruntowego do najbliższego cieku. Wystąpi wielokrotnie większa (31.3 razy) redukcja dopływu azotanów do wód gruntowych, z których azotany odpływać będą z czasem częściowo do wód powierzchniowych (najbliższego cieku lub cieków dalej położonych a głębiej drenujących teren) a częściowo do głębszych poziomów wód podziemnych. Gdyby cały redukowany dopływ do wód gruntowych trafiał do wód powierzchniowych, osiągana redukcja emisji stanowiłaby średniorocznie w okresie badanych 22 lat w ramach projektu 0.05349%, a po rozszerzeniu go na całą populację zwierząt w Polsce 18% średniej polskiej emisji d Bałtyku. Odpowiednie procenty wynosiłyby 0.1671% i 56.3% w stosunku do emisji pochodzenia rolniczego. Większość jednak ładunku azotanów zanieczyści wody podziemne, których ochrona jest jeszcze ważniejsza niż ochrona Bałtyku, stanowią one bowiem zasób w czasie historycznym nieodnawialny a ich zanieczyszczenia, w odróżnieniu od zanieczyszczenia wód Bałtyku, nie da się zredukować.

Podobnie zwrócić należy uwagę na to, że średnioroczna redukcja w ciągu badanych 22 lat nie jest redukcją docelową. Zbliżona do docelowej jest redukcja w końcowym roku 22, która, jeśli wznoszone obecnie obiekty zostaną po tym okresie zastąpione przez nowe, będzie się dalej utrzymywać, a nawet rosnąć. Redukcja emisji azotanów z wód gruntowych do najbliższych wód powierzchniowych w roku 22 wynosi 6185 kgN/rok i jest 1.856 razy większa od wielkości średniorocznej. W tej samej proporcji podniosą się więc w umownym końcowym roku trwania skutków projektu procenty redukcji osiąganej w projekcie w stosunku do emisji ogólnopolskiej do Bałtyku (do 0.00317%) i w stosunku do emisji pochodzenia rolniczego (do 0.00991%). Analogicznie, po rozszerzeniu działań na całą populację gospodarstw w Polsce, liczby te wyniosłyby odpowiednio 1.069 i 3.34%.

Poza zbadanymi modelowo wystąpić mogą w pewnych przypadkach inne drogi migracji azotu w środowisku, jak spływy powierzchniowe bezpośrednio do wód powierzchniowych, erozja wodna i wietrzna gleb. Transport azotu do wód powierzchniowych odbywa się tymi drogami w sposób przyspieszony. Na dalsze ograniczenie strat azotu powinna mieć wpływ także praca doradców rolnych zatrudnionych w projekcie, którzy instruują uczestniczących w nim rolników na temat sposobów oszczędnej gospodarki nawozami organicznymi i stosowania dobrych praktyk rolniczych, takich jak właściwe układanie obornika na pryzmie, szybkie przykrywanie obornika i gnojowicy wywożonych na pole itp.

Literatura

[1] Allan J. D., *Ekologia wód płynących*, PWN, Warszawa 1998.
[2] *Atlas hydrogeologiczny Polski*, cz. 1, *Systemy zwykłych wód podziemnych*, red. S. Paczyński, PIG, Warszawa 1996.
[3] Dewes Th., *Wie gefaehrlich sind Mistplaetze?* „Landpost" 1993, 17 kwietnia.
[4] Dobkowski A., Staśkiewicz K., *Obory dla krów. Podstawowe wymagania technologiczne i techniczne. Poradnik,* Bisprol, Warszawa 2001.
[5] Herzig J., *Prędkość migracji zanieczyszczeń w strefie aeracji glin i iłów*, w: *Prędkość migracji zanieczyszczeń przez strefę aeracji na podstawie badań polowych i laboratoryjnych*, red. A., Kleczkowski, AGH, Kraków 1999.
[6] Kleczkowski A.S., *Ochrona wód podziemnych,* Wyd. Geologiczne, Warszawa 1984.
[7] Majewski A., *Geologia północnej części delty Wisły. Przewodnik LXI zjazdu Polskiego Towarzystwa Geologicznego*, AGH, Kraków 1990.
[8] *Ochrona środowiska 1991*, GUS, Warszawa. 1992.
[9] Pazdro Z., Kozerski B., *Hydrogeologia ogólna,* Wyd. Geologiczne, Warszawa 1990.
[10] Pietrzak S., *Nawozy organiczne pochodzenia zwierzęcego a ochrona jakości wody,* IMUZ, Falenty 1997.
[11] Pietrzak S., *Bilanse i emisje składników nawozowych w gospodarstwach demonstracyjnych,* Zeszyty Edukacyjne IMUZ 2002 nr 7.
[12] *Przewodnik do ćwiczeń z podstaw geotechniki – mechanika gruntów*, Część 1, red. W. Wolski, SGGW-AR, Warszawa. 1981.
[13] *Rocznik Statystyczny 2001*, GUS, Warszawa 2002.

[14] Romaniuk W., Głaszczka A., Wardal W., *Usuwanie odchodów z obór wolnostanowiskowych,* w: *Problemy intensyfikacji produkcji zwierzęcej z uwzględnieniem ochrony środowiska i przepisów UE,* IBMER, Warszawa 2000.
[15] Sapek A., Sapek B., Pietrzak S., *Obieg i bilans azotu w rolnictwie polskim,* „Nawozy i nawożenie" 2002 nr 1.
[16] Schmuck A., *Meteorologia i klimatologia dla WSR,* PWN, Warszawa 1969.
[17] Ustawa z dnia 26 lipca 2000 r. o nawozach i nawożeniu (Dz. U. nr 89, poz.991).
[18] Wójcicki Z., *Wpływ rozwoju mechanizacji na przemiany agrarne w polskim rolnictwie,* w: *Przemiany w strukturze agrarnej i zatrudnieniu rolniczym do końca XX wieku,* red. H. Runowski, Wyd. SGGW, Warszawa 1997.

IMPACT OF MODERNISATION OF THE FARM ANIMAL EXCREMENTS MANAGEMENT ON THE NITROGEN EMISSIONS TO SURFACE AND GROUNDWATERS

Summary

The results of an internationally sponsored pilot project supervised by the National Fund of Environmental Protection and Water Management have been investigated. Specialised animal production farms in 3 pilot areas in Poland had been subsidised from the funds within the project in order to put up new and modern manure pits and liquid manure tanks or slurry tanks. The reduction of nitrogen emissions to the surface and ground waters in various model farms situated in various localities during a 22 years long time span has been estimated. Average reductions of emissions to the ground waters were 4.1 kgN/hectare/year, to the surface waters 0.1 kgN/hectare/year, to the ground 6.3 kgN/hectare/year (2.1 kgN/hectare/year suspended in the zone of aeration), to the environment as a whole 11.7 kgN/hectare/year. The reductions in the final 22nd year, close to the future steady state reductions, were for emissions to the ground waters 5.8 kgN/hectare/year, to the surface waters 0.4 kgN/hectare/year. Reductions in the emissions to the Baltic sea from the pilot areas in the final 22nd year of simulation amounted to 0.003% of the total and 0.01% of the agricultural Polish emissions. Were the pilot measures applied to all farms in Poland these percentages would rise to 1.07% and 3.34% respectively.

Józef Malej
Bogdan Jankowski

USUWANIE ORTOFOSFORANÓW NA FILTRZE KONTAKTOWYM

Streszczenie

W czasie testowania koagulacji objętościowej uzyskiwano wysoką obniżkę ortofosforanów od 82,0 do 90,4%, stosując dawki koagulanta D_{FeCl3} = 210÷240 mg/L, zachowując stosunki molowe 1:1,38 i 1:1,5. W porównywalnych warunkach, na filtrach kontaktowych, uzyskiwano zbliżoną wartość obniżki ortofosforanów, ale przy znacznie niższej dawce koagulanta D_{FeCl3} = 60÷90 mg/L, zachowuje zmienne stosunki molowe: od 1:0,85 do 1:1,34 i od 1:1,34 do 1:1,43. Ustalono optymalną prędkośćfiltracji, V_f = 5÷6 m/h i czas t_f = 1,3÷8,0 godzin.
Podczas testowania ścieków biologicznie aktywnych ustalono skuteczną dawkę koagulanta D_{FeCl3} = 35 mg/L i prędkość filtracji, V_f = 10m/h.

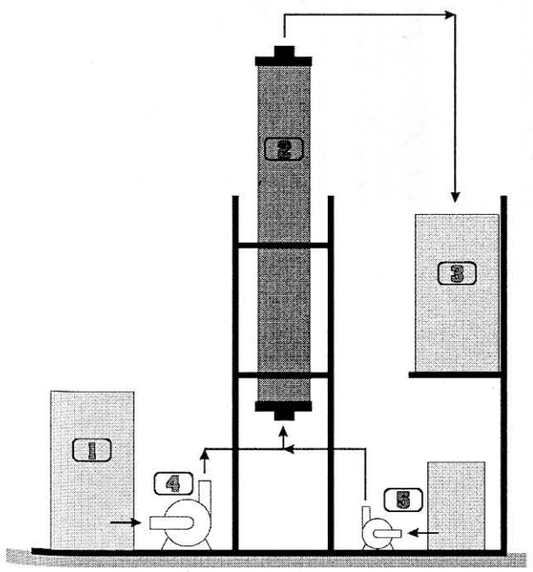
Wstęp

Filtracja odpływu z osadników wtórnych pozwala na usunięcie resztkowych zawiesin osadu czynnego, zmniejszająca w oczyszczanych ściekach ilości związków węgla, azotu i fosforu [12,13]. Przed dezynfekcją oczyszczonych ścieków stosuje się różne typy filtracji [12]. W układach technologicznych oczyszczania wody, odnowy wody i doczyszczania ścieków mogą być zastosowane filtry kontaktowe. W urządzeniach tych realizowane są procesy: koagulacji, strącania, sedymentacji i filtracji. Filtry kontaktowe nadają się do oczyszczania wody (ścieków), w których łączna ilość zawiesin – uwzględniając dodanie koagulanta – może wynosić ≤ 150 g/m^3 [2,6,13]. Podkreśla się, że stężenie fosforu ogólnego przed dopływem do osadnika wtórnego powinno być obniżone do poziomu stężeń: 0,7÷1,0 mg P/l. Eliminuje to przeciążenie filtru zawiesiną. Cykl filtracji nie powinien być krótszy niż 6 godzin, co głównie uwarunkowane jest ilością zawiesin w dopływie do filtru. Zwraca się uwagę, że filtry nie mogą zastępować wadliwie działających osadników wtórnych [5,9,13].

I. Metoda, cel i zakres badań

Celem badań było ustalenie skuteczności usuwania ze ścieków ortofosforanów na filtrze kontaktowym. Badania wykonano w trzech etapach. Schemat układu doświadczalnego przedstawia rysunek 1.

Rysunek 1. Schemat układu doświadczalnego - filtru kontaktowego



1 – zbiornik z badanymi ściekami, 2 – kolumna filtracyjna, 3 – pobór otrzymanego filtratu, 4 – pompa regulująca przepływ, 5 – stanowisko dozowania koagulantu

dr hab. Józef Malej, prof. PK, Politechnika Koszalińska, Katedra Technologii Wody i Ścieków; mgr inż. Bogdan Jankowski, współwykonawca tematu badawczego: *Usuwanie związków biogennych w procesie doczyszczania ścieków*

I etap; koagulacja objętościowa, dobór optymalnej dawki $FeCl_3 \cdot 6H_2O$ – w dalszych opisach jako D_{FeCl3}:
- na koagulatorze stosowano: szybkie mieszanie – 3 minuty i wolne mieszanie – 15 minut,
- czas sedymentacji, t_s = 120 minut,
- D_{FeCl3} –10,0÷240 mg/l,
- stężenie ortofosforanów Co_{PO4} – 1,96÷17,90 mg P/l,
- odczyn ścieków, pH – 7,5÷7,8
- temperatura ścieków – 18,5÷21,0°C.

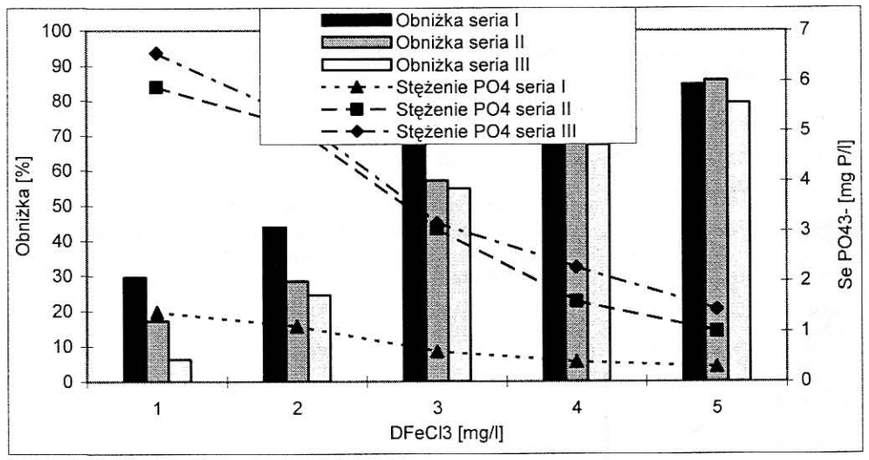
II etap; filtracja ścieków modelowych na filtrze kontaktowym:
- parametry filtru: Φ = 2,8 cm, L = 150 cm, złoże z piasku kwarcowego, H = 110 cm, uziarnienie, d_{10} = 0,5÷2,0 mm, W/R = 2,5,
- prędkość filtracji, V_f = 5, 10, 15, 20 m/h, czas filtracji, t_f = 80, 120, 480 minut,
- D_{FeCl3} – 60 i 90 mg/l.

III etap; filtracja ścieków aktywnych biologicznie na filtrze kontaktowym:
- V_f = 10 m/h,
- t_f = 15÷150 minut,
- D_{FeCl3} = 35,0 mg/l,
- Co_{PO4} – 11,0÷11,4 mg P/l,
- temperatura ścieków – 18,5÷21,0°C,
- odczyn ścieków, pH – 7,15÷6,8.

2. Omówienie wyników badań

W pierwszym etapie testując dawki D_{FeCl3} od 90 do 240 mg/l zależnie od początkowego stężenia ortofosforanów (Co_{PO4}) uzyskiwano wysoką ich obniżkę od 79,6 do 90,4%. Przy najwyższych stężeniach początkowych Co_{PO4} = 17,7 mg P/l, dawki koagulanta wynosiły 210÷240 mg/l. Obniżka ortofosforanów wynosiła od 81,9 do 90,4%. Ilustruje to tabela 3 i rysunek 2.

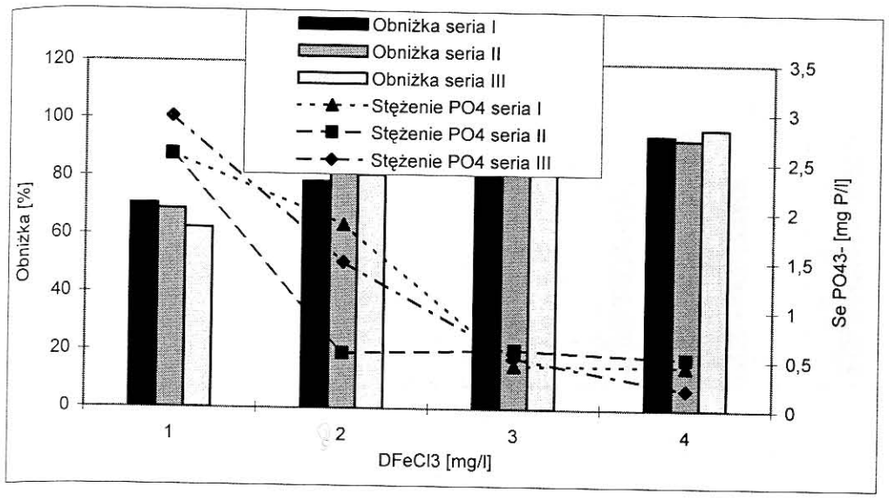
Rysunek 2. Obciążenie ortofosforanów zależnie od ich początkowego stężenia i dawki koagulanta



Koagulacja objętościowa
- Początkowe stężenie Co_{PO4} [mg P/l]
- Seria I – 1,96 mg P/l,
- Seria II – 7,10 mg P/l,
- Seria III – 7,00 mg P/l
- Dawki koagulanta, D_{FeCl3} [mg/l]
- 1 -2 -3 -4 -5
- 10 -30 -60 -90 -120 mg/l

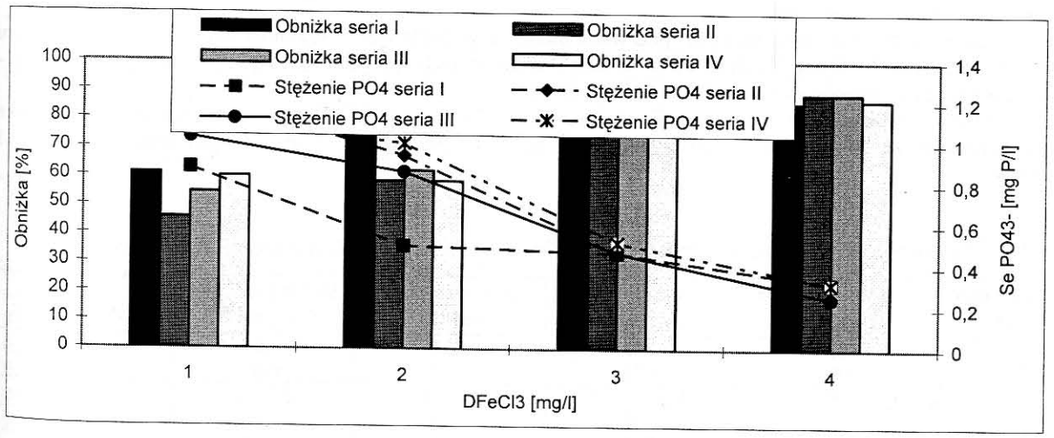
W drugim etapie – testowanie na filtrze kontaktowym – stosowano dwie dawki koagulanta, różne prędkości i czasy filtracji. Uzyskane obniżki ortofosforanów przedstawiono w tabeli 3 i rysunkach 3,4,5.

Rysunek 3. Obciążenie ortofosforanów zależnie od ich początkowego stężenia i dawki koagulanta oraz prędkości filtracji



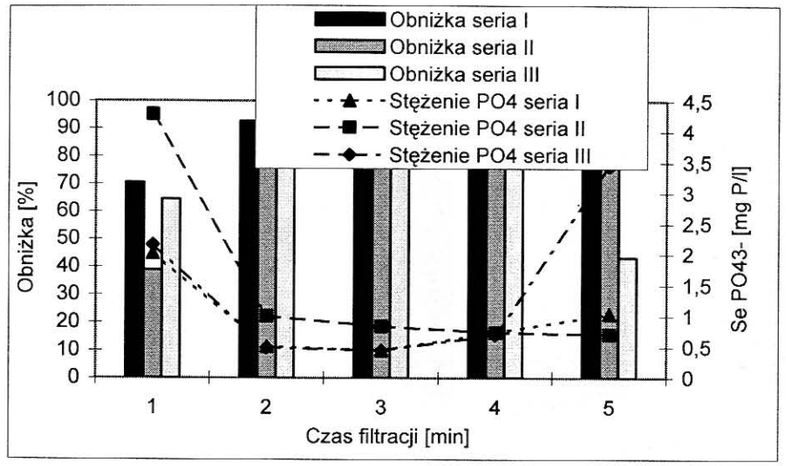
Filtry kontaktowe
- Początkowe stężenie Co_{PO4} [mg P/l]
- Seria I – 8,70 mg P/l, V_f = 5 m/h,
- Seria II – 8,20 mg P/l, V_f = 10 m/h,
- Seria III – 7,80 mg P/l, V_f = 15 m/h,
- Dawki koagulanta, D_{FeCl3} [mg/l]
- 1 -2 -3 -4
- 30 -60 -90 -120 mg/l

Rzsunek 4. Obciążenie ortofosforanów zależnie od ich początkowego stężenia i dawki koagulanta oraz prędkości filtracji



Filtry kontaktowe
- Początkowe stężenie Co_{PO4} [mg P/l]
- Seria I – 2,26 mg P/l, V_f = 5 m/h,
- Seria II – 2,26 mg P/l, V_f = 10 m/h,
- Seria III – 2,26 mg P/l, V_f = 15 m/h,
- Seria IV – 2,40 mg P/l, V_f = 20 m/h,
- Dawki koagulanta, D_{FeCl3} [mg/l]
- 1 -2 -3 -4
- 5 -10 -30 -60 mg/l

Rysunek 5. Obciążenie ortofosforanów zależnie od ich prędkości filtracji i stałej dawki koagulanta D_{FeCl3} = 60 [mg/l]



Filtry kontaktowe

- Początkowe stężenie Co_{PO4} [mg P/l]
- Seria I – 2,26 mg P/l, V_f = 5 m/h,
- V_f = 5 m/h, t_f = 480 minut
- Czas filtracji
- 1 -2 -3 -4 -5
- 5 -20 -30 -60 -80 minut

Stosunki molowe były zmienne przy różnych prędkościach filtracji; zapewniały one niskie stężenia końcowe ortofosforanów w granicach od 0,25 do 0,60 mg P/l (za wyjątkiem skrajnie niskiej dawki koagulanta D_{FeCl3} = 35,0 mg/l). Dla filtrów kontaktowych zalecana prędkość filtracji wynosi, $V_f \leq 6$ m/h, a cykl filtracji nie krótszy niż 6 godzin – przy jednym wyłączonym filtrze do płukania [6,13]. Dla warunków przeprowadzonego testowania można przyjąć:

- V_f = 5÷6 m/h – jako optymalne,
- V_f = do 10 m/h – jako dopuszczalne, pod warunkiem, że w dopływie do osadnika wtórnego stężenie fosforu ogólnego nie przekracza 1,0 mg P/l oraz, że w ściekach sklarowanych (po osadniku wtórnym) zawiesina ogólna – łącznie z zawiesiną od dodanego koagulanta – wynosi ≤ 150 g/m^3.

W warunkach testowania cykl filtracji wynosił od 6 do 8 godzin. W tym czasie uzyskiwano wysoką i wystarczającą obniżkę ortofosforanów (uwzględniając wysokie ich początkowe stężenia Co_{PO4}). Ilustrują to tabele 1 i 2 oraz rysunek 5.

Tabela 1. Parametry filtracji kontaktowej i skuteczność usunięcia ortofosforanów - ścieki modelowe

Prędkość filtracji V_f, m/h	Dawka koagulanta D_{FeCl3}, mg/l	Stężenie początkowe Co_{Po4}, mg P/l	Stosunki molowe Fe/PO_4^{3-}	Stężenie końcowe Ce_{Po4}, mg P/l	Obniżka ortofosforanów %
5,0	60,0	2,26	1:3,1	0,32	85,8
	90,0	8,70	1:1,2	0,44	95,0
10,0	35,0	11,20÷11,30	1:1,09	2,5÷4,5	60,2÷69,1
	60,0	2,26	1:3,1	0,25	89,0
	60,0	8,20	1:0,85	0,52	93,7
	90,0	8,70	1:1,2	0,60	93,1
15,0	60,0	2,26	1:3,1	0,25	89,0
	90,0	7,80	1:1,34	0,52	93,3
20,0	90,0	2,40	1:4,35	0,25	89,6
	90,0	8,30	1:1,26	0,32	96,1

Źródło: opracowanie własne.

Tabela 2. Parametry filtracji kontaktowej i skuteczność usunięcia fosforanów - ścieki modelowe

Prędkość filtracji V_f, m/h	Czas filtracji t_f, min	Stężenie początkowe Co_{Po4}, mg P/l	Stężenie końcowe Ce_{Po4}, mg P/l	Obniżka %
5,0	80,0	7,0	0,71	90,0
	120,0	7,0	0,67	90,4
	480,0	7,0	0,67	90,4
20,0	80,0	6,85	1,04	84,8
	120,0	6,85	1,77	74,2

Źródło: opracowanie własne.

Tabela 3. Parametry koagulacji objętościowej i skuteczność usunięcia ortofosforanów - ścieki modelowe

Dawka koagulanta D_{FeCl3}, mg/l	Stężenie początkowe Co_{Po4}, mg P/l	Stosunki molowe Fe/PO_4^{3-}	Stężenie końcowe Ce_{Po4}, mg P/l	Obniżka ortofosforanów %
90÷120	1,96	1:5,33 1:7,1	0,40÷0,30	79,6÷84,7
110÷120	7,0÷7,1	1:1,8 1:1,96	1,24÷1,0	82,5÷85,9
210÷240	17,7	1:1,38 1:1,58	1,7÷3,2	81,9÷90,4

Źródło: opracowanie własne.

W trzecim etapie testowano ścieki biologicznie aktywne. W pierwszym cyklu testowano w koagulacji objętościowej dawkę koagulanta D_{FeCl3} = 80 mg/l. Uzyskano znaczną obniżkę ortofosforanów, 51,4% (uwzględniając wysokie początkowe stężenie Co_{PO4} = 11,2÷11,3 mg P/l).

W czasie klarowania ścieków w wodzie nadosadowej występował drobnocząsteczkowy osad, który był przyczyną zwiększonego końcowego stężenia ortofosforanów Ce_{PO4} = 5,5 mg P/l.

W badaniach własnych stwierdzono duże różnice stężenia fosforu ogólnego analizując próby sączone i niesączone:

- Ce = 1,8 mg P/l – próba niesączona,
- Ce = 0,7 mg P/l – próba sączona [9].

Podobne ustalenia dokonano w warunkach eksploatowanej oczyszczalni ścieków:

- Ce = 3,0 mg P/l – próba niesączona,
- Ce = 0,6 mg P/l – próba sączona [10].

Uważa się, znaczna część fosforu (około 60%) w oczyszczonych ściekach występuje w postaci drobnej zawiesiny [4,8,12,13]. Ilość fosforu wynoszonego wraz z zawiesinami zależy od rodzaju osadnika, jego sprawności i sposobu usuwania fosforu w układzie technologicznym, co ilustruje tabela 4.

Tabela 4. Ilość związków fosforu wynoszonych wraz z zawiesinami [4]

Miejsce poboru próby	Ilość zawiesin w odpływie g/m^3	Ilość fosforu ogólnego zawartego w zawiesinach	
		% masy zawiesin	g P/m^3 odpływających ścieków
Po osadniku wstępnym i wstępnym strącaniu	30÷50	2÷3	0,6÷1,5
Po osadniku wtórnym i symultanicznym strącaniu	10÷20	2÷4	0,2÷0,8
Po wtórnymi strącaniu	5÷10	10÷20	0,5÷2,0
Po filtracji ścieków oczyszczonych	3÷8	2÷4	0,06÷0,32
Po osadniku wtórnym z biologicznym usuwaniem fosforu	10÷20	2÷4	0,2÷0,8

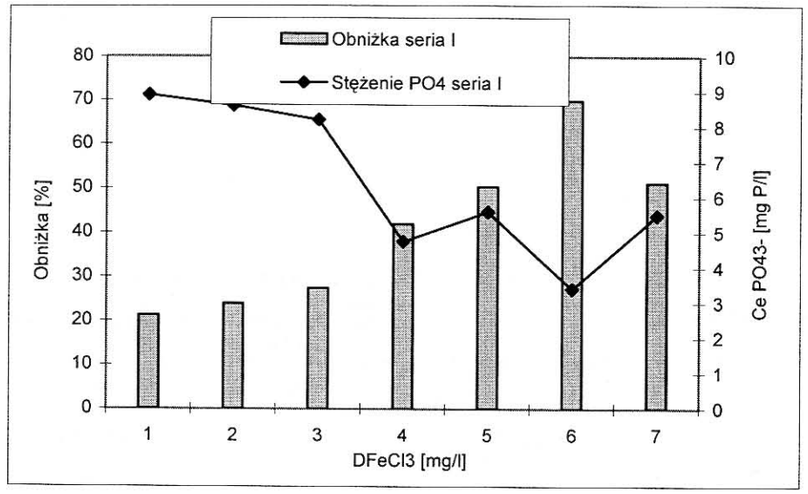
Źródło: opracowanie własne.

Testowane ścieki – po biologicznym oczyszczaniu – cechuje znaczna aktywność biologiczna. Podkreśla się, że ścieki przed procesem koagulacji nie powinny mieć dużej aktywności biologicznej, ponieważ powoduje to wypływanie zawiesin w osadniku wtórnym [4,9,12,13]. Dlatego dla ścieków po biologicznym oczyszczaniu zalecane są bardzo wysokie dawki koagulanta – od kilkudziesięciu do kilkuset mg/l (200÷300 mg/l) [2].

Uwzględniając podstawowe czynniki wpływające na proces koagulacji: dawka koagulanta, stosunki molowe, rodzaj koagulanta, odczyn, temperatura, warunki flokulacji, substancje wspomagające, należy uwzględniać rodzaj ścieków i ich aktywność biologiczną [1,2,3,12].

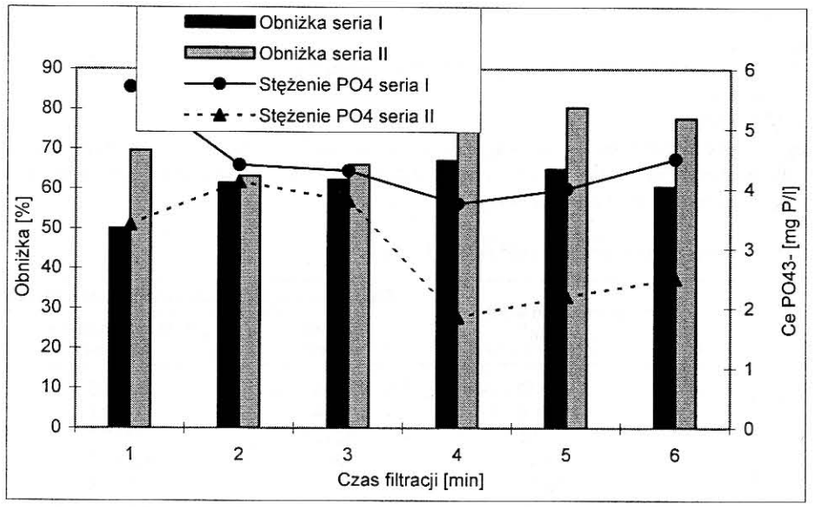
W drugiej części trzeciego etapu – ścieki biologicznie aktywne – testowano na filtrze kontaktowy. Przyjęto stałą prędkość filtracji – V_f = 10 m/h i stałą dawkę koagulanta – D_{FeCl3} = 35 mg/l. Uzyskiwano znaczną obniżkę ortofosforanów: od 60,2 do 69,1%, przy początkowym stężeniu: Co_{pO4} = 11,2÷11,4 mg P/l. Ilustruje to rysunek 7.

Rysunek 6. Obciążenie ortofosforanów zależnie od dawki koagulanta



Koagulacja obętościowa
- Początkowe stężenie Co_{PO4} 11,30 mg P/l
- Dawki koagulanta
- 1 -2 -3 -4 -5 -6 -7
- 10 -20 -30 -35 -40 -60 -80 mg/l

Rysunek 7. Obciążenie ortofosforanów zależnie od czasu filtracji, stałej dawki koagulanta i prędkości filtracji



Ścieki biologicznie aktywne
Filtry kontaktowe
- Początkowe stężenie Co_{PO4} 11,40 [mg P/l]
- V_f = 10 m/h, t_f = 150 minut
- Czas filtracji
- 1 -2 -3 -4 -5 -6
- 15 -30 -60 -90 -120 -150 minut

Analizując poszczególne etapy testowania można stwierdzić, że – w porównywalnych warunkach – uzyskiwano wysoką i powtarzalną obniżkę ortofosforanów. Stosując filtry kontaktowe, w porównaniu do koagulacji objętościowej; skuteczne dawki koagulanta były znacznie mniejsze:
- koagulacja objętościowa, D_{FeCl3} = 210÷240 mg/l; obniżka 82,0÷90,4%,
- filtry kontaktowe, D_{FeCl3} = 60÷90 mg/l; obniżka 81,0÷96,1%.

Wnioski

Podczas testowania koagulacji objętościowej uzyskiwano wysoką obniżkę ortofosforanów od 82,0 do 90,4%, stosując wysokie dawki D_{FeCl3} = 210÷240 mg/l. Stosunki molowe wynosiły 1:1,38 i 1:1,58.

W porównywalnych warunkach, na filtrach kontaktowych otrzymywano nieco wyższą obniżkę ortofosforanów od 81,0 do 96,1%. Skuteczne dawki koagulanta były znacznie mniejsze, D_{FeCl3} = 60÷90 mg/l. Stosunki molowe wynosiły od 1:0,85 do 1:1,34 – dla wyższych stężeń początkowych (Co_{PO4}) i 1:1,34; 1:1,43 – dla niskich stężeń początkowych (Co_{PO4}).

Podczas testowania biologicznie aktywnych ścieków zastosowana dawka D_{FeCl3} = 35 mg/l i stała prędkość filtracji (V_f = 10 m/h) pozwoliła uzyskać znaczną obniżkę ortofosforanów od 60,2 do 69,1%. Dla danych warunków testowania można przyjąć:
- V_f = 5÷6 m/h, jako optymalną prędkość filtracji,
- V_f = do 10 m/h, jako dopuszczalną warunkowo.

W czasie filtracji (t_f) od 80 do 480 minut (od 1,3 do 8,0 godzin) uzyskiwano wysoką i wystarczającą obniżkę ortofosforanów od 90,0 do 90,4%.

Literatura

[1] Anielak A.M., *Chemiczne i fizykochemiczne oczyszczanie ścieków*, PWN, Warszawa 2002.
[2] Cywiński B., Gdula S., Kempa E., Kurbiel I., Płoszański H., *Oczyszczanie ścieków. Oczyszczanie mechaniczne i chemiczne*, Arkady, Warszawa 1983.
[3] Dojlido I., *Chemia wód powierzchniowych*, Ekonomia i Środowisko, Białystok 1995.
[4] Henze M i in., *Wastewater Treatment. Springer*, Berlin 1995.
[5] Kłoss-Trąbaczkiewicz H., Roman M., Wysokińska E., *Wytyczne techniczne stosowania filtrów do doczyszczania ścieków*, w: *Podstawy Gospodarki Wodno-Ściekowej w miastach i osiedlach*, IOŚ, zeszyt 3, Warszawa 1990, s. 83÷112.
[6] Kowal A.L., Świderska-Bróż M., *Oczyszczanie wod*, PWN, Warszawa-Wrocław 1996.
[7] Kowal A.L., *Odnowa wody. Podstawy teoretyczne procesów*, WPW, Wrocław 1997.
[8] Łomotowski I., Szpindor A., *Nowoczesne systemy oczyszczania ścieków*, Arkady, Warszawa 1999.
[9] Malej J., *Rowy cyrkulacyjne, ich zastosowanie i eksploatacja*, Wyd. WSInż., Koszalin 1993.
[10] Poznańska i in., *Defosfatacja chemiczna w małych oczyszczalniach ścieków odprowadzających ścieki do wód stojących*, Temat badawczy – sprawozdania z lat 1987, 1989, 1990. CPBR. 13.1, Politechnika Poznańska, Poznań.
[11] Świderska-Bróż M., *Usuwanie organicznych połączeń żelaza z wód podziemnych*, „Gaz, Woda i Technika Sanitarna" 1996 nr 1.
[12] *Wastewater Engineering Treatment and Reuse Metals Eddy*, International Edition, 4th ed. 2003.
[13] Wytyczna ATV – DVWK-A131P, *Wymiarowanie jednostopniowych oczyszczalni ścieków z osadem czynnym*, Seide-Przywecki, Warszawa 2002.

ORTHOPHOSPHATES REMOVAL ON CONTACT FILTER

Summary

The volume coagulation test at $FeCl_3$ doses 210-240 mg/l (mole ratio Fe:PO_4, 1:1,38 and 1:1,15) proved high efficiency of orthophosphates removal (82,0-90,4%). The contact filtration at the comparable condition showed similar removal of orthophosphates but at considerably lower iron chloride doses 60-90 mg/l (mole ratio Fe:PO_4, 1:0,85 till 1:1,34 and 1:1,34 till 1:1,43). The optimum filtration velocity was 5-6 meters per hour and the filtration time 1,3-8,0 hours. During filtration tests with biologically active wastewater the efficient iron chloride dose was 35 mg/l and the filtration velocity 10 meters per hour.

Agnieszka Kowaluk-Krupa
Andrzej Butarewicz
Stanisław Rosochacki
Marzena Matejczyk

ZAGROŻENIA WYNIKAJĄCE Z POTENCJALNEGO SKAŻENIA WÓD PIERWOTNIAKAMI Z RODZAJU *GIARDIA*

Streszczenie

W pracy zaprezentowano charakterystykę pierwotniaków pasożytniczych z rodzaju *Giardia*, ze szczególnym uwzględnieniem gatunku *Giardia intestinalis*, który jest pasożytem ludzi i zwierząt. Przedstawiono zagrożenia spowodowane występowaniem pierwotniaków w wodach pitnych, a także omówiono drogi zakażenia, przebieg choroby i diagnostykę pierwotniaków.

Wstęp

Woda jest rezerwuarem wielu mikroorganizmów chorobotwórczych, które mogą stanowić zagrożenie zdrowia ludzi. Problem bezpiecznej wody pitnej pod względem mikrobiologicznym stał się bardzo aktualny ze względu na różne wodnopochodne epidemie występujące w wielu krajach. W ciągu ostatnich dwudziestu lat odnotowuje się wzrost epidemii wywołanych przez bakterie chorobotwórcze i pasożytnicze pierwotniaki z rodzaju *Giardia,* które występują w wodach.

W latach siedemdziesiątych XX wieku pierwotniaki te uznawano za niegroźne patogeny ludzi. Rozwój badań nad AIDS wykazał, że związany z tym syndrom niedoboru odporności może wpływać na rozwój bardzo wielu, dotąd „bezpiecznych" zakażeń. Jednym z nich okazały się badania dotyczące pasożytów z rodzaju *Giardia,* które w tym stanie chorobowym mogą przyczynić się do poważnych schorzeń układu pokarmowego [3].

Wystąpienie w ostatniej dekadzie ponad 160 wodnopochodnych epidemii spowodowanych przez pierwotniaki jelitowe, które doprowadziły do zarażenia setek tysięcy osób, zwróciło uwagę naukowców i społeczeństwa na te pasożyty.

W polskim prawie brak jest informacji o występowaniu pierwotniaków jelitowych w wodzie. W związku z planowanym przystąpieniem Polski do Unii Europejskiej istnieje konieczność określania stopnia zanieczyszczenia wód pierwotniakami jelitowymi.

Giardia intenstinalis jest jednym z najbardziej znanych pasożytów jelitowych na całym świecie; szacuje się, że około 20% populacji świata jest zarażonych tym pierwotniakiem. Powoduje on chorobę zwaną lambliozą lub giardiozą.

Stwierdzona obecność cyst *Giardia* w próbach izolowanych z różnych środowisk budzi niepokój i stanowi poważne zagrożenie zdrowia ludzi, dlatego wykrywanie pierwotniaków *Giardia intenstinalis* w środowisku powinno być głównym wymogiem ze względu na bezpieczeństwo zdrowia publicznego.

I. Ogólna charakterystyka pierwotniaków z rodzaju *Giardia*

Giardia należy do grupy wiciowców typu *Sarcomastigophora*, klasy *Zoomastigophorea,* rzędu *Diplomonadida* i rodziny *Hexamitidae*. W obrębie rodzaju *Giardia* wyróżnia się pięć gatunków, z czego cztery są nieinwazyjne dla człowieka. Jedynie *Giardia intestinalis* (synonimy: *Giardia lamblia, Giardia duoedenalis*) pasożytuje w jelicie cienkim ludzi i zwierząt [12, 17, 19, 32, 33].

Pierwotniak ten występuje w formie wegetatywnej zwanej trofozoitem oraz w postaci przetrwalnikowej zwanej cystą (rysunek 1). Postacie wegetatywne pierwotniaka, czyli trofozoity są aktywną formą pasożyta wewnątrz ciała. Trofozoity pasożytują w jelicie cienkim żywiciela. Cysty natomiast reprezentują stadium odpoczywające i umożliwiają pierwotniakom przetrwanie na zewnątrz organizmów żywych. Wydalane wraz z kałem mogą przebywać w środowisku zewnętrznym nawet do kilku miesięcy [15].

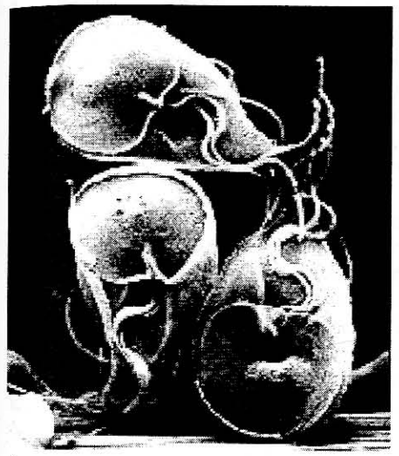
Giardia intenstinalis cechuje się zdolnością szybkiego rozmnażania oraz łatwością przenoszenia cyst drogą bezpośrednią od osób zarażonych i pośrednią przez spożycie żywności lub wody zanieczyszczonej cystami.

mgr inż. Agnieszka Kowaluk-Krupa, Politechnika Białostocka, Katedra Biologii Sanitarnej i Biotechnologii; dr inż. Andrzej Butarewicz, Politechnika Białostocka, Katedra Biologii Sanitarnej i Biotechnologii; dr hab. Stanisław Rosochacki, prof. PB, Politechnika Białostocka, Katedra Biologii Sanitarnej i Biotechnologii; mgr Marzena Matejczyk, Politechnika Białostocka, Katedra Biologii Sanitarnej i Biotechnologii

Cykl życiowy *Giardia intenstinalis* obejmuje jednego gospodarza i dwie, morfologicznie różne formy: cystę (postać przetrwalnikową) i trofozoit (postać wegetatywną) (rysunek 2). Cysty jako formy inwazyjne wydalane są z kałem (1) do środowiska zewnętrznego, gdzie mogą się rozprzestrzeniać. Zarażenie cystami następuje drogą pokarmową z zanieczyszczonym pokarmem lub wodą (2). W dwunastnicy z cysty uwalniają się (ekscytacja) dwa trofozoity (3) przyczepiając się do błony śluzowej jelita za pomocą przyssawki (krążka czepnego). Trofozoity mnożą się poprzez podłużne dwójkowe rozszczepienie (4). Cykl kończy się po około 4-7 dniach od momentu rozpoczęcia infekcji. Kolejne cysty wytwarzane są w niższych częściach jelita i wydalane z kałem na zewnątrz (5). Inwazja obejmuje jelito cienkie, zwłaszcza dwunastnicę, a w niektórych przypadkach również drogi żółciowe i przewody wyprowadzające trzustki. Zarażony człowiek wydala od kilku do kilkudziesięciu milionów cyst na dobę w gramie kału [5, 15].

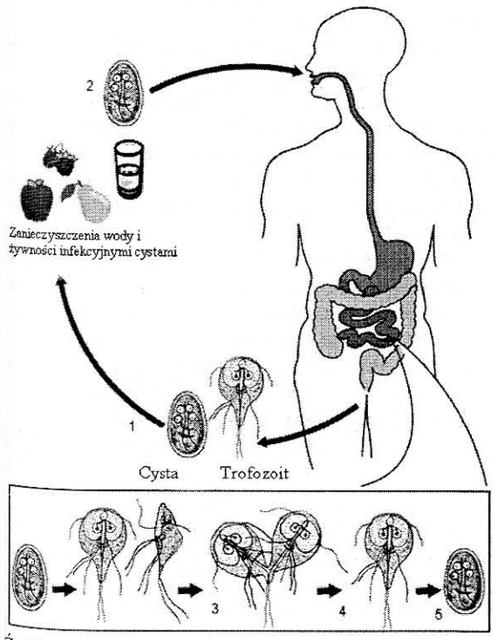
Ważnym czynnikiem wpływającym na przeżywalność cyst *Giardia* jest temperatura. Zaobserwowano, że cysty *Giardia* zostały unieszkodliwione w wodzie destylowanej w temperaturze – 20°C. Natomiast w temperaturze 54°C obumierały po 10 minutach. W wodzie w temperaturze 18°C mogą przetrwać do kilku miesięcy [20].

Rysunek 1. Trofozoity *Giardia intestinalis* (zdjęcie z mikroskopu elektronowego)



Źródło: [10].

Rysunek 2. Cykl życiowy *Giardia intestinalis*



Źródło: [6].

2. Występowanie pierwotniaków z rodzaju *Giardia*

Pierwotniaki z rodzaju Giardia wywołują chorobę zwaną giardiozą. Giardioza jest chorobą o charakterze endemicznym, występującą w wielu krajach. Z różnorodnych środowisk na całym świecie (wody powierzchniowe, wody pitne, ścieki, gleba i inne) izolowano chorobotwórcze pierwotniaki z rodzaju *Giardia*. Istotnym źródłem występowania epidemii giardiozy u ludzi jest woda. W pierwszej kolejności na zanieczyszczenia pasożytnicze pierwotniakami z rodzaju *Giardia* narażone są wody powierzchniowe. Przyjmują one bowiem bezpośrednie spływy z obszarów zlewni. Do otwartych zbiorników wodnych pierwotniaki docierają często wraz ze ściekami surowymi lub niedostatecznie oczyszczonymi.

Wodnopochodne epidemie występują na całym świecie, ale w USA *Giardia intestinalis* jest najczęściej rozpoznawanym organizmem patogennym w epidemiach wodnopochodnych [5, 16]. Epidemia giardiozy w USA objęła ponad 24 tys. osób, z których prawie połowa wystąpiła po spożyciu wody chlorowanej [21].

States i wsp. analizowalili próbki wody dwóch różnych rzek na terenie Pensynwalii (USA) w sąsiedztwie Pittesburgha. W rzece Allegheny – 63% próbek zawierało cysty *Giardia,* w rzece Youghiogheny –54%. Źródłem inwazji cyst był zrzut ścieków oraz pobliskie obszary gospodarstw rolnych. Badania wykazały obecność cyst *Giardia* we wszystkich próbkach pobieranych podczas zrzutu ścieków [29].

W Kanadzie, Chauret i wsp. przebadali 23 próbki wody z rzeki Ottawy i 18 z rzeki Rideau. Cysty *Giardia* wykryto w 78% analizowanych próbek [7].

W Izraelu przez 9 miesięcy prowadzono badania różnych wód powierzchniowych. Z 15 prób pobranych z 5 strumieni w 8 stwierdzono obecność cyst *Giardia*. Badano również główny rezerwuar wody pitnej Izraela, a mianowicie jezioro Kineret. Cysty *Giardia* były obecne w 83,3% analizowanych próbach wody [36].

Doniesień związanych z występowaniem epidemii giardiozy w wodach podziemnych jest niewiele. W USA przebadano 436 próbek wody podziemnej ze 199 miejsc w 23 stanach. Cysty *Giardia* wykryto w 12 miejscach. Z 463 analizowanych próbek 23 (5%) zawierało cysty tego pasożyta [11].

Ścieki komunalne są częstą przyczyną wodnopochodnych epidemii giardiozy, ponieważ są one odprowadzane do zbiorników wodnych, zwłaszcza rzek. W Maroku wykorzystywano surowe ścieki do nawadniania pól uprawnych. W efekcie cysty *Giardia* wykryto w ziemniakach – 5,1 cyst/kg, w kolendrze – 254 cyst/kg, w mięcie – 96 cyst/kg, w marchwi – 155 cyst/kg [1].

W USA analizowano próbki ścieków surowych w 11 miastach. Wszystkie badane próbki zawierały cysty *Giardia.* Najwięcej cyst w 1 litrze ścieków notowano od okresu późnego lata do wczesnej zimy [30]. Chociaż skuteczność usuwania cyst w stacjach uzdatniania wody jest dosyć wysoka, to część z nich jest odporna na działanie środków dezynfekcyjnych. Wykazano, że standardowe chlorowanie wody niszczy bakterie jelitowe, ale nie zabija cyst *Giardia* [22].

3. Chorobotwórczość pierwotniaków z rodzaju *Giardia*

Wśród lekarzy panują różne poglądy na temat szkodliwości pierwotniaków dla organizmu ludzkiego. Jednak największa grupa autorów uważa pasożyty z rodzaju *Giardia* za chorobotwórcze w określonych warunkach. Giardioza charakteryzuje się różnym okresem trwania inwazji i dużą zmiennością objawów klinicznych. Może mieć charakter inwazji krótkotrwałej, wygasającej spontanicznie lub przewlekłej, niepodatnej na leczenie [4, 31].

Zakażenie *Giardia intestinalis* najczęściej jest spotykane w klimacie ciepłym. Dużą rolę odgrywają też warunki sanitarno-higieniczne. W Polsce około 3% populacji jest zarażone *Giardia intestinalis* [9]. Zakażenie giardiozą następuje drogą fekalno-oralną, a więc po spożyciu żywności lub wody oraz przez kontakt z chorym i jego odchodami. Potencjalnym źródłem zakażenia mogą być również odchody zwierząt domowych i dzikich. Infekcje giardiozy stwierdzono u bydła, psów, kotów i kojotów. Szczególną rolę w zanieczyszczeniu kałem zbiorników wodnych odgrywają bobry i piżmaki [16].

Giardioza najczęściej objawia się jako postać: żółciowo-wątrobowa, dyspetyczna, rzekomowrzodowa i jelitowa [33]. Rzadziej przyjmuje postać choroby uczuleniowej, gorączki, nerwicy czy niedokrwistości. Najczęściej spotykana jest postać żółciowo-wątrobowa. W postaci tej wyczuwa się dolegliwości pęcherzyka i dróg żółciowych. Bóle nadbrzusza mają charakter kolki wątrobowej z promieniowaniem do prawej łopatki. Obserwuje się często podwyższenia ciepłoty ciała oraz czasami stany podżółtaczkowe [4]. Na podstawie badań ultrasonograficznych stwierdza się powiększony pęcherzyk żółciowy oraz wątrobę [35].

Postać dyspetyczna zwana inaczej żołądkowo-jelitową, charakteryzuje się bólem w podbrzuszu albo w całej jamie brzusznej po jedzeniu lub niezależnie od posiłków. Często pojawiają się nudności, brak apetytu, wzdęcia oraz wolne stolce. Na 33 przebadanych chorych z podejrzeniem o tę dolegliwość postać tę stwierdzono u 15% badanych pacjentów [2, 9].

Postać rzekomowrzodowa giardiozy klinicznie przypomina chorobę wrzodową. Objawy chorobowe są wywołane zapaleniem błony śluzowej dwunastnicy. Wśród 100 chorych dzieci na giardiozę postać rzekomowrzodową stwierdzono u 9% [2, 24].

Postać jelitowa giardozy charakteryzuje się naprzemiennymi biegunkami i zaparciami. Ostra postać jelitowa objawia się silnymi kolkami, bólami brzucha, wymiotami, parciami na stolec i biegunkami [2].

Zmiany alergiczne w giardozie występują rzadko. Zaobserwowano występowanie pokrzywki. Tylko u 4% pacjentów zarażonych pierwotniakami *Giardia* stwierdzono zmiany skórne [27].

W przebiegi giardiozy dość często obserwuje się stany podgorączkowe. Występują częściej u dzieci i osób młodych. Przeprowadzone obserwacje 206 przypadków tej choroby wykazały występowanie stanów podgorączkowych u 29% chorych [4, 12].

Zaburzenia neurologiczne i neuropsychiczne u ludzi zarażonych *Giardia* występują dość często. Chorzy skarżą się na bezsenność, wzmożoną pobudliwość nerwową, pocenie się, bóle głowy, drżenie rąk i powiek i u dzieci zaburzenia te występują częściej niż u dorosłych [2, 15]. Niedokrwistość w przebiegu giardiozy może powstawać wskutek upośledzonego przyswajania witamin grupy B i żelaza [4, 19].

Walka z szerzeniem się pasożytów jelitowych jest zawsze związana z zarządzeniami o charakterze ogólnosanitarnym. Wskazania te nie przynoszą pożądanych efektów, jeżeli higiena osobista i stan sanitarny urządzeń higienicznych nie są na odpowiednim poziomie. Przestrzeganie ścisłej higieny, tj. dokładne mycie rąk przed każdym przygotowaniem posiłku, po wyjściu z toalety oraz dokładne mycie owoców i warzyw może znaczne zmniejszyć infekcje spowodowane pasożytami z rodzaju *Giardia.* Ważne jest również sanitarne unieszkodliwianie wydalin ludzkich i ścieków. W ramach profilaktyki stosuje się dezynfekcję i sterylizację wody i ścieków.

Chlorowanie wody, przy konwencjonalnych dawkach i czasie kontaktu nie zawsze niszczy cysty pierwotniaków *Giardia.* W wodach zachowują one soją żywotność przez 3 miesiące w temperaturze 4^0C. Stwierdzono, że 100% zniszczenie cyst *Giardia* przez chlor nastąpiło w temperaturze 5^0C w czasie kontaktu 10 minut i dawce chloru 2,5 mg/l. Cysty te nie zostały unieszkodliwione przy dawce chloru poniżej 1mg/l [14, 19].

Warto wspomnieć, że rozporządzenie Ministra Zdrowia z dnia 4 września 2000 r. w sprawie warunków, jakim powinna odpowiadać woda do picia i na potrzeby gospodarcze, woda w kąpieliskach, oraz zasad sprawowania kontroli jakości wody przez organy Inspekcji Sanitarnej dopuszcza w wodzie pitnej dawkę chloru na poziomie 0,3 mg/l [25].

4. Metody wykrywania pierwotniaków rodzaju *Giardia*

W laboratoryjnej diagnostyce parazytologicznej stosuje się rutynowo badania mikroskopowe, immunologiczne i biochemiczne, rzadziej inne metody.

Powszechne metody diagnostyczne wykrywania *Giardia intestinalis* to ocena mikroskopowa obecności tych pasożytów w preparatach bezpośrednich kału oraz treści sondy dwunastniczej. Badanie kału opiera się na wykrywaniu cyst (rzadziej trofozoitów) w rozmazach bezpośrednich oraz barwionych. Ze względu na okresowość wysiewu cyst badanie te powinno być powtarzane wielokrotnie. Natomiast treść dwunastnicza stanowi materiał, w którym poszukuje się poruszających się trofozoitów *Giardia.* Badania powinny być wykonane natychmiast po pobraniu materiału, aby uniknąć fałszywie ujemnych wyników. Uzyskanie treści dwunastniczej jest zabiegiem uciążliwym dla chorych, natomiast badanie kału zmniejsza stopień wykrywalności giardiozy z powodu ich okresowego występowania w kale.

W diagnostyce giardiozy coraz częściej stosuje się metody immunologiczne, a także metody molekularne. Wykrywanie swoistych przeciwciał przeciwko pasożytom z rodzaju *Giardia* jest obecnie najbardziej rozpowszechnione. Diagnostyka immunologiczna *Giardia intestinalis*, oparta na wykrywaniu w surowicy krwi swoistych przeciwciał tego pasożyta oraz stwierdzenia obecności antygenów w kale jest skuteczniejsza i nieuciążliwa dla chorych. Ostatnio wykorzystuje się różne testy immunoenzymatyczne (ELISA) oraz immunofluorescencyjne (IFA) [18, 20, 26, 32]. Porównując metody mikroskopowe i immunologiczne stwierdzono, że rozpoznawanie inwazji tego pasożyta wymaga skojarzenia różnych metod diagnostycznych, aby się wzajemnie uzupełniały. Jedną z najczęściej wykorzystywanych technik biologii molekularnej jest PCR (reakcja łańcuchowa polimerazy). Metoda ta pozwala na syntezowanie i zwielokrotnianie (amplifikację), w ciągu kilku godzin na drodze prostej reakcji *in vitro,* milionów kopii określonego fragmentu DNA lub RNA. Jest ona szybka, czuła i swoista. Umożliwia bezpośrednie wykrycie DNA pasożyta (nawet pojedynczych cyst *Giardia intestinalis*) w bardzo skąpym materiale i w krótkim czasie. Wykrywanie DNA pasożyta metodą reakcji łańcuchowej polimerazy (PCR) ma szczególne znaczenie w sytuacjach, kiedy wykonywane rutynowo badania serologiczne mogą nie dawać jednoznacznej odpowiedzi diagnostycznej. Metoda ta znajduje zastosowanie do oceny odmian *Giardia intestinalis* występujących w różnych regionach świata. Wadą tej metody jest jednak wysoki koszt badań oraz brak zróżnicowania pomiędzy żywym i martwym patogenem. Istnieje możliwość uzyskiwania wyników fałszywie dodatnich bądź fałszywie ujemnych [8, 23, 28].

Badania z wykorzystaniem technik biochemicznych oraz technik molekularnych (PCR-RFLP, PCR-fingerprinting, PCR-sekwencjonowanie, hybrydyzacja ze specyficznymi sondami) wykazały bardzo duże zróżnicowanie genetyczne w obrębie *Giardia intestinalis.* Analiza genetyczna pozwoliła na segregację *Giardia intestinalis* na kilka powszechnie występujących u ludzi genotypów [3, 12, 20].

Jedynie kompleksowe badania diagnostyczne wykorzystujące konwencjonalne metody analizy *Giardia intenstinalis* wzbogacone o nowoczesne techniki biologii molekularnej wpływają na właściwą identyfikację i diagnostykę pierwotniaka.

Oprócz stosowania konwencjonalnych metod diagnostycznych coraz częściej zwraca się uwagę na określanie żywotności *Giardia intenstinalis* w próbkach wody. Z powodu niskiego zagęszczenia pasożytów w próbach środowiskowych oraz dużej zmienności parametrów fizyko-chemicznych prób (pH, gęstość, lepkość, zanieczyszczenia fizyczne i chemiczne oraz obecność innych organizmów) próby te wymagają specyficznych metod diagnostyki. Wieloetapowa analiza obejmuje bowiem filtrowanie, zagęszczanie, oczyszczanie próbek wody i identyfikację cyst. Metodą pozwalającą wykryć pierwotniaki i określić ich żywotność jest inkubacja cyst z octanem fluorosceiny (FDA), a następnie przeprowadzenie identyfikacji za pomocą czerwonych wyznakowanych tetrametylowych anty-*Giardia* przeciwciał monoklonalnych (TMR). Żywe cysty emitują zieloną fluorescencję w mikroskopie fluorescencyjnym

z filtrem wzbudzającym w zakresie fal 450-490 nm. Stosując kombinację metod FDA i TMR stwierdzono, iż żywe cysty były zielone ze ścianą czerwoną, a martwe miały tylko czerwoną ścianę [13]. Ta nowoczesna, szybka, tania i skuteczna metoda oznaczania żywotności cyst *Giardia* powinna znaleźć zastosowanie w ocenie stanu sanitarnego wód.

Niewątpliwie identyfikacja pierwotniaków rodzaju *Giardia* wymaga doboru właściwego postępowania diagnostycznego w zależności od rodzaju prób i ilości wykonywanych powtórzeń. Wydaje się, że metody diagnostyczne oparte na technice PCR staną się w przyszłości rutynowymi procedurami diagnostycznymi.

Posumowanie

Celem opracowania było zwrócenie uwagi na występowanie problemów z uzyskaniem wody o odpowiedniej czystości oraz epidemii wodnopochodnych wywołanych przez pierwotniaki z rodzaju *Giardia.*

Większość stosowanych środków do dezynfekcji wody nie niszczy cyst pierwotniaków jelitowych. Wytyczne Świtowej Organizacji Zdrowia (WHO) dotyczące jakości wody do picia na pierwszym miejscu stawiają czystość bakteriologiczną wody. W wielu przypadkach woda pitna spełniająca podstawowe normy (negatywny wynik miana *coli)* może zawierać niebezpieczne dla organizmu cysty z rodzaju *Giardia.* Rozporządzenie Ministra Zdrowia z dnia 4 września 2000 r. nie normuje oznaczania liczebności cyst pasożytów *Giardia* w wodzie do picia.

Unia Europejska zaproponowała zmiany dotyczące jakości wody pitnej. Taka woda przeznaczona do konsumpcji nie może zawierać patogenicznych pasożytów, które stanowią potencjalne zagrożenie zdrowia.

W związku ze wzrostem zakażeń populacji świata pasożytami *Giardia*, również w Polsce należałoby wprowadzić obowiązek oznaczania tych pierwotniaków w wodach pitnych oraz rozwinąć metody diagnostyczne ich wykrywania i identyfikacji.

Literatura

[1] Amahmid O., Asmam S., Bouhoum K., *The effect of waste water reuse in irrigation on the contamination level of food by Giardia cysts and Ascaris egg*, „Int. J. Food Mirobiol" 1999 nr 49, s.19-26.

[2] Bader O., Grzebieniak Z., Czarnecki L., Koczorowski S., *Lamblioza w aspekcie chirurgicznym*, „Wiadomości Lekarskie" 1979 nr 32, s.385-387.

[3] Bajer A., *Naturalne źródła inwazji opurtunistycznych*, w: *Skażenia wody, gleby i żywności przez pasożytnicze pierwotniaki: konsekwencje epidemiologiczne*, Warszawa 2001.

[4] Batko B., *Lamblioza. Obraz kliniczny i leczenie*, Wydawnictwo Lekarskie PZWL, Warszawa 1968.

[5] *Centres for Disease Control and Prevention (CDC),* Giardiasis Surveillance United States, 1992-1997. U.S, Department of Health and Human Services, 2000.

[6] *Centres for Disease Control and Prevention (CDC),* Identification and Diagnostic of Parasites of Public Health Concern, 2001.

[7] Chauret C., Armstrong N., Fisher J., Sharma R., Springthorpe S., Sattar S., *Correlating Cryptosporidium and Giardia with microbial indicators*, „J. Am. Water Works Assoc." 1995 87, s.76-84.

[8] Deng M., Cliver D.O., *Rapid DNA extraction methods and new primers for randomly amplified polymorphic DNA analysis of Giardia duodenalis*, „J. Microbiol. Met." 1999 nr 37, s. 193-200.

[9] Dziubek Z., *Choroby zakaźne i pasożytnicze*, Wydawnictwo Lekarskie PZWL, Warszawa 1996.

[10] Gonzalez A., *Giardia lamblia trophozoites, as they appear with the scanning electron microscope*, Original image by Arturo Gonzalez, CINVESTAV, Mexico.

[11] Hancock C.M., Rose J.B., Callahan M., *Cryptoposidium and Giardia in U.S groundwater*, „ J. Am. Water Works Assoc." 1997 nr 90, s.58-61.

[12] Homan W.L., Mank T.G., *Human giardiasis: genotype linked differences in clinical symptomatology*, „Int. J. for Parasitol." 2001 nr 31, s.822-826.

[13] Jarmey-Swan1 C., Gibbs R.A., Ho G.E., Bailey I.W., Howgrave-Graham R., *A novel method for detection of viable Giardia in water samples*, „Water Res." 2000 nr 34, s.1948-1951.

[14] Jarroll E.L., Bingham A.K., Meyer E.A., *Effect of chlorine on Giardia lamblia cyst viability*, „Appl. Environ. Microbiol." 1981 nr 41, s.483-487.

[15] Kadłubowski R., Kurnatowska A., *Zarys parazytologii lekarskiej*, Wydawnictwo Lekarskie, PZWL, Warszawa 1999.

[16] Kasprzak W., Mazur T., *Aktualne problemy epidemiologii giardiozy*, „Wiadomości parazytologiczne" 1980 nr 26, s. 523-533.

[17] Kazubski S.L., *Wiciowce i pełzaki. Biologia wybranych gatunków: Giardia, Entamoeba, Acanthamoeba, Negleria*, w: *Skażenia wody, gleby i żywności przez pasożytnicze pierwotniaki: konsekwencje epidemiologiczne*, Warszawa 1980.

[18] LeChevallier M.W., Norton W.D., Siegel J.E., Abbaszadegan M., *Evaluation of the immunofluorescence procedure for detection of Giardia cysts and Cryptosporidium oocysts in water*, „Appl. Environ. Microbiol." 1995 nr 61, s. 690-697.

[19] Lonc E., *Parazytologia w ochronie środowiska i zdrowia*, Volumed, Wrocław 2001.

[20] Lu S.Q., Baruch A.C., Adam R.D., *Molecural comprasion of Giardia lamblia isolates*, „Int. J. for Parasitol." 1998 nr 28, s.1341-1345.

[21] Majewska A.C., Kasprzak W., Wodnopochodne epidemie Giardia, „Wiadomości parazytologiczne" 1995, nr 41, s. 25-31.

[22] Majewska A.C., Kosiński Z., Werner A., Sulima P., Nowosad P., *Pasożytnicze pierwotniaki jelitowe: nowe wodnopochodne zagrożenie zdrowia publicznego*, Wydawnictwo Uniwersytetu Warszawskiego, Warszawa 2001.

[23] Myjak P., *Zastosowanie technik biologii molekularnej w wykrywaniu pierwotniaków jelitowych*, w: *Skażenia wody, gleby i żywności przez pasożytnicze pierwotniaki: konsekwencje epidemiologiczne*, Warszawa 2001.

[24] Płaneta-Małecka I., Czkwianianc E., Gęsicka T., Rybus B., Mroczkowska D., Wroński W., *Współczesne aspekty giardiozy u dzieci*, „Wiadomości Parazytologiczne"1985 nr 31, s.193-199.

[25] Rozporządzenie Ministra Zdrowia z dnia 4 września 2000 r. w sprawie warunków, jakim powinna odpowiadać woda do picia i na potrzeby gospodarcze, woda w kąpieliskach, oraz zasad sprawowania kontroli jakości wody przez organy Inspekcji Sanitarnej. (Dz. U. Nr 82, poz. 937 z 4 października 2000 r.)

[26] Sauch J.F., *Use of immunofluorescence and phase-contrast microscopy for detection and identification of Giardia cysts in water samples*, „ Appl. Environ. Microbiol.", 1985, 50, 1434-1438.

[27] Schrochodzki J., Ołdak E., Taraszkiewicz F., Kurzątkowska B., Sulik A., Zagórska W., Różakiewicz D., *Rozpowszechnianie zarażenia pierwotniakiem Giardia lamblia u dzieci z przewlekłymi bólami brzucha w północno-wschodniej Polsce*, „Przegląd Epidemiologiczny" 1997 nr 3, s.309-315.

[28] Smit H.L,. Hartskeerl R.A., *PCR amplification reactions in parasitology*, „J. Microbiol. Met." 1995 nr 23, s.41-54.

[29] States S., Stadterman K., Ammon L., Vogel P., Baldizar J., Wright D., Conley L., Sykora J.L., *Protozoa in river water: sources, occurrence, and treatment*, „J. Am. Water Works Assoc.", 1997 nr 89, s.74-83.

[30] Sykora J.L., Sorber C.A., Jakubowski W., Casson L.W., Gavaghan P.D., Shapiro M.A., Schott M.J., *Distribution of Giardia cysts in Wastewater*, „ Water Sci. Tech." 1991 nr 24, s.187-192.

[31] Thompson R.C.A., Reynoldson A.J., Mendis A.H., *Giardia and giardiasis*, „Adv. Parasitol.", 1993 nr 32, s.71-160.

[32] Werner A., *Mikroskopowa i immunologiczna diagnostyka Giardia, Cryptosporidium, Cyclospora i mikrosporidiów*, w: *Skażenia wody, gleby i żywności przez pasożytnicze pierwotniaki: konsekwencje epidemiologiczne*, Warszawa 2001.

[33] Wieger Homan L., Mank T.G., *Human giardiasis: genotype linked differences in clinical symptomatology*, „Int. J. Parasitol." 2001 nr 31, s.822-826.

[34] *Wytyczne WHO dotyczące jakości wody do picia*, Wydanie drugie, Tom I. *Zalecenia.* Pol. Zrzesz. Inż i Techn. Sanit., Warszawa 1998.

[35] Zabielski G., Chojnacki J., Grzybowska K., Gęsicka T., Moss-Zdanowicz W., *Badania ultrasonograficzne dróg żółciowych, wątroby i trzustki w przebiegu giardiozy u dzieci*, „Wiadomości Parazytologiczne" 1985 nr 31, s.199-201.

[36] Zuckerman U., Gold D., Shelf G., Armon R., *The presence of Giardia and Cryptosporidium in surface effluents in Israel*, „Water Sci. Tech." 1997 s. 381-384.

THE HAZARD CONNECTED WITH *GIARDIA* PARASITES IN WATER CONTAMINATION

Summary

In this paper the characterization of human and animals parasites of Giardia *intestinalis* was presented. The current systems for these parasites on the basic of hazard in drinking water were described, as well as the pathway of infection, diseases development and different methods of detection.

Praca została zrealizowana w ramach pracy statutowej S/IIŚ/21/01.

Andrzej Butarewicz

WYSTĘPOWANIE I WYKRYWANIE PASOŻYTNICZYCH PIERWOTNIAKÓW Z RODZAJU *CRYPTOSPORIDIUM* W ŚRODOWISKU WODNYM

Streszczenie

W pracy zaprezentowano charakterystykę pierwotniaków pasożytniczych z rodzaju *Cryptosporidium*, ze szczególnym uwzględnieniem gatunku *Cryptosporidium parvum*, który jest pasożytem ludzi i zwierząt. Przedstawiono przykłady występowania i transmisji tych pierwotniaków w środowisku, a zwłaszcza w wodzie, glebie i produktach spożywczych. Omówiono możliwość przedostawania się cyst i oocyst tych pierwotniaków do systemów wodociągowych. Zaprezentowano obecny stan wiedzy dotyczący diagnostyki tych pierwotniaków w wodzie, a także możliwości ich zwalczania.

Wstęp

Woda w sposób decydujący kształtuje zdrowie człowieka. Zapewnienie „bezpiecznej" pod względem mikrobiologicznym wody pitnej jest w wielu krajach zagadnieniem prawdziwie strategicznym. Światowa Organizacja Zdrowia (WHO) w swych wytycznych dotyczących jakości wody pitnej w kategoriach ryzyka zdrowotnego na pierwszym miejscu stawia pewność bakteriologiczną wody.

Problem bezpiecznej wody pitnej stał się ostatnio niezwykle aktualny w krajach rozwiniętych z uwagi na wodnopochodne epidemie, które są wywoływane przez pierwotniaki jelitowe z rodzaju *Cryptosporidium*, a także inne pierwotniaki, np. z rodzaju *Cyclospora* czy *Giardia.* Do niedawna uważano, że *Cryptosporidium* to mało znaczący pasożytniczy pierwotniak wewnątrzkomórkowy. Zainteresowanie tym pasożytem wzrosło na początku lat siedemdziesiątych, kiedy stwierdzono obecność *Cryptosporidium* u cieląt z biegunką. Od tego czasu pojawiło się wiele prac opisujących ostrą i przewlekłą kryptosporydiozę u różnych gatunków zwierząt domowych i dzikich. Dopiero w 1976 roku Nime i wsp. oraz Miesel i wsp. opisali pierwsze przypadki kryptosporydiozy u ludzi przebiegające z ostrą, wodnistą biegunką [2,1].

Występujące na świecie epidemie stanowią nowe zagrożenie zdrowia i życia ludzi. Jakkolwiek średnie prawdopodobieństwo zarażenia związane z konsumpcją wody w przypadku *Cryptosporidium* jest niskie i wynosi 10^{-4}, co odpowiada 1 oocyście w 30 580 litrach wody! [14], to nie można obecnie zagwarantować, że woda pitna nie zawiera oocyst tych pierwotniaków.

Problem wodnopochodnych epidemii kryptosporydiozy jest trudny do rozwiązania z powodu biologicznych właściwości oocyst. Są one małe i odporne na warunki środowiska (w wodzie pozostają inwazyjne przez rok). Ponadto niemal wszystkie komercyjne środki dezynfekujące są nieskuteczne w zwalczaniu tych pasożytów.

I. Ogólna charakterystyka pierwotniaków z rodzaju *Cryptosporidium*

Po raz pierwszy pierwotniak z rodzaju *Cryptosporidium* został opisany przez Tyzzera w 1907 roku. Przez wiele lat uznawany był jako medycznie nieistotny dla ludzi, aż do 1976 roku, gdy został wykryty jako czynnik etiologiczny biegunki o ciężkim przebiegu u 3-letniego uprzednio zdrowego dziecka z terenów wiejskich w Tennessee w Stanach Zjednoczonych. [2].

Pierwotniaki z rodzaju *Cryptosporidium* wywołują chorobę, która została określona jako **kryptosporydioza**. Choroba ta wywołuje objawy żołądkowo jelitowe, tj. bóle brzucha, nudności, wymioty, wodnista biegunka, i podwyższona ciepłota ciała (często tylko do 37,5^{0}C), kaszel i duszność. Po okresie ostrym mogą nastąpić nawroty choroby, zwłaszcza biegunki [7].

Pierwsza diagnoza tej choroby u ludzi w 1976 roku spowodowała, iż zaczęto prowadzić badania nad tym pierwotniakiem. W czasie kolejnych lat opisywano pojedyncze zachorowania, aż do roku 1982, kiedy to CDC (*Center for Diseases Control annd Prevention*) w Atlancie doniosło o bardzo ciężkim przebiegu biegunki zakończonej śmiercią wywołanej przez pierwotniaki z rodzaju *Cryptosporidium* u 14 spośród 21 pacjentów zarażonych wirusem HIV.

W 1984 roku *Cryptosporidium* został rozpoznany i uznany jako źródło zakażenia podczas epidemii w Braun Station, w Teksasie. Ponad 2000 osób zostało dotkniętych kryptosporydiozą, a zakażenie tym pasożytem nastąpiło drogą wodną. Od tamtego czasu, pierwotniakiem tym zainteresowały się ośrodki naukowe z Północnej Ameryki

dr inż. Andrzej Butarewicz, Politechnika Białostocka, Katedra Bilogii Sanitarnej

i Europy. Dopiero jednak wybuch największej – jak dotąd epidemii wodnopochodnej w Milwaukee w USA, spowodował ogólnoświatowe zainteresowanie epidemiologów, lekarzy i parazytologów tym pasożytem [9]. Tragedia ta zwróciła uwagę opinii publicznej na kwestię bezpiecznej wody pitnej, dając początek rozległym badaniom, których celem było ustalenie stopnia zanieczyszczenia środowiska cystami i/lub oocystami tych jelitowych pierwotniaków.

Cryptosporidium jest obligatoryjnym, wewnątrzkomórkowym pasożytem wielu gatunków kręgowców. Należy do królestwa *Euprotista*, typu *Apicomplexa*, gromady *Coccidea* (kokcydia).

Taksonomia rodzaju Cryptosporidium nie jest zakończona i ciągle podlega zmianom [3]. W rodzaju *Cryptosporidium* wyróżnia się 10 gatunków, z których 8 uznaje się za ważne: *C. muris*, *C. wrairi*, *C. felis*, *C. baileyi*, *C. meleagridis*, *C. serpentis*, *C. nasorum*, *C. parvum*.

Większość tych pierwotniaków kolonizuje zwierzęta, tj. koty, gryzonie, gady, ptaki, a tylko jeden gatunek *Cryptosporidium parvum* jest pasożytem ludzi i ssaków. W tabeli 1 przedstawiono wykryte gatunki tych pierwotniaków oraz miejsca ich występowania.

Tabela 1. Podstawowe gatunki *Cryptosporidium* oraz miejsca ich występowania

Gatunek *Cryptosporidium*	Występowanie
C. muris	Pasożyt ssaków, głównie gryzoni (myszy)
C. wrairi	Pasożyt świnki morskiej
C. felis	Pasożyt kota
C. baileyi	Pasożyt ptactwa domowego (kury)
C. meleagridis	Pasożyt ptaków (indyki)
C. serpentis	Pasożyt gadów (węże)
C. nasorum	Pasożyt ryb
C. parvum	Pasożyt ludzi i ssaków
C. andersoni	Pasożyt bydła (stwierdzono u cieląt)
C. saurophilum	Pasożyt gadów (jaszczurki)

Źródło: na podstawie [3].

Szeroko rozpowszechnionym gatunkiem spośród wyżej wymienionych jest *Cryptosporidium parvum.* Ma on największy zasięg żywicielski, obejmujący ponad 150 gatunków ssaków [3]. Przypadki kryptosporydiozy u ludzi odnotowano w prawie 100 krajach na wszystkich kontynentach. Wyjątek stanowi Antarktyda [1].

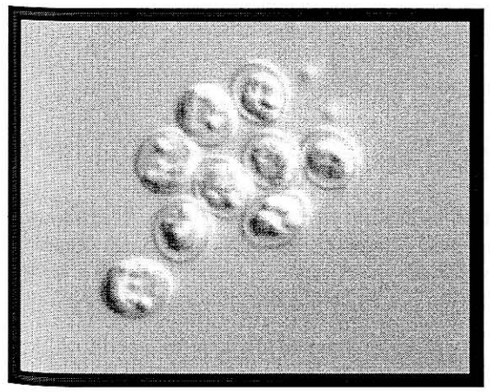
Cały cykl rozwojowy pierwotniaków z rodzaju *Cryptosporidium* odbywa się w przewodzie pokarmowym jednego żywiciela (cykl monokseniczny), a występowanie oocyst w środowisku zewnętrznym jest warunkiem koniecznym do zamknięcia cyklu rozwojowego.

Wyróżnia się dwa typy oocyst *Cryptosporidium*:

- oocysty cienkościenne – stanowią około 20% i nie są wydalane z organizmu, sporulują wewnątrz organizmu żywiciela, a sporozoity kolonizują nowe powierzchnie śluzówki,
- oocysty grubościenne – wydalane z kałem do środowiska zewnętrznego mogą natychmiast uwalniać inwazyjne sporozoity.

Oocysty *Cryptosporidium* zachowują inwazyjność przez kilka miesięcy i są oporne na działanie różnych czynników środowiskowych, w tym na niską temperaturę i chlorowanie wody. Inaktywacja cyst i oocyst następuje na skutek wymrażania, jednoczesnego zamrażania i wysuszenia, gotowania lub podgrzewania w temperaturze ponad 60^0 C przez 5 do 10 minut [1]. Na rysunku 1 przedstawiono oocysty *Cryptosporidium* widoczne z mikroskopu posiadającego efekt Nomarskiego. Efekt Nomarskiego DIC pozwala na obserwację różnej grubości preparatów we wszystkich powiększeniach z uwzględnieniem kontrastu i rozdzielczości.

Rysunek 1. Oocysty *Cryptosporidium* widoczne z mikroskopu posiadającego efekt Nomarskiego (Internet Atlas of Human Parasitology)



Dawki inwazyjne pasożyta są na ogół bardzo małe. Sytuację taką warunkują dwa czynniki:

- biologia pasożyta (autoinwazja),
- sprawność funkcjonalna układu obronnego żywiciela.

Majewska podaje, że dawka inwazyjna w przypadku *Cryptosporidium parvum* wynosi zaledwie 30 oocyst [9], podczas gdy inne źródła podają nawet jeszcze mniejszą liczbę oocyst (tylko 9) mogących powodować infekcję.

2. Występowanie pierwotniaków z rodzaju *Cryptosporidium* w wodzie

Przypadki kryptosporydiozy u ludzi są odnotowane w wielu państwach i nie są uzależnione od stopnia ich rozwoju, a także od występującego na danym terenie klimatu.

Naturalną drogą transmisji tych pierwotniaków do wód powierzchniowych są ścieki, a także spływy powierzchniowe z obszaru zlewni.

Oocysty *Cryptosporidium* wykrywano w wodach powierzchniowych (rzekach, strumieniach, jeziorach), w surowych lub oczyszczonych ściekach, filtrowanej wodzie basenów kąpielowych oraz – co najważniejsze i najbardziej niebezpieczne – w uzdatnionej wodzie wodociągowej [9].

Wykrywanie oocyst tych pierwotniaków w takich próbach jest dość trudne diagnostycznie, a ponadto kosztowne. Dlatego też najczęściej takie badania prowadzi się w krajach wysoko rozwiniętych, od Stanów Zjednoczonych, Wielkiej Brytanii i Niemiec do Malezji.

Wykrywanie oocyst *Cryptosporidium* w próbach środowiskowych jest silnie zróżnicowane. I tak, w przypadku wód powierzchniowych i ścieków największy procent prób pozytywnych przypada na USA, natomiast w wodzie pitnej na Wielką Brytanię. W USA w wodach powierzchniowych na 100% prób pozytywnych przypada od 2 do 112 oocyst w litrze, a w ściekach na taką samą ilość prób przypada od 4 do 3960 oocyst w litrze. Z kolei w Wielkiej Brytanii na 37% prób przypada jedynie od 0, 007 do 1,36 oocyst w litrze [7].

Dane dotyczące stopnia zanieczyszczenia wód powierzchniowych pierwotniakami z rodzaju *Cryptosporidium* w Stanach Zjednoczonych są zróżnicowane, choć wszyscy autorzy badań podkreślają wysoki procent prób pozytywnych. LeChevalier i Norton przeprowadzili badania 347 próbek wody powierzchniowej w latach 1988-1993 stwierdzając występowanie tych pierwotniaków w 60,2% prób [6]. Smith i Rose [13] podają, że ponad 80% zbiorników wód powierzchniowych i 26% źródeł uzdatnionej wody pitnej w Stanach Zjednoczonych jest zanieczyszczonych oocystami *Cryptosporidium.*

Istotne znaczenie epidemiologiczne ma woda zanieczyszczona oocystami, której spożycie prowadzi do powstania wodnopochodnych epidemii. Epidemie te są spowodowane powszechnym występowaniem oocyst w wodach powierzchniowych, które stanowią podstawowy rezerwuar wody pitnej. W ostatniej dekadzie opisano ponad 20 wodnopochodnych epidemii kryptosporydiozy, które objęły około 450 tys. osób (tabela 2). Większość tych epidemii wystąpiła w Stanach Zjednoczonych, Anglii i Japonii. Kilka epidemii powstało po spożyciu wody gruntowej, wody ze strumienia lub wody (zanieczyszczonej ściekami), która była jedynie chlorowana. Przyczyny wystąpienia epidemii kryptosporydiozy były różne, podobnie jak różna była liczba zarażonych osób. Najczęstszą przyczyną epidemii, które wystąpiły w latach 1984-1996 był źle przeprowadzony proces uzdatniania wody, jak również zanieczyszczenie wody ściekami, np. rolniczymi, komunalnymi.

Największa epidemia miała miejsce w Milwaukee, stan Wisconsin USA w 1993 roku, w której zarażeniu *Cryptosporidium* uległo ok. 403 tys. osób; 4 tysiące hospitalizowano, a około 100 osób z osłabionym aparatem immunologicznym zmarło [8]. Źródłem infekcji była woda wodociągowa, chlorowana i filtrowana. Początkowo trudno było określić przyczynę choroby, która przebiegała podobnie do objawów grypy jelitowej (wodnista biegunka, bóle brzucha, czasem wymioty i gorączka). Autorzy artykułów prasowych początkowo sugerowali, że powodem wybuchu epidemii były bakterie lub wirusy. Ostatecznie stwierdzono, że przyczyną epidemicznego wystąpienia zaburzeń jelitowych był pierwotniak z rodzaju *Cryptosporidium*. Podjęto środki zaradcze uznając, że zgodnie ze wskazaniami EPA (*Enviromental Protection Agency*) w procesie uzdatniania wody można usunąć 99% oocyst kryptosporydiów. Jednak południową stację zamknięto dopiero po stwierdzeniu, że woda, która była ujmowana z jeziora Michigan i dalej transportowana rurociągiem do Milwaukee była skażona. Na stopień jej zanieczyszczenia bezpośredni wpływ miały ścieki miejskie odprowadzane do jeziora.

Davis, naczelny epidemiolog stanu Wisconsin, przedstawił w sierpniu 1993 roku rzeczywisty obraz epidemii w Milwaukee na podstawie rozległej analizy epidemiologicznej opartej zarówno na:

- badaniach wody przed i w czasie epidemii,
- badaniach pacjentów z zaburzeniami żołądkowo-jelitowymi w szpitalach i poradniach, na terenie rejonów zagrożonych i innych wybranych losowo rejonach miejskich przyległych do Milwaukee,
- badaniach środowiskowych.

Jak wynikało z tych badań, woda pitna spełniała wszystkie standardy jakościowe EPA, poza czasowym zmętnieniem wody ze stacji południowej. Epidemia w Milwaukee była największą epidemią kryptosporydiozy na świecie. Objęła 39% populacji z rejonów zaopatrzenia w wodę o wysokim ryzyku zarażenia oraz 26% osób z innych dzielnic miasta. Stwierdzono zbieżność masowej epidemii kryptosporydiozy z pogorszeniem się parametrów zdolności filtracyjnych i koagulacyjnych południowej stacji uzdatniania wody.

Na szczególną uwagę zasługuje również przebieg wodnopochodnej epidemii kryptosporydiozy, która wystąpiła w 1994 r. w Las Vegas. Woda pitna o dobrej jakości dostarczana była do miasta z ujęcia wody, które znajdowało na terenie o niewielkim stopniu uprzemysłowienia. Jednak zarażeniu po spożyciu wody uległo 78 osób, z czego aż 63

przypadki dotyczyły osób zakażonych wirusem HIV. Wiele z tych osób zmarło wskutek zarażenia *Cryptospridium parvum*. Epidemia ta wykazała, że wodnopochodna kryptosporydioza u osób zarażonych wirusem HIV może wystąpić pomimo dobrych parametrów jakości wody, ponieważ osoby z niedoborami odpornościowymi są bardziej wrażliwe na zarażenie niż osoby z prawidłowym układem immunologicznym. Prawdopodobnie do zarażenia osoby z obniżoną odpornością wystarczy 1 oocysta

C. parvum, a jak doświadczalnie wykazano, 30 oocyst jest dawką inwazyjną dla osób z prawidłowym układem immunologicznym [4,7,9].

Do niedawna uważano wody gruntowe za wolne od obecności pierwotniaków z rodzaju *Cryptosporidium*. Jednak ostanie badania prowadzone w Stanach Zjednoczonych udowodniły, że problem ten dotyczy również i tego czynnika. Hancock i wsp. [5] przebadali 199 źródeł wody gruntowej stwierdzając obecność *Cryptosporidium* w 5% studni horyzontalnych, w 20% źródeł, 50% zasobów infitracyjnych i 45% studni poziomych.

Tabela 2. Wodnopochodne epidemie kryptosporydiozy (1984-1996)

Rok	Kraj	Liczba zarażonych osób	Oocysty w wodzie	Przyczyny wystąpienia epidemii
1984	USA	79	Nie wykryto	Zanieczyszczenie studni ściekami
1987	USA	13000	W uzdatnionej i nieuzdatnionej wodzie (ok.2 oocyst/l)	Niedociągnięcia w procesie uzdatniania wody
1988	Anglia	27	W uzdatnionej wodzie (do ok. 5 oocyst/l)	Zanieczyszczenie wody wodociągowej mułem płuczkowym
1989	Anglia	>515	W uzdatnionej wodzie (do 77 oocyst/l)	Zanieczyszczenie nieuzdatnionej wody nawozem bydlęcym
1990	Anglia	447	W uzdatnionej i nieuzdatnionej wodzie	Przejście przez filtry piaskowe
1991	USA	551	W nieuzdatnionej wodzie	Uzdatnianie wody studziennej polegającej jedynie na chlorowaniu
1992	USA	15000	W nieuzdatnionej wodzie ze strumienia	Uzdatnianie wody studziennej polegającej jedynie na chlorowaniu
1992	Anglia	47	Nie wykryto	Zanieczyszczenie wody wskutek zalania obszarów rolniczych w czasie ulewnego deszczu
1992	Anglia	125	W nieuzdatnionej wodzie (0,028 oocyst/l); w uzdatnionej wodzie (0,18 oocyst/l)	Ulewny deszcz na obszarze zlewiska
1993	USA	403000	W lodzie wykonanym w trakcie epidemii (0,13 oocysty/l)	Prawdopodobnie zanieczyszczenie ściekami komunalnymi lub rolniczymi
1993	USA	3	W wodzie studziennej	Zanieczyszczenie studni kałem zwierząt wskutek roztopów i wiosennych deszczy
1994	USA	86	Nie badano	Przesączenie oczyszczonych ścieków do chlorowanej wody studziennej
1994	Japonia	461	Nie badano	Omyłkowe podłączenie kanalizacji z prywatnego budynku do miejskiej sieci wodociągowej
1995	USA	72	W wodzie z kranu	Zanieczyszczenie systemu rozprowadzania wody pitnej na kempingu
1995	Anglia	575	W uzdatnionej i nieuzdatnionej wodzie	Nie ustalono
1996	Japonia	8705	W uzdatnionej i nieuzdatnionej wodzie	Nie ustalono

Źródło: [9].

Biorąc pod uwagę występowanie wodnopochodnych epidemii należy także wspomnieć o przypadkach kryptosorydiozy związanych z basenami pływackimi. Dotychczas opisano 5 takich wodnopochodnych epidemii. Połknięcie nawet niewielkiej ilości wody z basenu, w której znajdują się oocysty, może wywołać zakażenie. Przeciwdziałanie szerzeniu się infekcji polegało na zamknięciu basenu i zastosowaniu bardzo wysokich dawek chloru – 80 mg/l przez 90 minut [7].

Przypadkowa defekacja wody może być także przyczyną wywołania infekcji. Taki przypadek wydarzył się w1997 roku w Minnesocie, gdzie osoby (370) mające kontakt z wodą z fontanny w zoo uległy zarażeniu. Stwierdzono, że przyczyną wywołania infekcji był pampers wrzucony do wody w fontannie [9].

3. Występowanie oocyst pierwotniaków z rodzaju *Cryptosporidium* w ściekach i glebie

Oocysty *Cryptosporidium* są wydalane do środowiska z kałem ludzi i zwierząt. Powszechny zwyczaj nawożenia gleby, np. kompostem, ściekami komunalnymi lub osadami ściekowymi prowadzi do zanieczyszczenia upraw rolnych oraz wód powierzchniowych (w przypadku zanieczyszczenia wód powierzchniowych jest to najbardziej prawdopodobny mechanizm ich zanieczyszczenia). Na podstawie szacunkowych obliczeń wykonanych podczas spotkania Amerykańskiego Towarzystwa Mikrobiologicznego, które odbyło się w Orlando stwierdzono, że w ciągu jednego roku (w Stanach Zjednoczonych) jedno ciele wytwarza 65 kwadrylionów oocyst, co daje 4,57 tony na rok [15]. Tak wysoka liczba wydalanych oocyst w połączeniu z dużą liczbą żywicieli zapewnia wysoki stopień zanieczyszczenia środowiska glebowego.

Szacunkowe dane wskazują, że z oczyszczalni ścieków obsługującej około 50 tysięcy mieszkańców, do środowiska dostaje się 65 mln. oocyst dziennie. W kilku przypadkach wykazano, że zagęszczenie oocyst było prawie dwukrotnie mniejsze w próbach wody zanieczyszczonych ściekami komunalnymi niż w ściekach zanieczyszczonych w wyniku działalności rolniczej (pastwiska, ścieki z obór, składowiska obornika i gnojowicy). W litrze nieoczyszczonych ścieków można wykryć 14 tysięcy oocyst, a nawet więcej [9]. Smith [12] wykrył około 150 tysięcy oocyst w litrze nieoczyszczonych ścieków, pobranych w rzeźni z miejsca postoju bydła. Warto też wspomnieć, że przenikanie oocysyt w głąb gleby odbywa się do około 30 cm. Po upływie 21 dni najwięcej oocyst było na głębokości 2 cm, a niewielkie ilości spotykano również na głębokości 30 cm [10].

4. Występowanie oocyst pierwotniaków z rodzaju *Cryptosporidium* w produktach spożywczych i napojach

W ostatnich latach odnotowano również szereg przypadków, których czynnikiem patogennym były pierwotniaki z rodzaju *Cryptosporidium* zawarte w produktach spożywczych i napojach. Obecność pierwotniaków z rodzaju *Cryptosporidium* została zauważona w surowym mleku, niepasteryzowanych napojach jabłkowych, niedogotowanych produktach mięsnych. Chłodzenie produktów spożywczych nie powoduje inaktywacji oocyst [1].

5. Nowe metody diagnostyczne stosowane do wykrywania stadiów dyspersyjnych pierwotniaków w próbach środowiskowych

W laboratoryjnej diagnostyce parazytologicznej stosuje się rutynowo badania mikroskopowe, immunologiczne, biochemiczne oraz hodowle *in vitro*, *in vivo*, rzadziej inne metody. Każda z tych metod ma zalety i wady. W przypadku prób środowiskowych, a zwłaszcza badań zmierzających do wykrycia cyst lub oocyst pierwotniaków z rodzaju *Cryptosporidium* w wodzie koniecznością stało się wykorzystanie nowych metod diagnostycznych. Wiele wad rutynowych metod diagnostycznych nie dotyczy badań molekularnych, a zwłaszcza łańcuchowej reakcji polimerazy (PCR). Zaletą jej jest szybkość (od kilku godzin do 1-2 dni), czułość i swoistość przy zachowaniu restrykcyjnych warunków jej wykonywania. Umożliwia ona bezpośrednie wykrycie stadiów dyspersyjnych pierwotniaków, a wynik jest niezależny od stanu odporności żywiciela i aktualnych bądź poprzednich objawów klinicznych. Natomiast wadą jest wysoki, jak dotąd, koszt badań oraz brak różnicowania pomiędzy żywym a martwym organizmem patogennym. Istnieje też możliwość uzyskiwania wyników fałszywie dodatnich bądź fałszywie ujemnych [11].

Metody molekularne, w odróżnieniu od konwencjonalnych metod diagnostycznych, pozwalają wyróżnić gatunki i/lub genogatunki *Cryptosporidium* inwazyjne i patogenne dla człowieka. Technika PCR jest najczęściej wykorzystywana do rozróżniania gatunków czy genotypów *Cryptosporidium*. Stosując metodę PCR wykazano występowanie w populacji ludzkiej dwóch szczepów *C. parvum*: szczepu H (genotyp 1) i szczepu C (genotyp 2). Genotyp 1 jest odpowiedzialny za epidemie kryptosporydiozy wyłącznie wśród ludzi. Natomiast genotyp 2 występuje u ludzi i zwierząt na całym świecie i jest odpowiedzialny za blisko połowę zarażeń u nosicieli wirusa HIV [11].

Podsumowanie

Ze względu na częste występowanie oocyst *Cryptosporidium* w wodzie Unia Europejska zaproponowała zmiany legislacyjne dotyczące jakości wody. Nie sprecyzowano jednak, jaka liczba oocyst lub cyst stanowi ryzyko zarażenia. Bardziej radykalna jest Amerykańska Agencja Ochrony Środowiska, według której woda przeznaczona do konsumpcji nie może w ogóle zawierać patogenicznych mikroorganizmów i pasożytów, w tym cyst *Cryptosporidium*. Z uwagi na zbliżający się termin przystąpienia Polski do Unii Europejskiej, istnieje pilna konieczność określenia stopnia zanieczyszczenia zbiorników wodnych inwazyjnymi dla człowieka pierwotniakami jelitowymi. Stwierdzenie to jest szczególnie istotne w przypadku wód ujmowanych do celów konsumpcyjnych. Pomimo ujednolicenia kryteriów oceny jakości wody pitnej niezależnie od źródeł jej pochodzenia oraz oznaczania nowych gatunków wskaźnikowych bakterii, nie można poprzestać tylko na wykonywaniu badań rutynowych. Należy bezwzględnie pracować nad poprawą mikrobiologicznego systemu kontroli jakości wody, zwłaszcza że liczne doniesienia wskazują na coraz to nowe zagrożenia występujące w systemach centralnego zaopatrzenia w wodę. W Stanach Zjednoczonych do oceny jakości wody wprowadzono obowiązek oznaczania dodatkowych organizmów patogennych takich, jak pierwotniaki *Cryptosporidium parvum* oraz *Giardia lamblia*, bakterie z rodzaju *Legionella*, enterowirusy i wirusy powodujące zapalenie wątroby typu A.

Najlepszym środkiem zapobiegania masowym zarażeniom pierwotniakami z rodzaju *Cryptosporidium* jest monitoring środowiska. Możliwość wystąpienia masowego zarażenia ludności poprzez wodę w pełni uzasadnia zwrócenie uwagi właściwych instytucji, w tym również stacji uzdatniania wody, na konieczność wykrywania i rozpoznawania pasożytów jelitowych w wodzie. Jedynie ochrona wód powierzchniowych przed zanieczyszczeniem stadiami dyspersyjnymi *Cryptosporidium*, w połączeniu z monitoringiem wody mającym na celu wykrycie oocyst pierwotniaków jelitowych, mogą stanowić barierę przed wodnopochodnymi epidemiami. Wystąpienie epidemii można

także zminimalizować przez odpowiednie szkolenie pracowników stacji uzdatniania wody, sprawne funkcjonowanie urządzeń do monitorowania jakości wody oraz zidentyfikowanie potencjalnych źródeł zanieczyszczenia w zlewni zbiornika.

Literatura

[1] EPA, *Cryptosporidiu,: Drinking Water Health Advisory*, EPA-822-R-01-009,March 2001.

[2] Fayer R., Speer,C.A., Dubey J.P., *The general biology of Cryptosporidium. In: Cryptosporidium and Cryptosporidiosis*, red. Fayer R., CRC Press, New York 1997.

[3] Fayer R., Morgan U., Upton S.J., *Epidemiology of Cryptosporidium:transmission, detection and identification.*, „Int.J.Parasitol." 2000 nr 30, s.1305-1322.

[4] Goldstein S. T., Juranek D.,Ravenholt O., Hightover A., Martin D., Mesnik J., Griffiths S., Bryant A., Reich R.,Herwaldt B., *Cryptosporidiosis: an outbreak associated with drinking water despite state-of-the-art water treatment*, „Ann. Intern. Med." 1996 nr 124, s.459-468.

[5] Hancock C.M., Rose J.B., Callahan M., *Crypto and Giardia in U.S. groundwater*, „J.AWWA" 1998 nr 58:3, s.58-61.

[6] LeChevalier M.W., Norton W.D., *Giardia and Cryptosporidium in raw and finished drinking water*, „J.American Water Works Assoc", 1995.

[7] Lonc E. red., *Parazytologia w ochronie środowiska i zdrowia*, Volumed, Wrocław 2001.

[8] MacKenzie W.R., Hoxie N.J., Proctor M.E., Gradus M.S.,Blair K.A., Peterson D.E., Kazmierczak J.J., Addiss D.G.,Fox K.R., Rose J.B., Davis J.P., *A massive outbreak in Milwaukee of Cryptosporidium infection transmitted through the public supply*, „N.Engl.J.Med." 1994 nr 331, s.161-167.

[9] Majewska A.C., Kosiński Z., Werner A., Sulima P., Nowosad P., *Pasożytnicze pierwotniaki jelitowe: nowe wodnopochodne zagrożenie zdrowia publicznego*, Wyd. Uniwersytetu Warszawskiego, Warszawa 2001.

[10] Mawdsley J.L., Brooks A.E., Merry R.J., *Movement of protozoan pathogen Cryptosporidium parvum through three contrasting soil types*, „Biol Fertil.Soils"1996 nr 21:1-2, s.30-36.

[11] Myjak P., *Zastosowanie technik biologii molekularnej w wykrywaniu pierwotniaków pasożytniczych*, w: *Skażenia wody, gleby i żywności przez pasożytnicze pierwotniaki: konsekwencje epidemiologiczne*, red. B.Moskwa, Wyd. Uniwersytetu Warszawskiego, Warszawa 2001.

[12] Smith H.V., *Parasitic protozoa in drinking water.In:UK Health Related Water Microbiology*, Univ. Strathclyde,UK,1991,3-5 Sept., s.28-43.

[13] Smith H.V.,Rose J.B., *Waterborne cryptosporidiosis:current status*, „Parazytol.Today" 1998 nr 14, s.14-22.

[14] Teunis P.F.M., Medema G. J., Kruidenir L.,Havelaar A.H., *Assesment of risk of infection by Cryptosporidium or Giardia in drinking water from a surface water source*, „Wat. Res." 1997 nr 31, s.1333-1346.

[15] Upton S.J., *Basic Biology of Cryptosporidium*, Kansas State University 2001.

OCCURRENCE AND DETECTION OF PROTOZOAN FROM GENUS *CRYTOSPORIDIUM* IN DIFFERENT WATER ENVIRONMENTS

Summary

The characteristic of enteric protozoans from genus *Cryptosporidium*, particular from species *Cryptosporidium parvum* that is human and animals parasites was presented. Occurence of the *Cryptosporidium* in water, soil, some food products and their transmission in the environment was presented. The possibilities of cysts and oocysts infiltration to water supply system were shown. The knowledge of diagnostic methods of the detection and utilization of *Cryptosporidium* were presented.

Artykuł napisano w ramach pracy statutowej S/IIŚ/23/01 wykonywanej w Katedrze Biologii Sanitarnej i Biotechnologii Politechniki Białostockiej

Jerzy Kozłowski

ZNACZENIE MODYFIKATORA RYZYKA ZDROWOTNEGO W OCENIE JAKOŚCI WODY PRZEZNACZONEJ DO SPOŻYCIA PRZEZ LUDZI

Streszczenie

Aktualne rozporządzenie Ministra Zdrowia z dnia 19 listopada 2002r. w sprawie wymagań dotyczących jakości wody przeznaczonej do spożycia przez ludzi jest zgodne z dyrektywą 98/83/WE z 3 listopada 1998 roku o jakości wody przeznaczonej do spożycia ludzi. Zgodnie z tą Dyrektywą akcja naprawcza mająca na celu poprawienie jakości wody jest uzasadniona w przypadku przekroczenia przez ryzyko zdrowotne wartości akceptowalnej. Celem podjęcia odpowiedniej decyzji niezbędna jest znajomość tego ryzyka, na które ma wpływ (zgodnie z nauką o ryzyku) niezawodność urządzeń wodnych oraz wielkość strat ludzkich spowodowanych przekroczeniem normatywu. Jak dotychczas nieznane są metody szacowania strat ludzkich mogące być zastosowane w tym procesie decyzyjnym. W artykule starano się wykazać przydatność do tego celu przesłanek zdrowotnych wykorzystywanych podczas opracowywania przez WHO zalecanych dopuszczalnych wartości. Korzystając z wiedzy eksperckiej pracowników stacji sanitarno-epidemiologicznych oszacowano wartości modyfikatora ryzyka zdrowotnego. Wykazano również przydatność tego modyfikatora do szacowania strat ludzkich (zawodności organizmu człowieka).

Wstęp

Zaopatrzenie mieszkańców miast i wsi oraz innych użytkowników systemów wodociągowych w wodę (SZWPS) o określonej jakości, w wymaganej ilości i pod odpowiednim ciśnieniem stanowi podstawowe zadanie stawiane przed przedsiębiorstwami wodociągowymi [12]. Współcześnie uważa się, że każdy system zaopatrzenia w wodę powinien być niezawodny. Jedną z ważniejszych – według Zimoch [15] – miar jego niezawodności jest wskaźnik gotowości systemu (K), [2, 3]:

$$K = \frac{T_p}{T_p + T_n} \tag{1}$$

gdzie:

T_p – średni czas przebywania SZW w stanie zdatności [doba],
T_n – średni czas przebywania SZW w stanie niezdatności [doba].

Za niezawodny SZWPS uznaje się przy tym SZWPS spełniający warunek [15]:

$$K \geq K_w \tag{2}$$

gdzie:

K_w – wymagany poziom niezawodności.

Według Zimoch [15] wymaganym poziomem niezawodności zwie się poziom, przy którym rozważany system spełnia swoją rolę w sposób zadawalający odbiorców wody. W przypadku niespełnienia warunku nagminnie pojawiają się negatywne opinie oraz skargi konsumentów wody. Z drugiej strony duża liczba tego rodzaju informacji może świadczyć o przekroczeniu akceptowanego przez konsumentów poziomu stresu[1]. Ze względu na to, że stres może wywoływać w organizmie człowieka negatywne skutki biologiczne (choroby psychosomatyczne [1]) współczynnik gotowości K może stanowić podstawę szacowania ryzyka zdrowotnego[2].

mgr Jerzy Kozłowski, Państwowy Zakład Higieny, Warszawa

[1] Stresem (według Lazarusa i Falkmana) zwie się dynamiczną relację między człowiekiem a otoczeniem, która jest oceniana przez człowieka jako obciążająca lub przekraczająca możliwości sprostania jej [8].

[2] Zdrowiem (według WHO) zwie się pełny dobrostan fizyczny, psychiczny i społeczny, a nie wyłącznie brak choroby lub niedomagania [9]. Dobrostanem zwie się subiektywną ocenę stanu zdrowia nie tyle związaną z jego biologicznym wymiarem, ile z takimi doznaniami, jak samoocena czy poczucie przynależności społecznej, kształtowanymi w procesie uczestnictwa w życiu społecznym [8].

Przydatność współczynnika gotowości K do szacowania ryzyka zdrowotnego jest jednak mocno ograniczona. Skargi konsumentów są bowiem spowodowane głównie nieodpowiednimi cechami organoleptycznymi wody. Niejednokrotnie o wiele groźniejsze negatywne skutki zdrowotne mogą być spowodowane zanieczyszczeniami niewyczuwalnymi przez konsumentów [14]. Jak się wydaje niedogodności tej pozbawiona jest probabilistyczna miara ryzyka zdrowotnego [6, 7].

1. Probabilistyczna miara indywidualnego ryzyka zdrowotnego

W pracach [6, 7] indywidualnym ryzykiem zdrowotnym nazywa się możliwość zachorowania w rozpatrywanym okresie pojedynczego człowieka w wyniku spożywania przez niego wody w tym okresie oraz w okresie dotychczasowego jego życia.

Przyjmując różne założenia upraszające, z których najważniejsze z nich to:

- rozważana populacja składa się jedynie z osób w wieku przedprodukcyjnym oraz w wieku podeszłym,
- pobierany ksenobiotyk znajduje się jedynie w wodzie przeznaczonej do spożycia przez ludzi
- oraz przyjmując, że do zachorowania człowieka dochodzi w chwili gdy stężenie ksenobiotyku w jego organizmie $\{\mathbf{c}(\tau)^1\}$ przekroczy wartość graniczną dla populacji (c_{kr}) pod warunkiem, że jego odporność ($\mathbf{o_g}$) jest mniejsza od c_{kr} można wykazać, że u podstaw miary przedstawionej w pracach [6, 7] leży miara zdefiniowana wzorem:

$$\lambda(T, T+1) = P[\mathbf{c}(\tau) \geq c_{kr} \mid c_{kr} > \mathbf{o_g}] \bullet P(c_{kr} \geq \mathbf{o_g}),\ \tau \in \langle T; T+1 \rangle \tag{3}$$

gdzie:

$\lambda(T, T+1)$ – indywidualne ryzyko zdrowotne przypisane jednemu rokowi kalendarzowemu o początku w chwili T.

Przyjmując liczne założenia, w tym:

- Objętość rzeczywiście konsumowanej wody jest praktycznie identyczna z objętością wody uwzględnionej podczas ustanawiania normatywu.
- Wartość modyfikatora ryzyka zdrowotnego (μ) nie zależy od kierunku przekroczenia normatywu.

Miarę zdefiniowaną wzorem można uogólnić do postaci:

$$\lambda(T; T+1) = \{1 - P[\mathbf{Z}(\tau) \in D]\} \bullet \mu,\ \tau \in \langle T; T+1 \rangle \tag{4}$$

gdzie:

$\mathbf{Z}(\tau)$ – zawartość w konsumowanej wodzie w chwili τ wskaźnika JWPS charakteryzującego rozważany ksenobiotyk;
D – wartość normatywu dla tego wskaźnika.

Na gruncie ryzykologii [11] parametry występujące we wzorze mogą być interpretowane w następujący sposób:

- $P[Z(\tau) \in D]$ – miara niezawodności urządzenia wodnego,
- μ – miara zagrożenia zdrowia człowieka.

We wzorze wszystkie parametry, za wyjątkiem modyfikatora ryzyka zdrowotnego, są dobrze zdefiniowane.

2. Modyfikator ryzyka zdrowotnego

Podstawowym narzędziem w analizie ryzyka zdrowotnego jest zależność dawka – odpowiedź[2] [8] (rysunek 1).

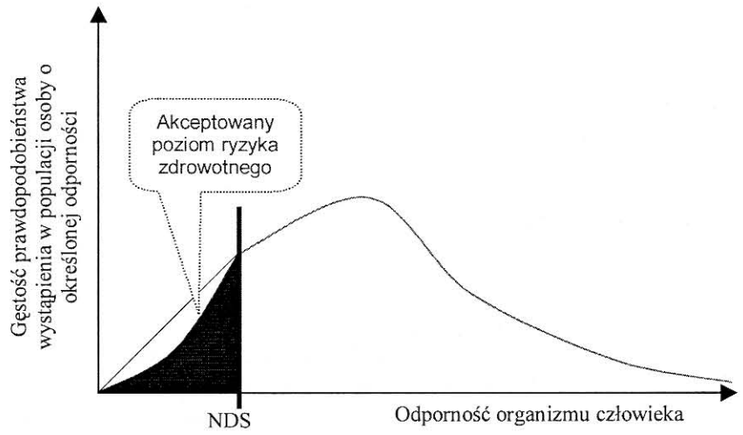
Stężenie równe NDS dla niektórych osób wchodzących w skład rozważanej populacji znacznie przekracza odporność ich organizmu. Tak więc można się u nich spodziewać wystąpienia poważniejszych skutków zdrowotnych niż wynikałoby to ze sposobu normowania wskaźnika jakości wody przeznaczonej do spożycia (JWPS) charakteryzującego rozważany ksenobiotyk (rysunek 2.)

Na podstawie analizy rysunku 2 można stwierdzić, że do tego, aby w grupie podwyższonego ryzyka nie wystąpiły negatywne skutki zdrowotne o wadze nie przewyższającej tych, dla których został ustanowiony NDS, wartość NDS powinna zostać obniżona. To obniżenie jednak jest równoznaczne z obniżeniem akceptowanego poziomu dodatkowego ryzyka jednostkowego. To obniżenie może jednak doprowadzić do sytuacji, w której nie wykrywa się w badanej populacji osób charakteryzujących się negatywnymi skutkami zdrowotnymi.

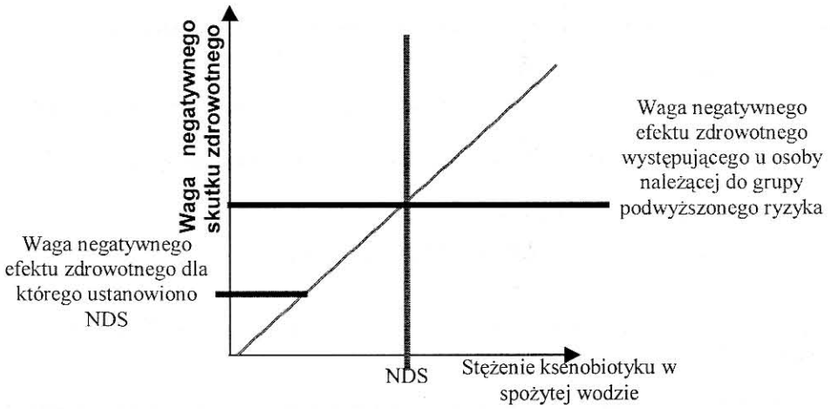
Czcionką pogrubioną zaznaczono zmienne losowe

Zależnością dawka-odpowiedź (w przypadku ksenobiotyków niekumulujących się w organizmie) zwie się zależność pomiędzy stężeniem a częścią populacji charakteryzującą się określonym negatywnym skutkiem zdrowotnym [11].

Rysunek 1. Wykres zależności dawka - odpowiedź dla ksenobiotyków charakteryzujących się działaniem typowym [5]



Rysunek 2. Zależność typu dawka - efekt u osoby w chodzącej w skład grupy podwyższonego ryzyka [5]



W przypadku ksenobiotyków o działaniu rakotwórczym modyfikator ryzyka zdrowotnego może być utożsamiany z dodatkowym ryzykiem jednostkowym[1] stanowiącym podstawę opracowywanych dla nich przez ekspertów WHO zalecanych maksymalnych wartości dla typowych scenariuszy konsumpcji wody [14]. Tak więc, pomimo, że polskie normatywy wywodzą się z zalecanych przez ekspertów WHO dopuszczalnych wartości, to w warunkach panujących w Polsce wartość dodatkowego ryzyka jednostkowego może znacznie się różnić od 10^{-5}. Przyjmując jednak, że wartość 10^{-5} jest prawidłowa można przyjąć, że w Polsce w ciągu roku wystąpi jedynie kilka zachorowań na raka. I to przy założeniu, że ludzie konsumują wodę zawierającą jedno zanieczyszczenie o stężeniu równym normatywowi. Zważywszy, że stężenie tego zanieczyszczenia jest z reguły niższe od wartości NDS podana przez ekspertów WHO graniczna wartość dodatkowego ryzyka jednostkowego jest w praktyce niemożliwa do zweryfikowania.

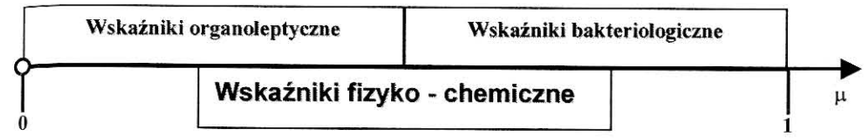
W celu zobrazowania powyższych rozważań można posłużyć się następującym przykładem. Wg ekspertów US EPA [9] ostra toksyczność żelaza pobieranego z WPS jest głównym problemem dla dzieci, często błędnie uzupełniającymi żelazo cukierkami, przez co incydentalnie konsumującymi duże ilości żelaza. Pomimo tego eksperci WHO [14] nie proponują zalecanej dopuszczalnej wartości dla żelaza w WPS opartej na przesłankach zdrowotnych. Zwracają oni jednak uwagę na fakt, że nadmierne stężenie tego pierwiastka może wywoływać narzekania konsumentów z powodu plamienia prania i urządzeń sanitarnych. Oznacza to, że w takim przypadku konsumenci ci znajdują się w sytuacji stresowej, a więc nie charakteryzują się pełnią zdrowia.

Z powyższych rozważań wynika, że akceptowany poziom ryzyka jednostkowego będący podstawą ustanawiania NDS może być zastąpiony przez wagę negatywnych skutków zdrowotnych uwzględnionych podczas ustanawiania normatywu.

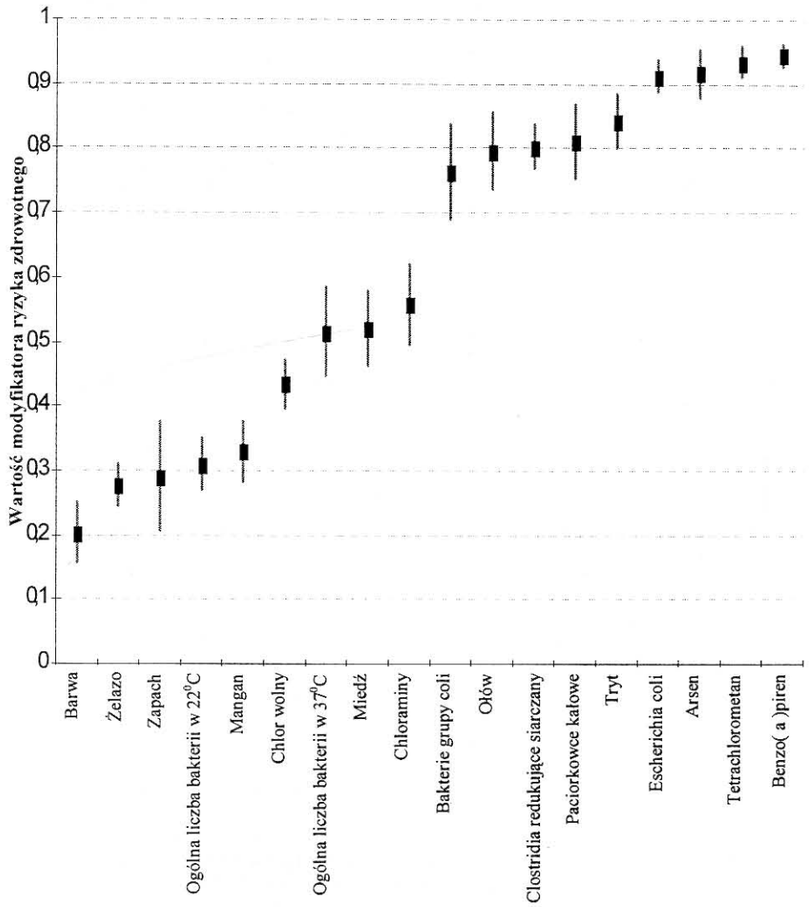
[1] Dodatkowym ryzykiem jednostkowym zwie się prawdopodobieństwo, o które wzrasta ryzyko zachorowania wraz ze wzrostem stężenia ksenobiotyku w wodzie przeznaczonej do spożycia przez ludzi w okresie siedemdziesiątych lat życia człowieka [19, 20].

Kierując się zaleceniami ekspertów WHO [14] dotyczącymi: wagi negatywnych skutków zdrowotnych, które mogą być spowodowane spożyciem ksenobiotyku z wodą; siły dowodów toksykologicznych przypisanej temu skutkowi na rysunku 3 [13] przedstawiono propozycję wartości modyfikatora ryzyka zdrowotnego.

Rysunek 3. Zależność modyfikatora ryzyka akceptowanego (μ) od rodzaju wskaźnika JWPS (propozycja) [13]



Rysunek 4. Wartości modyfikatorów ryzyka zdrowotnego



Przypisanie poszczególnym wskaźnikom jakości wody przeznaczonej do spożycia przez ludzi konkretnych wartości modyfikatora ryzyka zdrowotnego wymaga jednak dodatkowych badań studialnych uwzględniających oprócz wagi spodziewanych NSZ i siły dowodu medycznego także subiektywne odczucia konsumentów, rokowania szpitalne i itp. W tych badaniach studialnych powinni uczestniczyć: pracownicy powiatowych stacji sanitarno-epidemiologicznych zajmujący się nadzorem nad jakością wody przeznaczonej do spożycia przez ludzi; są to bowiem konsumenci posiadający wiedzę na temat zdrowia publicznego; eksperci z zakresu inżynierii sanitarnej posiadający wiedzę z zakresu wpływu poszczególnych wskaźników jakości wody przeznaczonej do spożycia przez ludzi na powstawanie wtórnych zanieczyszczeń tej wody.

Podstawowym narzędziem wykorzystywanym w tych badaniach powinna być odpowiednio opracowana ankieta zawierająca pytanie: „Jak bardzo w porównaniu z bakteriami *Escherichia coli* ksenobiotyk przypisany normowanemu wskaźnikowi jakości wody przeznaczonej do spożycia przez ludzi wpływa na pogorszenie samopoczucia konsumentów wody?" Zgodnie bowiem z zaleceniami ekspertów WHO [14] bakterie te powodują negatywne skutki zdrowotne o największej wadze z punktu widzenia zdrowia publicznego.

Na podstawie powyższych przesłanek opracowano ankietę, którą przekazano powiatowym stancjom sanitarno-epidemiologicznym. Przykładowe wyniki dotyczącej jednego województwa przedstawiono na rysunku 4, na którym dla każdego wskaźnika podano: wartość średnią, wartość średnią plus/minus odchylenie standardowe wartości modyfikatora ryzyka zdrowotnego.

Na podstawie analizy rysunku 4 można stwierdzić, że: średnie wartości modyfikatorów ryzyka zdrowotnego zgadzają się z zaleceniami WHO; wartość tego modyfikatora charakteryzuje się niejednokrotnie znaczną zmiennością.

Podsumowanie

W niniejszym artykule omówiono rolę modyfikatora ryzyka zdrowotnego w szacowaniu ryzyka zdrowotnego konsumentów wody za pomocą probabilistycznej miary. Wykazano przy tym, że ryzyko akceptowalne może być zastąpione wagą spodziewanych negatywnych skutków zdrowotnych uwzględnianych podczas normowania poszczególnych wskaźników / parametrów jakości wody przeznaczonej do spożycia przez ludzi.

Przedstawiono również wyniki ankiety umożliwiającej wykorzystanie wiedzy eksperckiej pracowników stacji sanitarno-epidemiologicznych do szacowania wartości modyfikatorów ryzyka zdrowotnego. Zamieszczone wyniki ankiety należy jednak traktować w sposób przybliżony. Prowadzenie tego typu badań powinno w niedalekiej przyszłości umożliwić zastosowanie proponowanej probabilistycznej miary ryzyka zdrowotnego w rutynowym nadzorze nad jakością wody przeznaczonej do spożycia przez ludzi prowadzonym przez stacje sanitarno-epidemiologiczne doprowadzając do większego zobiektywizowania wydawanych przez nie w tym zakresie decyzji administracyjnych.

Literatura

[1] Chromiński Z., *Podstawowy miernik zachowań zdrowotnych dzieci i młodzieży*, w: *Mierniki Zachowań Zdrowotnych*, Warszawa, 9-10 grudnia 1999 r. Wyd. Ognis, Andrzej Jan Pruszyński, Warszawa 1999, s. 15-31.

[2] Dawidowicz J., Dzienis L., *Zastosowanie teorii niezawodności w projektowaniu podsystemów dystrybucji wody w wiejskich systemach wodociągowych*, w: *Zaopatrzenie w wodę miast i wsi,* Polskie Zrzeszenie Inżynierów i Techników Sanitarnych, Poznań 1994, s. 525-539.

[3] Denczew S., *Wyniki badań niezawodności podsystemu podłączeń wodociągowych*, „Gaz Woda i Technika Sanitarna" 1997 nr 11, s. 420-427.

[4] Jędrychowski W., *Epidemiologia. Wprowadzenie i metody badań*, Wyd. Lekarskie PZWL, Warszawa 1999.

[5] Jodynis-Liebert, Deńczuk W.: *Toksykometria*, w: Seńczuk W.: *Toksykologia. Podręcznik dla studentów, lekarzy i farmaceutów*, Wyd. Lekarskie PZWL, Warszawa 1999, s. 781- 815.

[6] Kozłowski J., *Miara jakości wody do picia*, w: red.Janosz-Rajczyk M., *Mikrozanieczyszczenia w środowisku człowieka*,. Politechnika Częstochowska, Częstochowa 2001, s. 55-59.

[7] Kozłowski J., *Wpływ zanieczyszczenia środowiska na ocenę zdrowotnej jakości wody do picia*, w: red. Oleszkiewicz J. A., Sozański M. M., Lemański J. F., *Zaopatrzenie w wodę i jakość wód,* Polskie Zrzeszenie Inżynierów i Techników Sanitarnych, Poznań, s. 269-278.

[8] Krechniak J., *Toksykologia środowiskowa*, w: Seńczuk W., *Toksykologia. Podręcznik dla studentów, lekarzy i farmaceutów*, PZWL, Warszawa 1999, s. 781-815.

[9] Seminar Publication *Risk Assessment, Management and Communication of Drinking Water Contamination.* EPA / 625 / 4-89 / 024 June 1990.

[10] Słońska Z., Misiuna M., *Promocja Zdrowia. Słownik podstawowych terminów,* red. Zakład Promocji Zdrowia Instytutu Kardiologii, Warszawa 1993.

[11] Szopa T., *Podstawy analizy ryzyka zdrowotnego. Skrypt dla studentów Studiów Zaocznych Inżynierskich o specjalności: Inżynieria Bezpieczeństwa*, Wyd. Politechniki Warszawskiej, Wydział Mechaniczny Energetyki i Lotnictwa, Warszawa 2002.

[12] Ustawa o zbiorowym zaopatrzeniu w wodę i zbiorowym odprowadzaniu ścieków (Dz. U. z 13.07.2001 r.)

[13] Wichrowska B., Kozłowski J., Jankowska D., *Ocena ryzyka zdrowotnego w świetle przepisów polskich i Unii Europejskiej dotyczących jakości wody do picia*, „Ochrona Środowiska" 2001 nr 4 (83), s. 19-22.

[14] *Wytyczne WHO dotyczące jakości wody do picia*, t. 1, *Zalecenia*, Zarząd Główny Polskiego Zrzeszenia Inżynierów i Techników Sanitarnych, Warszawa 1998.

[15] Zimoch I., *Ocena niezawodności technologicznego funkcjonowania zakładu uzdatniania wody w Dobczycach*, w: red. Oleszkiewicz J. A., Sozański M. M., Lemański J. F., *Zaopatrzenie w wodę i jakość wód,* Polskie Zrzeszenie Inżynierów i Techników Sanitarnych, Oddział Wielkopolski, Poznań 2002 r., s. 545-555.

THE SENSE OF HEALTH RISK MODIFIER FOR ASSESSMENT OF QUALITY OF WATER INTENDED FOR HUMAN CONSUMPTION

Summary

Presently, an Ordinance's the Ministry of Health of 19th November 2002 on the requirements related to the quality of water intended for human consumption agrees with a Directive 98 / 83 / EC of 3 November 1998 on quality of water intended for human consumption. Agreeably to this Directive any correction action achieving improvement of water quality is reasonable in the cause of acceptable level crossing by health risk. Thus, in order to assumption of adequate decision necessary is knowledge on this risk. Agreeably with science on risk, the risk is due to water device reliability as well as size of human losses causing by normative crossing. Thus far, assessment methods can be using in this decision process are not known. In the paper it has been trying to show usability health circumstances using by WHO during elaboration of guideline values to this aim. It is shown that sanitary-epidemiological station staff mental knowledge affords possibilities for assessment value of so - called health risk modifier. It is also shown usability this modifier to assessment of human losses (deceptiveness of human organism).

Autor niniejszego opracowania pragnie tą drogą bardzo podziękować wszystkim pracownikom stacji sanitarno-epidemiologicznych, których wiedza ekspercka umożliwiła opracowanie ankiety dotyczącej wartości modyfikatora ryzyka zdrowotnego.

Paweł Biedka

OCENA NATURALNEJ PODATNOŚCI NA DEGRADACJĘ WYBRANYCH JEZIOR POJEZIERZA SUWALSKO-AUGUSTOWSKIEGO

Streszczenie

W niniejszym opracowaniu przedstawiono charakterystykę morfometryczną, hydrograficzną i zlewniową jezior: Necko, Rospuda Augustowska, Białe Augustowskie, Studzieniczne, Sajno, Sajenko i Staw Sajenek. W oparciu o stosowany w chwili obecnej w monitoringu podstawowym system oceny jakości jezior dokonano oceny podatności tych zbiorników na degradację.

Wstęp

Jeziora naturalne pochodzenia lodowcowego są utworami krótkotrwałymi w skali geologicznej. Szacuje się, że na terenie Polski w ciągu ostatnich 10-11 tys. lat zanikło 2/3 ich powierzchni. Zajmując obniżenia terenu jeziora kumulują materiał pochodzący ze zlewni – zarówno w postaci rozpuszczonych soli mineralnych jak i w postaci zawiesin. Substancje te, w szczególności związki azotu i fosforu, umożliwiają rozwój roślinności naczyniowej i fitoplanktonu. Wytworzona w zbiorniku substancja organiczna częściowo odkładana jest na dnie zbiornika powodując jego wypłycanie i lądowienie, natomiast nadmiar tej substancji nie odłożony w osadach dennych powoduje wzrost żyzności wód [4].

Tempo naturalnych przemian jezior wykazuje znaczne zróżnicowanie ze względu na indywidualne cechy poszczególnych zbiorników, jak również ze względu na nasilenie oddziaływania czynników zewnętrznych. Uwarunkowania naturalne, a także antropogeniczne powodują, że polodowcowe jeziora Polski reprezentują obecnie różne stadia sukcesji limnologicznej i są w różnym stopniu zagrożone degradacją.

Wybrane cechy morfometryczne, hydrograficzne i zlewniowe jezior mające wpływ na tempo naturalnych przemian jezior ujęte są w stosowanym obecnie w Polsce systemie oceny jakości wód jeziorowych. System ten składa się z dwóch podstawowych elementów:

- oceny jakości wód przeprowadzonej na podstawie odpowiednio dobranych wskaźników fizycznych, chemicznych i biologicznych, której wynikiem jest klasa czystości wód,
- oceny podatności na degradację, wyrażonej kategorią podatności na degradację, w której pod uwagę bierze się wybrane wskaźniki morfometryczne, hydrograficzne i zlewniowe.

W systemie tym wyróżnia się trzy klasy czystości zgodne z obowiązującymi przepisami Prawa Wodnego oraz trzy kategorie podatności na degradację. Zestawienie klasy czystości wód jeziora z jego kategorią podatności na degradację daje możliwość wyciągnięcia wniosków dotyczących właściwego użytkowania, ochrony i ewentualnej rekultywacji zbiornika [6].

Do wskaźników wykorzystywanych przy wyznaczaniu kategorii podatności jezior na degradację należą:

- głębokość średnia jeziora będąca ilorazem objętości i powierzchni zwierciadła wody,
- iloraz objętości jeziora do długości jego linii brzegowej,
- procent stratyfikacji wód określający udział hypolimnionu w ogólnej objętości jeziora,
- iloraz powierzchni dna czynnego do objętości epilimnionu,
- współczynnik Schindlera wyrażony jako iloraz powierzchni zlewni całkowitej jeziora i jego objętości,
- sposób zagospodarowania zlewni bezpośredniej w procentach jej powierzchni, przy uwzględnieniu takich form użytkowania, jak: lasy i grunty orne.

Określenie kategorii podatności zbiornika na degradację opiera się na sumarycznej ocenie poszczególnych wskaźników, odniesionych do przedziałów wartości ustalonych dla trzech kategorii. W zależności od tego w jakim przedziale mieści się dany wskaźnik przyporządkowuje się mu wartość punktową równą wynikającej z wartości wskaźnika kategorii. Średnia arytmetyczna obliczona z poszczególnych punktów pozwala na wyznaczenie kategorii podatności jeziora na degradację. Jeśli średnia mieści się w przedziale od 1 do 1,5 – zbiornik znajduje się w I kategorii; przedział od 1,5 do 2,5 wskazuje na II kategorię, przedział od 2,5 do 3,25 – na kategorię III.

W niniejszym opracowaniu przedstawiono charakterystykę morfometryczną, hydrograficzną i zlewniową jezior: Necko, Rospuda Augustowska, Białe Augustowskie, Studzieniczne, Sajno, Sajenko i Staw Sajenek, oraz wyznaczono kategorie podatności tych zbiorników na degradację.

mgr inż. Paweł Biedka, Politechnika Białostocka, Katedra Ochrony Środowiska

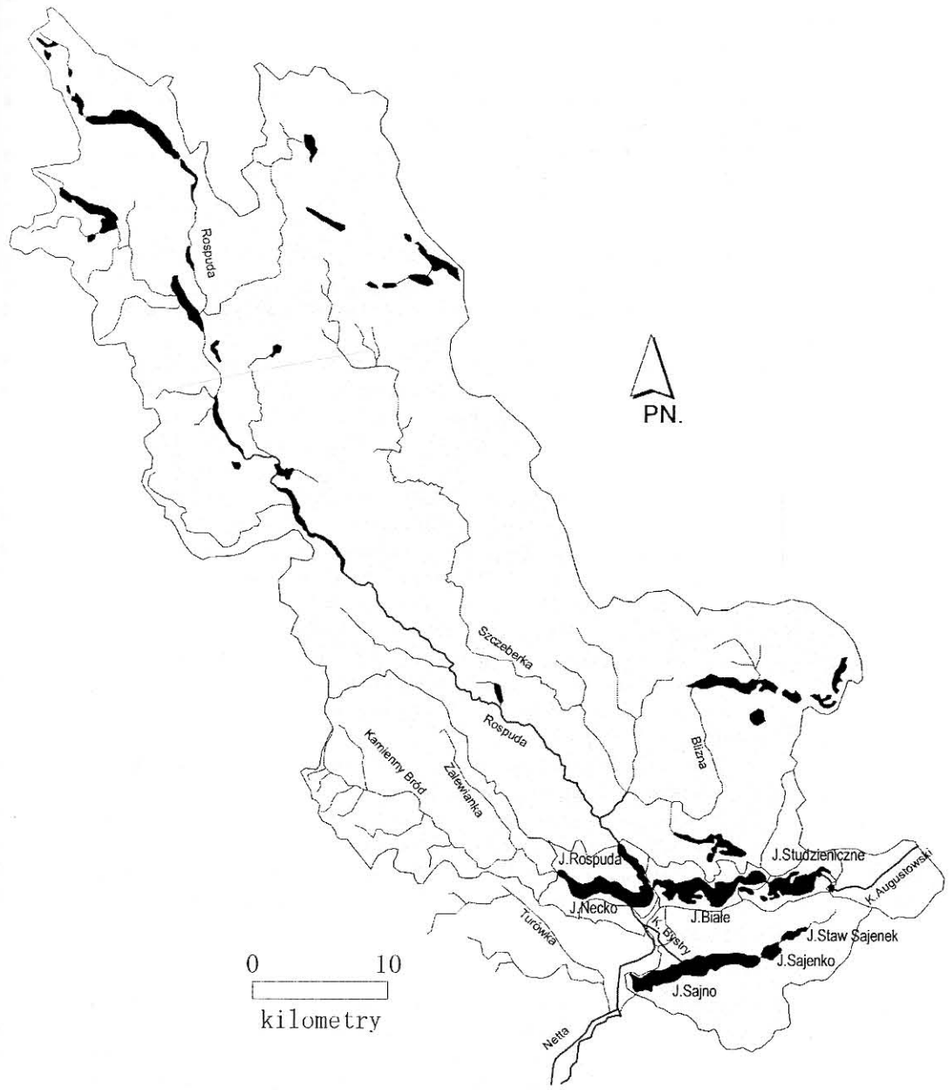
I. Charakterystyka jezior

Położenie fizyczno-geograficzne

Według podziału fizyczno-geograficznego jeziora Necko, Rospuda Augustowska, Białe (Augustowskie), Studzieniczne, Sajno, Sajenko i Staw Sajenek leżą w obrębie prowincji Niżu Wschodniobałtycko-Białoruskiego, podprowincji Pojezierza Wschodniobałtyckiego, makroregionu Pojezierza Litewskiego, mezoregionu Równiny Augustowskiej. Część zlewni całkowitej jezior dodatkowo wchodzi w skład mezoregionu Pojezierza Zachodniosuwalskiego oraz makroregionu Pojezierza Mazurskiego, mezoregionu Pojezierza Ełckiego.

Pojezierze Litewskie obejmuje formy polodowcowe trzech głównych faz ostatniego zlodowacenia (leszczyńskiej, poznańskiej i pomorskiej) i w większej części znajduje się na terytorium Republiki Litewskiej. Zachodnia część Pojezierza Litewskiego bywa nazywana Pojezierzem Suwalsko-Augustowskim i jest podzielona na 4 mezoregiony: Puszczę Romincką, Pojezierze Zachodniosuwalskie, Pojezierze Wschodniosuwalskie i Równinę Augustowską [5].

Rysunek 1. Zlewnia całkowita systemu jezior z zaznaczonymi granicami zlewni bezpośrednich



Hydrologia i hydrografia

Omawiane w niniejszym opracowaniu jeziora położone są w dorzeczu rzeki Rospudy-Netty. Liczba jezior o powierzchni ponad 50 ha w tym dorzeczu wynosi 20, ich łączna powierzchnia zajmuje 40,3 km^2, a pojemność jest równa 0,353 km^3. Wielkość retencji czynnej dorzecza (jeziora pow. 50 ha) szacowana jest od 0,004 do 0,035 km^3 w ogólnej objętości jezior [2].

Zlewnia całkowita systemu jezior Necko, Rospuda Augustowska, Białe Augustowskie, Studzieniczne, Sajno, Sajenko i Staw Sajenek (rysunek 1.) stanowi większą część powierzchni dorzecza rzeki Rospudy-Netty – największego cieku wodnego w zlewni. Do pozostałych ważniejszych dopływów należą: Kamienny Bród – dopływ do jeziora Necko, Kanał Augustowski – dopływ do jeziora Studzieniczne, Stara Ruda – dopływ do jeziora Staw Sajenek. Ze względu na obecność wymienionych cieków jeziora w mniejszym lub większym stopniu mają charakter przepływowy.

Średnie odpływy jednostkowe ze zlewni systemu jezior są zróżnicowane. Największe wartości obserwowane są w północnej części zlewni rzeki Rospudy i wynoszą powyżej 8 l/s/km^2. Zlewnia dolnej Rospudy, zlewnie rzek Kamienny Bród, Zalewianka i zlewnie bezpośrednie jezior: Rospuda Augustowska, Necko, Białe oraz zlewnie całkowite jezior: Studzieniczne, Sajno, Sajenko i Staw Sajenek charakteryzuje się odpływami jednostkowymi w przedziale 2-3 l/s/km^2. Odpływ jednostkowy ze zlewni rzek Szczeberka i Blizna szacuje się na 3-4 l/s/km^2 [1], [2]. Średnie jednostkowe odpływy ze zlewni całkowitej oraz powierzchnie których dotyczą zestawiono w tabeli 2.

Jezioro Rospuda Augustowska

Powierzchnia zlewni całkowitej jeziora wynosi 764,3 km^2. W jej skład wchodzi zlewnia rzeki Rospudy wraz ze zlewnią rzek Szczeberka i Blizna. Rzeka Rospuda jest największym ciekiem wodnym w obszarze zlewni systemu jezior. Jako początek Rospudy przyjmuje się ciek wypływający z jeziora Młynówek znajdującego się około 10 km na północny zachód od miejscowości Filipów. Rzeka płynie dość wąską doliną w kierunku południowym i południowo-wschodnim mijając szereg jezior (Czarne, Rospuda Filipowska, Kamienne, Długie Filipowskie, Garbaś, Głębokie, Sumowo, Okrągłe Bakałarzewskie, Bolesty) i uchodzi do jeziora Rospuda Augustowska. Całkowita długość rzeki wynosi 61,9 km. Na całym obszarze dorzecza spotyka się obszary podmokłe, a często i bezodpływowe – zwłaszcza w dolnym biegu rzeki; w górnym biegu rzeki zlewnia ma charakter rolniczy.

Zlewnia bezpośrednia jeziora Rospuda Augustowska ma powierzchnię 1,5 km^2. Obszar ten w przeważającej części jest zalesiony; 2% stanowią niewielkie obszary łąk rozmieszczone w pobliżu brzegów jeziora. W bezpośrednim otoczeniu zbiornika występują gleby bielicowe oraz gleby rdzawe – wytworzone z piasków słabogliniastych i gliniastych różnej genezy.

Położenie geograficzne jeziora określają następujące współrzędne: 53°52.5'N, 22°58.9'N (WGS84). Powierzchnia zwierciadła wody jeziora wynosi 104 ha, powierzchnia wysp – 2 ha, wysokość zwierciadła wody – 122 m n.p.m. Objętość misy jeziora wynosi 5383,1 tys. m^3, długość maksymalna: 2600 m, szerokość maksymalna: 600 m, głębokość maksymalna 10,5 m. Linia brzegowa jeziora ma długość 6400 m.

Jezioro Rospuda Augustowaska w latach 1998-2000 nie miało w pełni wykształconych trzech warstw limnetycznych. W roku 1998 zaliczało się do jezior niestratyfikowanych, natomiast w latach 1999 i 2000 zaobserwowano metalimnion sięgający od głębokości 5,2-5,9 m do dna zbiornika.

Jezioro Necko

Do zlewni całkowitej jeziora Necko zalicza się zlewnię jeziora Rospuda Augustowska (764,3 km^2), zlewnię rzeki Kamienny Bród wraz z rzeką Zalewianka (98,8 km^2) oraz zlewnię całkowitą jeziora Białe Augustowskie (43,9 km^2); tak wyznaczona zlewnia dotyczy zachodniej części jeziora, przez którą następuje przepływ wód z jezior Rospuda oraz Studzieniczne i Białe. Większa część (wschodnia) jeziora przyjmuje wody rzeki Kamienny Bród wraz z Zalewianką. Przeważającą część powierzchni tej zlewni stanowią łąki i grunty orne.

Powierzchnia zlewni bezpośredniej jeziora Necko wynosi 10,5 km^2. W północnej części zlewnia jest całkowicie zalesiona. W części południowej występują obszary łąk i gruntów ornych. Ogółem lasy stanowią 75% powierzchni, natomiast łąki 11%. Na niewielkim obszarze zlewni znajduje się zabudowa zwarta miasta Augustowa, stanowiąca 1% jej powierzchni. Jezioro otaczają gleby bielicowe oraz gleby rdzawe, wytworzone na piaskach luźnych. Piaszczyste utwory wokół jeziora porastają bory sosnowe.

Położenie geograficzne jeziora określają następujące współrzędne geograficzne (WGS84) 53°51.79'N, 22°57.4'E. Powierzchnia zwierciadła wody jeziora położona jest na wysokości 122 m n.p.m. i wynosi 400,0 ha. Długość maksymalna jeziora wynosi 5400,0 m, maksymalna szerokość: 850 m, średnia szerokość: 470,0 m, wydłużenie: 6,3. Głębokość maksymalna osiąga wartość 25,0 m, podczas gdy głębokość średnia jeziora wynosi 10,1 m. Objętość jeziora oblicza się na 40561,4 m^3. Długość linii brzegowej jeziora wynosi 13000 m. Jezioro Necko zalicza się do jezior stratyfikowanych. Metalimnion obserwowano na głębokościach od 5,5-8 m (w roku 1999) do 10,1-12,6 m (w roku 1998).

Jezioro Studzieniczne

W skład zlewni całkowitej jeziora Studzieniczne wchodzi zlewnia Kanału Augustowskiego od Suchej Rzeczki do śluzy Swoboda (odcinek szczytowy kanału) – 15,9 km^2 oraz obszar bezodpływowy na dziale wodnym z bifurkującą zlewnią jeziora Serwy (7,2 km^2). Kanał Augustowski przebiegający przez jeziora Studzieniczne, Białe i Necko, łączący dorzecze Wisły i Niemna, stanowi dopływ do jeziora Studzieniczne. Punkt szczytowy kanału znajduje się w okolicy ujścia wody z jeziora Serwy, gdzie poziom zwierciadła wody wynosi 125,2 m. n. p. m. Punkt ten znajduje się na dziale wodnym I rzędu, rozdzielającym dorzecza Wisły i Niemna w odległości 6,5 km (długość kanału) od ujścia do jeziora Studzieniczne, a różnica poziomów między punktem szczytowym a zwierciadłem wody w jeziorze wynosi 1,8 m. Przepływ wód regulowany jest śluzą Swoboda i odbywa się w kierunku jeziora Studzieniczne. Zlewnię fragmentu kanału między punktem szczytowym a jeziorem Studzieniczne stanowi zalesiony obszar Puszczy Augustowskiej.

Zlewnia bezpośrednia jeziora ma powierzchnię 6 km^2, z czego 86% stanowią lasy Puszczy Augustowskiej, 10% łąki zlokalizowane w sąsiedztwie linii brzegowej jeziora. W obrębie zlewni występuje niewielki obszar zabudowy

zwartej, która, wraz z pozostałymi zabudowaniami, zajmuje 2% powierzchni. W otoczeniu zbiornika przeważają gleby bielicowe oraz gleby rdzawe: w partii południowej i wschodniej wytworzone z piasków luźnych, w partii zachodniej z piasków słabogliniastych i gliniastych.

Położenie geograficzne jeziora określają następujące współrzędne: 53°51.9N, 23°07.0'E (WGS84). Powierzchnia zwierciadła wody znajduje się na wysokości 122,7 m n.p.m. Powierzchnia jeziora wynosi 250,1 ha, powierzchnia wysp: 2,5 ha, długość maksymalna: 3425 m, szerokość maksymalna: 1050 m, wydłużenie jeziora: 3,2; szerokość średnia 730. Pojemność jeziora oblicza się na 22073,6 tys. m^3. Długość linii brzegowej wynosi 11,2 km, głębokość maksymalna: 30,5 m, W latach 1998-2000 w jeziorze wykształcała się pełna stratyfikacja termiczna. Zasięg górnej warstwy metalimnionu wahał się w granicach od 5,6 m do 7,9 m, dolnej: od 10,2 m do 11,1 m.

Jezioro Białe Augustowskie

W skład zlewni całkowitej jeziora Białe Augustowskie wchodzi jego zlewnia bezpośrednia oraz zlewnia całkowita jeziora Studzieniczne. Powierzchnia tego obszaru wynosi 43,9 km^2. Otoczenie jeziora stanowią w większości lasy Puszczy Augustowskiej, zajmujące 81% powierzchni zlewni bezpośredniej. Niewielkie enklawy łąk w zlewni (1%) zlokalizowane są w sąsiedztwie linii brzegowej jeziora. W południowej części zlewni występują obszary użytków rolnych, zajmujących poniżej 9% powierzchni oraz zabudowania osiedla Lipowiec (9%). Zabudowa zwarta osiedla stanowi mniej niż 1% powierzchni zlewni bezpośredniej. Powierzchnia zlewni bezpośredniej wynosi 7,5 km^2. Zbiornik otaczają gleby bielicowe oraz gleby rdzawe (skrytobielicowe) pokryte kompleksami leśnymi Puszczy Augustowskiej.

Położenie geograficzne jeziora określają następujące współrzędne geograficzne: 53°51,8′N, 23°02,4′E. Powierzchnia zwierciadła wody znajduje się na wysokości 122 m n.p.m. Powierzchnia jeziora wynosi 476,6 ha, długość maksymalna: 5950 m, szerokość maksymalna: 1200 m, długość linii brzegowej: 18300 m. Wydłużenie jeziora jest równe 4,9, natomiast szerokość średnia: 805. Pojemność jeziora oblicza się na 41726,5 tys. m^3. Głębokość maksymalna 30,0 m umożliwia wykształcanie się letniej stratyfikacji termicznej. Metalimnion obserwowano na głębokościach od 5,2 m do 11,9 m (1998-2000 r.).

Jezioro Staw Sajenek

Dopływ jeziora Staw Sajenek stanowi niewielki ciek wodny: Stara Ruda. Ze względu na brak wyraźnie wyodrębnionego ujścia i niewielki przepływ w tym cieku przyjęto w uproszczeniu, że zlewnia całkowita jeziora pokrywa się z jego zlewnią bezpośrednią. Powierzchnia tego zalesionego w 97% obszaru wynosi 13,2 km^2. Obszary łąk, stanowiące 3% powierzchni zlewni, znajdują się w sąsiedztwie rzeki Stara Ruda oraz na południowo-zachodnich terenach przyległych do jeziora. Rzeźbę terenu stanowi równina sandrowa (gleby bielicowe oraz gleby rdzawe wykształcone na piaskach słabogliniastych i gliniastych) z niewielkimi wyspami wysoczyzny morenowej płaskiej w południowej części zlewni. Niemal cała zlewnia pokryta jest lasami Puszczy Augustowskiej. Są to bory sosnowe, bory sosnowo-świerkowe oraz olszyny i lasy łęgowe.

Położenie geograficzne jeziora określają następujące współrzędne: szerokość geograficzna: 53°50′N i długość geograficzna: 23°06′E. Powierzchnia zwierciadła wody znajduje się na wysokości 119,1 m n.p.m. i wynosi 31,7 ha. Długość maksymalna jest równa 1420 m, szerokość maksymalna: 410 m, wydłużenie jeziora: 3,46; szerokość średnia 223. Pojemność jeziora oblicza się na 1043 tys. m^3, głębokość średnią na 3,3 m, głębokość maksymalna sięga 11 m. Długość linii brzegowej wynosi 3260 m. Jezioro Staw Sajenek pomimo stosunkowo niewielkiej głębokości średniej i maksymalnej było w latach 1998-2000 w pełni stratyfikowane. Poszczególne warstwy limnetyczne występowały na niewielkich głębokościach: metalimnion obserwowano od głębokości 2,8 m (w roku 1999) do 7,5 m (w roku 1998).

Jezioro Sajenko

Swobodny przepływ wody przez jezioro Sajenko odbywa się od jeziora Staw Sajenek do jeziora Sajno. Zbiorniki te bezpośrednio ze sobą sąsiadują wypełniając jedną rynnę polodowcową. W skład zlewni całkowitej Sajenka (powierzchnia 25,1 m) wchodzi jego zlewnia bezpośrednia oraz zlewnia jeziora Staw Sajenek. Linia brzegowa zbiornika otoczona jest w przeważającej części obszarami łąk, które zajmują 2% powierzchni jego zlewni bezpośredniej, wynoszącej 11,3 km^2. Obszary leśne w zlewni stanowią 93% tej powierzchni. Są to bory sosnowe, bory sosnowo-świerkowe oraz olszyny i lasy łęgowe. W sąsiedztwie jeziora znajdują się zabudowania wsi Sajenek. Niewielkie obszary użytków rolnych położone są w północno-zachodniej części zlewni. W zlewni zbiornika występują gleby bielicowe oraz gleby rdzawe. Współrzędne geograficzne określające położenie jeziora są następujące: 53°50′N, 23°05′E. Powierzchnia zwierciadła wody znajduje się na wysokości 119,0 m n.p.m. i wynosi 65,5 ha. Długość maksymalna określana jest na 1330 m, szerokość maksymalna: 760 m. Wydłużenie jeziora jest równe 1,75, szerokość średnia: 492. Głębokość średnia wynosi 5,4 m, maksymalna: 27 m, objętość jeziora: 3573 tys. m^3, długość linii brzegowej 3823 m. Podobnie jak jezioro Staw Sajenek, Sajenko charakteryzuje się wcześnie wytwarzającą się pełną stratyfikacją termiczną w okresie letnim oraz płytkim zasięgiem warstw limnetycznych. Występowanie epilimnionu obserwowano do głębokości 3,0-5,8 m, hypolimnionu: od 6,6-7,5 m do maksymalnej głębokości zbiornika.

Jezioro Sajno

Jezioro Sajno niemal w całości graniczy z obszarami leśnymi. Zlewnia bezpośrednia o powierzchni 31,9 km^2 jest w 73% zalesiona. Łąki i grunty orne zlokalizowane są w południowej części zlewni i stanowią odpowiednio 5% i 20% jej powierzchni. W obrębie zlewni bezpośredniej znajdują się niewielkie fragmenty zabudowy zwartej Augustowa.

Dopływy do jeziora stanowią: krótki ciek wodny łączący Sajno z Sajenkiem i Stawem Sajenek, a także ujście Kanału Bystrego łączącego jezioro Sajno z jeziorami Necko i Rospuda oraz Studzieniczne i Białe. Ze względu na

połączenie Sajna z pozostałymi jeziorami ujętymi w niniejszym opracowaniu do jego zlewni całkowitej, oprócz zlewni bezpośredniej, zaliczyć należy: zlewnię całkowitą jeziora Necko (907 km^2); zlewnię bezpośrednią rzeki Netty od jej początku w jeziorze Necko do rozwidlenia na Kanał Augustowski i Kanał Bystry (4,6 km^2); zlewnię Kanału Bystrego od wodowskazu Augustów (2,0 km^2) oraz zlewnię całkowitą jeziora Sajenko (25,1 km^2). Łączna powierzchnia zlewni całkowitej wynosi 975,8 km^2.

Położenie geograficzne jeziora określają następujące współrzędne: 53°49'N, 23°02'E. Zwierciadło wody ma powierzchnię 522,5 ha i znajduje się na wysokości 118,7 m n.p.m. Długość maksymalna jeziora wynosi 7100 m, szerokość maksymalna: 1050 m, wydłużenie jeziora: 6,7, szerokość średnia: 735. Długość linii brzegowej wynosi 15050 m, głębokość maksymalna według danych IRŚ w Olsztynie sięga 27 m, głębokość średnia wynosi 10 m, objętość jeziora: 52446,8 tys. m^3. Wykształcona w okresach letnich w latach 1998-2000 stratyfikacja termiczna charakteryzowała się maksymalnym zasięgiem epilimnionu do głębokości 5,5-9,3 m, początek hypolimnionu stwierdzono na głębokościach od 9,3-12,6 m.

Zestawienie wybranych cech morfometrycznych i zlewniowych wykorzystanych do wyznaczenia kategorii podatności na degradację zestawiono w tabelach 1, 2 i 3.

Tabela 1. Wybrane wielkości morfometryczne jezior

Jezioro	Objętość [tys. m^3]	Powierzchnia [ha]	Głębokość maksymalna [m]	Długość linii brzegowej [km]
Necko	40564,4	400,0	25,0	13,0
Rospuda Augustowska	5383,1	104,0	10,5	6,0
Białe Augustowskie	41716,5	476,6	30,0	18,3
Studzieniczne	22073,6	250,1	30,5	11,2
Sajno	52446,8	522,5	27,0	15,0
Sajenko	3573,0	67,4	27,0	3,85
Staw Sajenek	1043,0	31,7	11,0	3,26

Źródło: materiały Instytutu Rybactwa Śródlądowego w Olsztynie; opracowanie własne na podstawie planów batymetrycznych IRŚ.

2. Ocena podatności na degradację

Ocenę podatności na degradację przeprowadzono w oparciu o stosowany w monitoringu podstawowym system oceny jakości jezior. Wartości siedmiu wskaźników branych pod uwagę w tym systemie oraz wyznaczone kategorie podatności na degradację przedstawiono w tabeli 4.

Tabela 2. Charakterystyka zlewni jezior

Jezioro	Średni jednostkowy odpływ ze zlewni całkowitej [l/s·km^2]	Powierzchnia zlewni bezpośredniej [km^2]	Zagospodarowanie zlewni bezpośredniej w % jej powierzchni			
			lasy	łąki	zabudowa (w tym zwarta)	grunty orne i pozostałe formy użytk.
Necko	275,0 km^2 – 10 392,5 km^2 – 3,5 239,5 km^2 – 2,5	1,5	75	11	1 (<1)	13
Rospuda Augustowska	275,0 km^2 – 10 392,5 km^2 – 3,5 96,8 km^2 – 2,5	10,5	96	2	-	1
Białe Augustowskie	43,9 km^2 – 2,5	6,0	81	1	9 (<1)	9
Studzieniczne	31,6 km^2 –2,5	7,5	86	10	2 (<1)	2
Sajno	275,0 km^2 – 10 392,5 km^2 – 3,5 308,3 km^2 – 2,5	12,9	73	5	2 (<1)	20
Sajenko	25,1 km^2 –2,5	11,3	93	5	<1 (-)	2
Staw Sajenek	13,2 km^2 – 2,5	31,9	97	3	<1 (-)	<1

Źródło: [1], [2], [7], opracowanie własne na podstawie map topograficznych w skali 1:25 000.

Tabela 3. Wybrane wielkości morfometryczne jezior

Jezioro	Rok badań	Średni zasięg górnej granicy metalimnionu [m]	Średni zasięg dolnej granicy metalimnionu [m]	Objętość epilimnionu [tys. m^3]	Objętość hypolimnionu [tys. m^3]	Powierzchnia dna czynnego [ha]
Necko	1998	10,1	12,6	29985,3	6986,8	198,7
	1999	5,5	8	18623,1	15708,8	111,8
	2000	6,8	10,6	21864,0	9860,6	136,2
Rospuda Augustowska	1998	n.s.	n.s.	5383,1	-	104,0
	1999	5,2	-	4207,2	-	42,5
	2000	5,9	-	4378,5	-	51,3
Białe Augustowskie	1998	9,1	11,9	32275,1	4802,0	240,7
	1999	5,8	8,9	23029,6	10001,7	142,6
	2000	5,2	9,7	21348,6	7760,4	124,7
Studzieniczne	1998	7,9	11,1	13378,3	5297,5	127,8
	1999	6,2	10,1	11238,6	5983,5	107,6
	2000	5,6	10,2	10483,4	5914,9	100,4
Sajno	1998	9,3	12,6	34296,5	11093,0	289,0
	1999	5,5	9,3	23310,7	18150,3	163,2
	2000	6,5	10,7	26201,7	14771,4	196,3
Sajenko	1998	5,8	8,0	2442,9	803,2	45,1
	1999	3,0	6,6	1394,4	1011,2	25,7
	2000	3,7	7,6	1719,8	862,6	31,7
Staw Sajenek	1998	4,9	7,5	763,4	135,5	22,7
	1999	2,8	6,6	436,2	181,8	13,0
	2000	3,1	6,9	483,0	166,3	14,4

Źródło: opracowanie własne. (n.s. – nie stratyfikowane)

Tabela 4. Kategorie podatności jezior na degradację

Wskaźnik	Necko		Rospuda Augustowska		Białe Augustowskie		Studzieniczne		Sajno		Sajenko		Staw Sajenek	
	wartość / kategoria		wartość / kategoria		wartość / kategoria		wartość / kategoria		wartość / kategoria		wartość / kategoria		wartość / kategoria	
Głębokość średnia [m]	10,1	I	5,1	II	8,7	II	8,8	II	10,0	I	5,4	II	3,3	III
Iloraz objętości jeziora [tys. m^3] [2] i długości linii brzegowej [m]	3,12	II	0,90	III	2,28	II	1,97	III	3,48	II	0,93	III	0,32	IV
Procent stratyfikacji wód [%] [2]	27	II	0	IV	18	III	26	II	28	II	25	II	15,4	III
Iloraz powierzchni dna czynnego [m^2] i objętości epilimnionu [m^3] [2]	0,063	I	0,137	II	0,065	I	0,096	I	0,076	I	0,184	III	0,298	III
Procent wymiany wody w roku [%]	367	III	2558	IV	8	I	11	I	294	III	55	II	100	II
Współczynnik Schindlera	22,4	III	142	IV	1	I	1	I	19	III	7	II	13	III
Sposób zagospodarowania zlewni bezpośredniej w procentach jej powierzchni [%]	> 60% lasów[1]	I	> 60% lasów[1]	I	> 60% lasów[1]	I	> 60% lasów[1]	I	> 60% lasów[1]	I	> 60% lasów	I	> 60% lasów	I
Wynik punktacji i sumaryczna kategoria podatności jeziora na degradację	**1,86 – II**		**2,86 – III**		**1,57 – II**		**1,57 – II**		**1,86 – II**		**2,14 – II**		**2,71 – III**	

[1] – w zlewni bezpośredniej znajdują się obszary zabudowy zwartej o powierzchni < 1%; [2] – wartości wskaźników przyjęto jako średnie z trzech lat (1998-2000)

Źródło: opracowanie własne.

Podsumowanie

Zgodnie z przyjętą metodyką jeziora Necko, Rospuda Augustowska, Białe Augustowskie, Studzieniczne, Sajno, Sajenko i Staw Sajenek zaliczono do II i III kategorii podatności na degradację. Kategoria II obejmuje jeziora umiarkowanie podatne na degradację, kategoria III wskazuje na dużą podatność na wpływy z zewnątrz. Wymienione jeziora charakteryzują się odmiennymi cechami morfometrycznymi hydrograficznymi i zlewniowymi mającymi wpływ na tempo procesów wynikających z naturalnej sukcesji jezior. Większość wymienionych w opracowaniu jezior (Necko, Białe, Studzieniczne, Sajno i Sajenko) zaliczono do II kategorii podatności na degradację. Pomimo tej samej kategorii jeziora różnią się między sobą czynnikami wpływającymi na ich podatność na degradację.

Najkorzystniejszymi cechami charakteryzują się jeziora Studzieniczne i Białe Augustowskie. Wynik sumarycznej punktacji z poszczególnych wskaźników wyniósł 1,57, a więc znalazł się praktycznie na pograniczu I i II kategorii. Jeziora te charakteryzują się korzystnymi i średnio korzystnymi właściwościami związanymi z morfometrią ich mis. Jedynie udział hypolimnionu w ogólnej objętości jeziora Białe i iloraz powierzchni dna czynnego do objętości epilimnionu jeziora Studzieniczne wskazywał na kategorię III. Jeziora te, w porównaniu do swojej objętości, posiadają niewielkie zlewnie całkowite, a zlewnie bezpośrednie są na przeważającym obszarze zalesione. W związku z tym obciążenie materiałem pochodzącym z obszaru zlewni jest prawdopodobnie niewielkie. Wskaźniki, takie jak procent wymiany wody w roku, współczynnik Schindlera czy sposób zagospodarowania zlewni bezpośredniej przyjęły wartości wskazujące na I kategorię podatności na degradację. Korzystne i średnio korzystne uwarunkowania naturalne tych jezior znajdują potwierdzenie w przeprowadzonych badaniach stanu czystości ich wód. W latach 1998-2000 jeziora zaliczono do II klasy czystości i wskaźniki brane pod uwagę przy zastosowaniu obowiązującej dotychczas w badaniach monitoringowych jezior metodyki klasyfikacji przyjmowały w ciągu trzech lat zbliżone wartości.

Do II kategorii podatności na degradację zaliczono również jeziora Sajno i Necko. Średnia punktacja wskaźników wyniosła 1,86. Zbiorniki te mają korzystne i średnio korzystne cechy morfometryczne. Wartości ilorazu powierzchni dna czynnego do objętości epilimnionu oraz głębokości średniej mieściły się w przedziale ustalonym dla I kategorii. Niekorzystnie natomiast kształtowały się wskaźniki związane ze zlewnią całkowitą jezior. W skład zlewni jeziora Necko wchodzi zlewnia Jeziora Rospuda, które jest wybitnie przepływowe i łączy się z jeziorem Necko w jego w północno-wschodniej części. Drugim dopływem Necka jest rzeka Kamienny Bród mająca ujście we wschodniej części zbiornika. Trzecim dopływem jest kanał Klonownica stanowiący połączenie z jeziorami Studzieniczne i Białe. Łączna powierzchnia zlewni całkowitej wynosi 907 km^2. Jezioro Sajno przyjmuje wody dwóch dopływów: z jeziora Sajenko i Staw Sajenek oraz Kanału Bystrego łączącego jeziora Necko, Rospuda, Studzieniczne i Białe z Sajnem. Przepływ wody kanałem Bystrym regulowany jest śluzą. Powierzchnia zlewni całkowitej Sajna uwzględniająca te dwa dopływy wynosi 975,8 km^2. Obliczony na podstawie średnich jednostkowych odpływów ze zlewni procent wymiany wody w roku, a także ściśle związany z powierzchnią zlewni odniesioną do objętości jeziora współczynnik Schindlera plasowały się w III kategorii, wskazując na potencjalnie zagrożenie wód jeziora materiałem allochtonicznym dostarczanym ze zlewni.

Kolejnym jeziorem zakwalifikowanym do II kategorii podatności na degradację jest Sajenko. Średnia punktacja z wyznaczonych wskaźników wyniosła 2,14. Pomimo tej samej kategorii Sajenko charakteryzuje się mniej korzystnymi cechami naturalnymi w stosunku do wymienionych wyżej zbiorników. Iloraz objętości jeziora do długości linii brzegowej oraz iloraz powierzchni dna leżącego w zasięgu epilimnionu do jego objętości obliczone na podstawie danych IRŚ wskazywał na III kategorię podatności na degradację. Pozostałe wskaźniki, z wyjątkiem sposobu zagospodarowania zlewni bezpośredniej, należały do kategorii II. Niewątpliwie niekorzystną cechą nie ujętą w systemie oceny jakości wód jezior jest niewielka (w stosunku do największych jezior wymienionych w opracowaniu) objętość jeziora, szacowana na 3573 tys. m^3.

Zbiornikami o bardzo niekorzystnych cechach naturalnych okazały się jeziora: Rospuda Augustowska i Staw Sajenek. Zaliczono je do III kategorii. Jezioro Rospuda Augustowska w latach 1998-2000 nie było w pełni stratyfikowane termicznie. Niewielka głębokość jeziora, ekspozycja na działanie wiatru oraz znaczny przepływ wody w jeziorze uniemożliwiają wyodrębnienie się hypolimnionu. Cecha ta według przyjętego systemu klasyfikacji jest niekorzystna, gdyż w jeziorach nie stratyfikowanych, w których następuje wielokrotne w ciągu roku mieszanie się wód w całej objętości, substancje biogeniczne uwalniane z osadów dennnych przenoszone są do strefy eufotycznej, przez co intensywność krążenia materii takich jezior jest większa niż zbiorników stratyfikowanych. Objętość jeziora Rospuda Augustowska jest niewielka w porównaniu z największymi jeziorami z badanej grupy i wynosi 5383,1 tys. m^3. Powierzchnia zlewni całkowitej natomiast jest równa 764,3 km^2. Takie zestawienie wielkości powierzchni zlewni i objętości jeziora powoduje, że wartości współczynnika Schindlera oraz procentu wymiany wody w roku wykroczyły poza kategorie podatności na degradację. Jezioro Rospuda jest jeziorem w znacznym stopniu przepływowym, ze względu na istnienie dopływu w postaci rzeki o takiej samej nazwie jak nazwa jeziora. Oszacowano, że wymiana wody w roku przekracza 2500%.

Jezioro Staw Sajenek posiada najmniejszą objętość z grupy zbiorników omówionych w niniejszym opracowaniu, wynoszącą 1043 tys. m^3. W jeziorze tym, pomimo niewielkiej głębokości średniej i maksymalnej, w latach 1998-2000 wykształcała się pełna letnia stratyfikacja termiczna. Taki stan spowodowany jest niewielką powierzchnią zbiornika oraz jej osłonięciem przed działaniem wiatru. Ze względu na niewielką objętość, głębokość maksymalną i średnią, ukształtowanie misy jeziornej wskaźniki związane z morfometrią jeziora uznane zostały za bardzo niekorzystne. Wnioskowane znaczne zagrożenie zbiornika przyspieszonym tempem wzrostu trofii wynikającym z naturalnej sukcesji jezior znajduje potwierdzenie w przeprowadzonych badaniach stanu czystości jeziora. W latach 19999 i 2000 wody jeziora Staw Sajenek zaliczono do III klasy czystości.

Literatura

[1] *Atlas hydrologiczny Polski*, Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej, Wydawnictwa Geologiczne, Warszawa 1986.

[2] Bajkiewicz-Grabowska E., *Stosunki wodne*, w: red. K. Święcicka, *Województwo Suwalskie. Studia i materiały*, Ośrodek Badań Naukowych, Białystok 1985.

[3] Banaszuk H., *Gleby*, w: red. K. Święcicka, *Województwo Suwalskie. Studia i materiały*, Ośrodek Badań Naukowych, Białystok 1985.

[4] Kajak Z., *Eutrofizacja jezior*, PWN, Warszawa 1979.

[5] Kondracki J., *Geografia regionalna Polski*, PWN, Warszawa 2000.

[6] Kudelska D., Cydzik D., Soszka H., *Wytyczne monitoringu podstawowego jezior*, Biblioteka Monitoringu Środowiska, PIOŚ, Warszawa 1994.

[7] *Podział hydrograficzny Polski*, cz. 1 *Zestawienia liczbowo-opisowe*, 1983; cz. II – mapa 1:200000, Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej, Warszawa 1980.

[8] Starmach K., Wróbel S., Pasternak K., *Hydrobiologia. Limnologia*, PWN, Warszawa 1978.

EVALUATION OF NATURAL BIODEGRADABILITY OF SELECTED LAKES IN SUWAŁKI-AUGUSTÓW LAKE DISTRICT

Summary

In the paper, morphometric, hydrographic and drainage basin characteristics of following lakes: Necko, Rospuda Augustowska, Białe Augustowskie, Studzieniczne, Sajno, Sajenko and Staw Sajenek are presented. Biodegradability of the lakes was evaluated according to the quality of lakes assessment system that is applied in primary monitoring.

Katarzyna Ignatowicz
Iwona Skoczko

WAHANIA SEZONOWE ILOŚCI ZANIECZYSZCZEŃ OBSZAROWYCH W WODACH RZEKI PŁOSKI

Streszczenie

Obecność pestycydów w wodach naturalnych takich krajów, jak: USA, Kanada, Rosja, Niemcy, Francja, Szwajcaria, a także w Morzu Bałtyckim i Morzu Północnym jest wielokrotnie udowodniona. Najczęściej i w największych ilościach wykrywane są następujące związki: lindan, nie stosowany od wielu lat DDT, symazyna, atrazyna, chlorofenwinfos i fenitrotion. O obecności pestycydów w wodach powierzchniowych na terenie Żuław Wiślanych wielokrotnie pisała Żelechowska i Makowski. Badania własne potwierdziły obecność herbicydów fenoksyoctowych w wodach powierzchniowych regionu północno-wschodniego – Supraśli, Białce, Czapliniance, Płosce, Narwi i Biebrzy. W publikacji zostaną przedstawione wyniki dotyczące stężeń kwasów fenoksyoctowych i innych zanieczyszczeń w rzece Płosce. Okres badawczy obejmował rok, czyli od października 2001 do czerwca 2002 roku.

Wstęp

W zdegradowanym środowisku wodnym są jednak obecne liczne zanieczyszczenia obce, do których należą mikrozanieczyszczenia będące wynikiem masowej presji antropogenicznej. Wśród kilku tysięcy związków organicznych, zidentyfikowanych jako zanieczyszczenia wód, istotną grupę stanowią chemiczne środki ochrony roślin (SOR). Związki te często używane są pochopnie lub w niepotrzebnie zawyżonych dawkach i w ten sposób, przy eliminacji pewnych rodzajów roślin czy zwierząt, następuje ubożenie składu gatunkowego całych ekosystemów [2-5]. Pestycydy działają na organizmy żywe już w minimalnych, często nawet śladowych ilościach. Ponadto są kumulowane, co dodatkowo potęguje efekt toksyczności. Nie zmienia to jednak faktu, iż stosowanie środków ochrony roślin jest i będzie integralną częścią agrotechniki. Do chwili obecnej jest to jedyny, względnie tani powszechnie dostępny element walki ze szkodnikami, chorobami roślin uprawnych i chwastami. Z punktu widzenia zarówno ekonomiczno-gospodarczego, jak i sanitarno-zdrowotnego stosowanie tego czynnika jest zatem konieczne i nieuniknione [1-5].

Na terenie regionu północno-wschodniego badania dotyczące zawartości SOR z grupy fenoksykwasów w wodach naturalnych nie były dotychczas prowadzone. Wojewódzki Inspektorat Ochrony Środowiska bada jedynie zawartość nie stosowanego środka, jakim jest DDT. Przemawia to za celowością monitorowania rzek województwa podlaskiego. W obrębie całej Polski analizy nad zawartością i stężeniem herbicydów fenoksyoctowych prowadzone były jedynie w okolicach Gdańska przez A. Żelechowską i Z. Makowskiego. Mimo, iż związki te są najczęściej stosowanymi spośród herbicydów w rolnictwie, badaniami nad ich identyfikacją zajęto się jedynie na północy kraju. [12-14].

Na terenie Podlasia, tak jak w całej Polsce, większość wód na cele bytowo-gospodarcze ujmowana jest ze źródeł powierzchniowych. Przepisy Unii Europejskiej precyzyjnie określają jakość wód powierzchniowych przeznaczonych do poboru wody pitnej, charakteryzują metody pomiaru i częstotliwość pobierania próbek tych wód, a także podobnie jak już obowiązujące przepisy polskie, określają dopuszczalne stężenia substancji pestycydowych w wodzie pitnej. W dyrektywie 75/440/EWG [3] wśród wskaźników fizyczno-chemicznych wymienione są także maksymalne zawartości pestycydów, których całkowita zawartość nie może przekraczać:

- w wodzie kategorii A1 – 0,001 mg/l,
- w wodzie kategorii A2 – 0,0025 mg/l,
- w wodzie kategorii A3 – 0,005 mg/l.

W prawodawstwie polskim jak do tej pory tego typu ograniczenia jakościowe wód ujmowanych na potrzeby konsumpcyjne nie znalazły odzwierciedlenia. Pocieszający jest fakt, iż rozporządzenie ministra zdrowia z 4 września 2000 roku [16] dotyczące jakości wody pitnej zgodnie z dyrektywą 98/83/EC [6], normuje w sposób jednoznaczny ilość pestycydów w wodzie wodociągowej. Stężenia pojedynczych pestycydów nie mogą przekraczać 0,1 g/l, zaś sumy tych związków 0,5 g/l. Ponadto przepisy polskie podają jasno maksymalną zawartość kwasu chlorooctowego, która wynosi 30,0 g/l. Aby przestrzegać obowiązujących wytycznych i rozporządzeń należy dostosować układy technologiczne stacji uzdatniania, a przede wszystkim przeprowadzić rozeznanie, czy i w jakich ilościach pestycydy występują w wodach powierzchniowych.

dr inż. Katarzyna Ignatowicz, Politechnika Białostocka, Katedra Technologii Wody, Ścieków i Osadów; dr inż. Iwona Skoczko, Politechnika Białostocka, Katedra Technologii Wody, Ścieków i Osadów

1. Charakterystyka województwa podlaskiego

Województwo podlaskie wyróżnia się na tle kraju swoimi ponadprzeciętnymi wartościami przyrodniczymi. Świadczyć o tym może wysoki stopień lesistości – 29,2%, znaczny udział użytków zielonych – 19,8%, nieużytków (głównie bagiennych) – 3%. Oznacza to, że ponad 55% powierzchni województwa ma naturalne warunki przyrodnicze stosunkowo mało zmienione działalnością człowieka. Spośród 20180 km^2 obszaru województwa, aż 33,1% objętych jest ochroną prawną..

Zlewnię rzek Podlasia stanowią tereny stosunkowo słabo uprzemysłowione o charakterze typowo rolniczym oraz duże obszary leśne. Krajobraz zlewni wzbogacają liczne rzeki i jeziora. Znajdujące się w zlewni zakłady przemysłowe bazują głównie na surowcach pochodzenia rolniczego i są to: cukrownie, rzeźnie, mleczarnie, przetwórnie owocowo-warzywne. Z innych gałęzi przemysłu na terenie Podlasia znajdują się zakłady przemysłu lekkiego i drzewnego, jednak dominujące znaczenie ma przemysł rolno-spożywczy. Głównymi źródłami zanieczyszczeń urbanistycznych na terenie województwa podlaskiego są Białystok i Łomża.

Warunki hydrologiczne w dorzeczu Supraśli, której dopływem jest rzeka Płoska, są typowe dla rzek nizinnych. Charakteryzują się one wezbraniem wiosennym, powstającym w wyniku topnienia śniegu oraz dość wyrównanym odpływem letnim, wezbrania letnie występują sporadycznie. Opady przybierają wartości zbliżone, a wielkość odpływu – nieco niższe od do wartości charakteryzujących zlewnię Wisły Środkowej

Ponieważ region północno-wschodni należy do terenów typowo rolniczych, a zużycie kwasów fenoksyoctowych jest tu wysokie, istnieje poważne niebezpieczeństwo nadmiernego przenikania tych substancji do wód powierzchniowych. W ciągu ostatnich lat nastąpił wzrost zużycia herbicydów, wśród których w największych ilościach stosowane są herbicydy pochodne kwasu fenoksyoctowego (2,4-D, MCPA, MCPP). Nieuniknione w związku z tym jest przenikanie tych substancji z gleby do wód naturalnych, a w pierwszej kolejności do wód powierzchniowych. Pestycydy łatwo rozpuszczalne w wodzie bardzo szybko wymywane są z gleb terenów rolniczych i wprowadzane do wód. Dostępna literatura nie podaje aktualnych stężeń tych związków w wodach Podlasia. Od lat prowadzone są jedynie pomiary ilości nie stosowanego od dziesięcioleci DDT i jego metabolitów. W związku z tym celowym wydało się podjęcie badań nad występowaniem zanieczyszczeń obszarowych na terenie białostocczyzny, szczególnie iż wiele wód powierzchniowych tego regionu jest źródłem wody pitnej. Do badań wytypowano między innymi rzekę Biebrzę, Narew, Białą, Czarną, Supraśl, Czaplinianke, Płoskę. W niniejszej pracy przedstawione zostaną wyniki badań prowadzonych w KTWŚiO w ramach pracy własnej nr W/IIŚ/3/01 dotyczących ilości zanieczyszczeń obszarowych w rzekach Płoski.

2. Wykaz i opis punktów pomiarowo-kontrolnych

Próbki do badań pobierane były z trzech punktów. Pierwszy znajdował się w miejscowości Bobrowa. W okolicy punktu poboru przeważają tereny zabudowane wsi Bobrowa, zaś powyżej punktu poboru, przeważają łąki, sady i lasy. Drugi punkt znajdował się w okolicach wsi Królowy Most. Wzdłuż rzeki w tym punkcie przeważają łąki i tereny bagienne, a także lasy. Trzeci punkt poboru znajduje się w okolicach miejscowości Cieliczanka, gdzie obie strony rzeki porastają lasy.

Zlewnia rzeki Płoski jest zbudowana ze skał i gleb naniesionych w czwartorzędzie, a głównie w następujących jego częściach, jak: Plejstocen, Neopleistocen, Holocen. Między źródłem, a pierwszym punktem badawczym występują następujące utwory geologiczne, jak: piaski, żwiry i głazy lodowcowe, piaski i głazy moren czołowych, piaski i żwiry wodnolodowcowe (górne i dolne), glina zwałowa; w korycie rzeki i dopływach występują muły, piaski i żwiry rzeczne. Między pierwszym a drugim punktem badawczym można zaobserwować następujące utwory geologiczne: piaski, żwiry i głazy moreny czołowej, mady, mułki, piaski i żwiry rzeczne, piaski, żwiry i głazy lodowcowe, piaski i żwiry wodnolodowcowe oraz torfy w korycie rzeki występują muły, piaski i żwiry rzeczne, a w okolicach wsi Zajma i Dojniewa także torfy. Między punktem drugim i trzecim w zlewni występują głównie mułki, piaski i żwiry rzeczne, oraz mady rzeczne.

3. Metody technologiczne i analityczne

Celem badań (prowadzonych w ramach pracy własnej nr W/IIŚ/3/01) była ocena czystości wód rzeki Płoski, a przede wszystkim określenie jakości i oszacowanie wysokości stężeń występujących w niej herbicydów z grupy fenoksykwasów. Najbardziej istotnym zagadnieniem w tym przypadku jest częstotliwość pobierania próbek. Wiąże się to z czasem i kosztami wykonywanych analiz. Do obliczeń potrzebnej liczby próbek, służących określeniu średniego stężenia pestycydów w wodach powierzchniowych, można zastosować wzór na prawdopodobieństwo nieprzekraczania błędu o założonej wielkości bezwzględnej $\Delta max = |x\acute{s}r-\mu|$ [1,3,6]. W oparciu o powyższy wzór oraz wytyczne krajów Unii Europejskiej założono pobór próbek z częstotliwością raz w miesiącu, który dokonywany był między październikiem 2001 a czerwcem 2002 roku. W grudniu, ze względu na zamarznięcie rzeki nie zostały dokonane pomiary. Wydzielono dwa okresy badawcze: sezon wegetacyjny oraz pozawegetacyjny. Do pierwszego z nich zaliczono miesiące: marzec, kwiecień, maj i czerwiec, zaś do drugiego: październik, listopad, styczeń i luty.

W pobranych próbkach wody wykonano badania sanitarne rozszerzone. Zakres analiz obejmował określenie następujących cech fizyczno-chemicznych wody: temperaturę, tlen rozpuszczony, mętność, barwę, odczyn, twardość ogólną, wapń, magnez, żelazo, mangan, fosforany, amoniak, azotyny, azotany, $ChZT_{Mn}$, zasadowość, kwasowość oraz oznaczenie stężenia herbicydów pochodnych kwasu fenoksyoctowego. Wszystkie oznaczenia wykonano zgodnie z obowiązującą metodyką badawczą zgodną z Polską Normą. Niektóre analizy wykonywano w miejscu pobierania próbek (zawartość tlenu rozpuszczonego, odczyn, temperaturę).

Przytoczone w publikacji dane badawcze są rezultatem wykonania około 1500 pomiarów i oznaczeń analitycznych. Wyniki podane w tabelach są średnią arytmetyczną z trzech pomiarów. Oznaczenia prowadzone były metodami klasycznymi oraz przy użyciu spektrofotometru DR 2000 firmy HACH, tlenomierza OXI SET 330 firmy WTW oraz pH-metru firmy WTW. Stężenie herbicydów fenoksyoctowych w próbach oznaczano dwojako [7-9]:

- metodą chromatografii cienkowarstwowej (TLC) wg PN-73/C-04608/09,10. Oznaczenie to prowadzono na płytkach silika żel 60 F 254; chromatogramy rozwijano w mieszaninie benzenu, kwasu octowego i eteru naftowego w stosunku 5:2:13 i wywoływano w świetle UV. Rozwijanie chromatogramów zachodziło w poziomych komorach DS-II-20X20 firmy CHROMDES Lublin.
- metodą wysokociśnieniowej chromatografii cieczowej (HPLC), w układzie faz odwróconych RP. Warunki chromatografowania były następujące: detektor matrycowy PDA-UV, długość fali 230 nm, kolumna Alltima C18 150×4,6 mm 5 µm, fazy ruchome A i B mieszanina 0,17% kwasu ortofosforowego, metanolu HPLC i acetonitrylu HPLC, nastrzyk 100 µl (10^{-4} dm^3), przepływ fazy ruchomej 1 cm^3/min, czas przebiegu 40 minut.

4. Ocena czystości wody rzeki Płoski

Uzyskane wyniki zestawiono w tabelach 1-4. W tabelach 1-3 przedstawiono wartości wybranych wskaźników zanieczyszczeń wody rzeki Płoski. Podano wartości średnie w poszczególnych punktach poboru próbek w okresie roku badawczego. Na ich podstawie można stwierdzić, że warunki tlenowe mierzone ilością tlenu rozpuszczonego, były dobre, gdyż średnie stężenie tlenu wynosiło od 7,1 do 14,7 mgO_2/l. Najniższe natlenienie Płoski obserwowano w październiku (7,1 mgO_2/l), zaś najwyższe w miesiącach zimowych, co związane jest prawdopodobnie z rozpuszczalnością tlenu przy różnej temperaturze.

Obciążenie wód Płoski substancjami organicznymi mierzonymi jako $ChZT_{Mn}$ było dosyć równomierne i wahało się od 6,2 do 13,8 mgO_2/l wzdłuż biegu rzeki (tabele1-3). Świadczy to o tym, że podczas przepływu rzeki nie zachodzą żadne punktowe dopływy zanieczyszczeń. Najwyższe $ChZT_{Mn}$ zanotowano w miesiącach styczeń-marzec, gdy nastąpiło spowolnienie procesów biochemicznego tlenowego, przy współudziale mikroorganizmów, rozkładu zanieczyszczeń organicznych, zaś wartość średnia tego parametru wynosiła 11,80 mgO_2/l.

W prezentowanych badaniach szczególną jednak uwagę zwrócono na występowanie zanieczyszczeń agrochemicznych, do których należą między innymi herbicydy fenoksyoctowe oraz związki fosforu i azotu. Na terenach rolniczych, jakimi charakteryzuje się region północno-wschodni, istotnym źródłem związków azotu, fosforu i środków ochrony roślin są spływy powierzchniowe, tj. spływy z powierzchni terenu lub spod powierzchni terenu, które drobniutkimi strużkami w sposób rozproszony dopływają do zbiorników wodnych. Spływy te niosą ze sobą zanieczyszczenia obszarowe, do których należą duże ilości związków azotu, fosforu jako nawozy sztuczne oraz herbicydów fenoksyoctowych jako środki ochrony roślin.

Na podstawie przeprowadzonych analiz można stwierdzić, że stężenia herbicydów fenoksyoctowych wahały się w granicach od 0 do 85 µg/l. Najwyższe ilości tych związków zaobserwowano w okresie miesięcy wegetacyjnych. Związane jest to ze stosowaniem zabiegów agrotechnicznych oraz wymywaniem tych toksyn z gleb. Maksymalne stężenia kwasów fenoksyoctowych przypadły na okres kwiecień-czerwiec. Tłumaczyć to można faktem, iż nastąpiły spływy powierzchniowe wód roztopowych i deszczowych. Intensywne spływy powierzchniowe przyspieszają ługowanie z gleb terenów rolniczych zastosowanych herbicydów, zaś niższa temperatura spowalnia szybkość reakcji rozkładu oraz aktywność mikroorganizmów biorących udział w biodegradacji środków ochrony roślin w glebie oraz w wodzie. W tabeli 4 przedstawiono rozkład stężeń badanych herbicydów wzdłuż rzeki Płoski. Największe stężenia pestycydów zanotowano w miejscowości Bobrowa oraz Królowy Most. Większe ilości herbicydów w wodzie w dwóch pierwszych punktach poboru można tłumaczyć charakterem zagospodarowania terenu zlewni rzeki. W trzecim punkcie Płoskę okalają lasy i prawdopodobnie nie ma dopływu ładunku pestycydów do wody. Rozpatrując poszczególne związki pestycydowe z grupy fenoksykwasów, można stwierdzić, że w Płosce występują największe stężenia kwasu MCPP. Fakt ten można tłumaczyć nie tylko masowym stosowaniem tego związku, ale także jego największą trwałością w środowisku, a także długim czasem połowicznego rozkładu w wodzie (do 20 dni) i w glebie (do 180 dni). Zjawisko to zanotowano także podczas badań innych cieków powierzchniowych regionu północno-wschodniego [5].

Do badanych zanieczyszczeń obszarowych należą także związki fosforu. Do wód powierzchniowych związki fosforu dostają się głównie w wyniku erozji. Szacuje się, że straty fosforu przy nawożeniu pól wynoszą 0,1-5%. Jest to więc istotne źródło fosforu w wodach. Odpływy z pól zawierają fosforany w stężeniu 0,05-2 mg/l. Przemiany chemiczne fosforu w wodzie prowadzą do jego wytrącenia i akumulacji w osadach dennych. Na szybkość wymiany fosforu między osadami a wodą wpływ ma ilość tlenu, temperatura, odczyn. W badaniach zaobserwowano najwyższe stężenia fosforanów w okresie najwyższej temperatury wody Płoski, czyli w miesiącach maju i czerwcu. Ogólnie można stwierdzić, że ilości fosforanów występujące w badanych wodach nie były duże i nie odbiegały znacząco od przytaczanych w literaturze stężeń w wodach powierzchniowych Polski, USA i Niemiec [13]. Ze względu na ten

parametr badane wody można zaliczyć do II, a nawet III klasy czystości wód powierzchniowych, gdyż stężenie fosforanów wahało się w granicach od 0,11 do 0,74 mg/l.

W badanej rzece zanotowano dużą zmienność zawartości związków azotowych. Azot amonowy występował w niewielkich stężeniach od 0,04 do 0,6 mg/l, przy czym najwyższe ilości przypadły na miesiące jesienno-zimowe, kiedy nitryfikacja ulega zahamowaniu, zaś najniższe na miesiące letnie, gdy jest on pobierany przez rośliny oraz ulega nitryfikacji. Stężenia azotu azotanowego były bardzo zmienne i wynosiły od 0,5 do 17,9 mg/l. Najwyższe ilości azotu V zanotowano w okresie lutego (17,9 mg/l) oraz kwietnia i maja. Oceniając występowanie związków azotowych można stwierdzić duże zróżnicowanie w sezonowym rozkładzie oraz niewielką zmienność wzdłuż biegu rzeki. Podwyższone wartości azotu amonowego zimą świadczą o spowolnieniu procesów biologicznego utleniania przez mikroorganizmy. Efekt ten spotęgowany jest dodatkowo małymi przepływami oraz zamarzaniem (które ogranicza dostęp tlenu atmosferycznego) w okresie zimowym. Zwiększone ilości azotu amonowego i azotynowego zaobserwowano w drugim punkcie poboru wody, czyli w Królowym Moście, kiedy to prawdopodobnie następował dopływ ładunku zanieczyszczeń z terenu zlewni.

Podsumowanie

Żadne dostępne źródło nie podaje informacji dotyczących występowania środków ochrony roślin w wodach rzek zlewni Supraśli. Według danych Regionalnego Zarządu Gospodarki Wodnej w Warszawie jako substancje toksyczne rozpatrywano jedynie zanieczyszczenia uwzględnione w dyrektywie 86/280/EEC (w sprawie wartości dopuszczalnych dla ścieków i wskaźników jakości wód w odniesieniu do zrzutów niektórych niebezpiecznych substancji). Wyniki jednorazowej oceny wykazały, że zanieczyszczenia chloroorganiczne oraz metale ciężkie nie stanowiły zagrożenia, ponieważ nie przekraczały norm dopuszczalnych dla wód I klasy czystości. Jednocześnie należy podkreślić, że przy jednokrotnym badaniu pestycydów w roku, wynik oceny może być przypadkowy. Ponadto należy podkreślić, że oznaczano pestycydy nie stosowane od wielu lat, zamiast związków używanych obecnie do zabiegów agrotechnicznych.

W związku z tym niniejsza praca stanowi cenne źródło informacji o występowaniu herbicydów fenoksyoctowych w wodach powierzchniowych naszego regionu. Okazało się, iż stężenia tych substancji w Narwi są wielokrotnie wyższe niż w monitorowanych w latach osiemdziesiątych i dziewięćdziesiątych wodach Raduni i Redy [14,15]. Analizując stężenia oraz okres występowania herbicydów, a także związków biogennych stwierdzono, że istnieje zależność miedzy ilością tych substancji i czasem wykrycia a zagospodarowaniem terenu zlewni rzeki. Zauważono także sezonowość występowania związków pestycydowych w wodach Płoski. Większe stężenia zanotowano w okresie wegetacyjnym.

Najważniejszym jednak spostrzeżeniem jest fakt występowania w wodach powierzchniowych ujmowanych do picia znacznych ilości środków ochrony roślin, które w świetle nowej ustawy o jakości wody przeznaczonej do picia niepodważalnie należy usuwać w procesach uzdatniania. Badania monitoringowe prowadzone przez WIOS w Białymstoku a także Regionalny Zarząd Gospodarki Wodnej w Warszawie w zlewni rzeki Narwi pozwalają jedynie w ograniczonym zakresie na wdrożenia dyrektyw unijnych, ponieważ lokalizacja przekrojów, zakres wykonywanych oznaczeń oraz częstotliwości badań nie zawsze są zgodne z wymaganiami UE.

Tabela 1. Stan czystości rzeki Płoski w punkcie poboru Bobrowa

Parametr	Jedn.	Miesiąc poboru							
		X	XI	I	II	III	IV	V	VI
Temperatura	°C	11,7	4,8	0,7	1,8	4,1	8,4	9,6	15,2
Barwa	mgPt/l	45	36	108	59	64	38	47	32
Mętność	$mgSiO_2$/l	26	7,6	84	25	27	22	16,6	16,1
$ChZT_{Mn}$	mgO_2/l	9	8	12	13	7,2	8,2	6,6	7,2
Odczyn	pH	7,8	7,78	7,11	7,75	7,93	8,01	8,0	7,9
Zasadowość Z_m	mval/l	4	4	1,3	2,3	3	3	3,4	3,3
Kwasowość K_p	mval/l	0,5	0,15	0,4	0,5	0,7	0,5	0,45	0,52
Azot amonowy	$mgNH_4^+$/l	0,5	0,08	0,04	0,04	0,04	0,06	0,1	0,12
Azot azotynowy	$mgNO_2$/l	0,035	0,03	0,05	0,09	0,6	0,08	0,06	0,07
Azot azotanowy	$mgNO_3$/l	1,6	0,5	4,0	6,8	5,6	3,9	1,9	2,5
Fosforany	$mgPO_4$/l	0,59	0,14	0,18	0,19	0,47	0,13	0,68	0,72
Żelazo og.	$mgFe^{2+}$/l	0,2	0,2	0,4	0,2	0,3	0,3	0,2	0,2
Mangan	$mgMn^{2+}$/l	0,12	0,05	0,07	0,09	0,1	0,09	0,1	0,1
Tlen rozpuszcz.	mgO_2/l	8,5	14,06	11,13	12,76	11,57	9,8	10	9,9

Źródło: opracowanie własne.

Tabela 2. Stan czystości rzeki Płoski w punkcie poboru Królowy Most

Parametr	Jedn.	Miesiąc poboru							
		X	XI	I	II	III	IV	V	VI
Temperatura	°C	11,8	4,4	0,6	1,5	4,1	8,7	11,8	14,2
Barwa	mgPt/l	50	75	172	132	79	53	64	42
Mętność	mgSiO_2/l	37	25	77	30	29	30	25	19,1
$ChZT_{Mn}$	mgO_2/l	11,8	13	11,5	13,8	12,2	7,2	6,2	7,2
Odczyn	pH	7,7	7,71	7,14	7,68	7,92	8,12	8,02	7,9
Zasadowość Z_m	mval/l	3,8	4,0	1,6	2,6	3,1	3,6	4	3,3
Kwasowość K_p	mval/l	0,6	0,3	0,4	0,4	0,4	0,3	0,4	0,52
Azot amonowy	mgNH_4^+/l	0,5	0,12	0,06	0,06	0,08	0,08	0,13	0,14
Azot azotynowy	mgNO_2/l	0,04	0,025	0,035	0,13	0,12	0,1	0,08	0,07
Azot azotanowy	mgNO_3^-/l	1,1	0,8	3,5	17,8	0,6	3,3	1,6	2,5
Fosforany	mgPO_4/l	0,25	0,13	0,41	0,29	0,3	0,3	0,64	0,74
Żelazo og.	mgFe^{2+}/l	0,3	0,4	0,5	0,4	0,3	0,4	0,6	0,5
Mangan	mgMn^{2+}/l	0,11	0,08	0,08	0,12	0,1	0,08	0,1	0,1
Tlen rozpuszcz.	mgO_2/l	8,4	14,7	11,25	13,54	12,99	11	9,2	9,9

Tabela 3. Stan czystości rzeki Płoski w punkcie poboru Cieliczanka

Parametr	Jedn.	Miesiąc poboru							
		X	XI	I	II	III	IV	V	VI
Temperatura	°C	11,3	4,7	0,5	1,7	4,6	8,9	11,5	14,2
Barwa	mgPt/l	50	85	9,4	35	60	39	75	52
Mętność	mgSiO_2/l	34	53	55	31	24	22	31	22
$ChZT_{Mn}$	mgO_2/l	9,2	9	11	13,4	11,6	6,2	6,4	7,5
Odczyn	pH	7,65	7,79	7,32	7,65	8,02	8,16	8,06	8,01
Zasadowość Z_m	mval/l	3,7	3,9	2,0	2,9	3,3	3,5	3,4	3,2
Kwasowość K_p	mval/l	0,6	0,2	0,3	0,4	0,5	0,3	0,5	0,5
Azot amonowy	mgNH_4^+/l	0,6	0,08	0,06	0,08	0,06	0,08	0,1	0,1
Azot azotynowy	mgNO_2/l	0,007	0,002	0,03	0,1	0,13	0,1	0,06	0,07
Azot azotanowy	mgNO_3^-/l	1,0	0,9	3,8	17,9	0,6	3,3	2,1	2,2
Fosforany	mgPO_4/l	0,15	0,11	0,34	0,21	0,4	0,3	0,68	0,72
Żelazo og.	mgFe^{2+}/l	0,2	0,2	0,4	0,3	0,2	0,2	2,8	0,57
Mangan	mgMn^{2+}/l	0,18	0,05	0,15	0,1	0,07	0,08	0,16	0,12
Tlen rozpuszcz.	mgO_2/l	7,1	14,7	11,16	13,55	12,62	10,2	8,5	9,7

Tabela 4. Wahania zanieczyszczeń agrochemicznych w rzece Płosce

Zanieczyszczenie agrochemiczne	Sezon					
	Poza wegetacyjny			Wegetacyjny		
	Bobrowa	Królowy Most	Cieliczanka	Bobrowa	Królowy Most	Cieliczanka
N-NO_2	0,051	0,056	0,035	0,203	0,093	0,09
Min	0,03	0,025	0,02	0,06	0,07	0,06
Max	0,09	0,13	0,1	0,6	0,12	0,13
N-NO_3	3,225	5,8	5,9	3,475	2,0	2,05
Min	0,5	0,8	0,9	1,9	0,6	0,6
Max	6,8	17,8	17,9	5,6	3,3	3,3
N-NH_4	0,165	0,185	0,205	0,08	0,108	0,085
Min	0,04	0,06	0,06	0,04	0,08	0,06
max	0,5	0,5	0,6	0,12	0,14	0,1
P-PO_4	0,275	0,27	0,203	0,5	0,495	0,525
Min	0,14	0,13	0,11	0,13	0,3	0,3
Max	0,59	0,41	0,34	0,72	0,74	0,72
MCPP	18,33	18,2	15,1	55,4	58,5	38,25
Min	0	0	0	0	0	0
Max	50	50	30	85	80	60
MCPA	15,1	16,67	10,7	48,2	56,3	32,3
Min	0	0	0	0	0	0
Max	45	50	25	70	70	40
2,4-D	14,9	14,3	10,1	42,4	50,1	30,4
Min	0	0	0	0	0	0
max	50	45	35	70	75	45

Źródło: tabele 2-4 – opracowanie własne.

Literatura

[1] Biziuk M., *Pestycydy. Występowanie, oznaczanie i unieszkodliwianie,* Wydawnictwo Naukowo-Techniczne, Warszawa 2001.
[2] Cohen S.Z., *Potential for pesticide contamination of ground water from agricultural uses,* ACS Symposium, 1984, Ser. 259.
[3] Dyrektywa 79/869/EWG z 9 października 1979 roku dotycząca metod poboru i częstotliwości pobierania próbek oraz analizy wód powierzchniowych przeznaczonych do pobierania wody pitnej.
[4] Dyrektywa 98/83/EEC z 3 listopada 1998 roku dotycząca jakości wody przeznaczonej do spożycia przez ludzi.
[5] Ignatowicz-Owsieniuk K., *Określenie ilości zanieczyszczeń obszarowych w wybranych rzekach województwa podlaskiego.* Monografie Komitetu Inżynierii Środowiska PAN, vol. 11, Lublin 2002
[6] Jolly P.K., Ellis J.C., *Monitoring Requirements for Estimating Pollutant Loads in Rivers.* WRC Environment, Medmenham Laboratory 1989 s. 16.
[7] *Manual of Pesticide Residue Analysis. Pesticides Commission,* DFG Deutsche Forschungsgemeinschaft, 1987, v. I-II.
[8] Nawrocki J., *Wybrane metody zatężania mikrozanieczyszczeń organicznych.* w: *Związki organiczne w środowisku i metody ich oznaczania*, Biblioteka Monitoringu Środowiska, Warszawa 1994.
[9] Polska Norma PN-73/C-04608/09. *Woda i ścieki. Badania zawartości pestycydów. Oznaczanie 2,4-D; MCPA; mekopropu i dichloropropu metodą chromatografii cienkowarstwowej.*
[10] Roszak W., *Kształtowanie się składu chemicznego płytkich wód podziemnych w pradolinie Odry w rejonie Wrocławia*, Wyd. Uniwersytetu Wrocławskiego, Wrocław 1991.
[11] Rozporządzenie Ministra Zdrowia z dnia 4 września 2000 roku w sprawie warunków, jakim powinna odpowiadać woda do picia i na potrzeby gospodarcze, Dz.U. nr 82, poz.937 z 2000 roku.
[12] *Stan czystości rzek województwa podlaskiego w 2002 roku,* Materiały WIOŚ Białystok 2003
[13] Vervier P., Pinheiro A., Fabre A. *Spatial changes in the modalities of N and P inputs in a rural river network.* Wat. Res. 1999 Vol. 33. No 1.
[14] Żelechowska A. Wat. Sci. Tech. 1994. Vol.30.
[15] Żelechowska A., Biziuk M., Mazur E., *Zagrożenia stwarzane przez pestycydy stosowane obecnie w Polsce,* w: *Związki organiczne w środowisku i metody ich oznaczania*, Biblioteka Monitoringu Środowiska, Warszawa 1998.

SEASONAL FLUCTUATIONS OF AGROCHEMICAL POLLUTANTS QUALITY IN PŁOSKA RIVER

Summary

The presence of pesticides in natural waters of such countries as: USA, Canada, Russia, Germany, France, Swizerland and also in the Baltic Sea and North Sea has been proved many times. The following compounds are detected most often and in largest quantities: lindan, DDT, which has not been used for many years now, Simazine, Atrazine, Chlorfenvinphos and Fenitrothion. The presence of pesticides in surficial waters in the Zuławy Wiślane region has been described many times by Żelechowska and Makowski. Additionally, my own reserch confirmed the presence of phenoxyacetic acid herbicides in superficial waters in the northern-eastern region - in the Supraśl, Białka, Czaplinianka, Płoska, Narew and Biebrza rivers. This paper presents the results of the determination of concentrations of phenoxyacetic herbicides and other pollutants in the Płoska river. The samples were collected over a period of one year, from October 2001 to June 2002.

Janina Piekutin

UZDATNIANIE WODY INFILTRACYJNEJ W PROCESIE ODWRÓCONEJ OSMOZY

Streszczenie

Pogłębiający się deficyt wód podziemnych i powierzchniowych w Polsce zwraca uwagę na szukanie nowych źródeł pozyskiwania wody. W artykule przedstawiono badania nad określeniem możliwości wykorzystania odwróconej osmozy do uzdatniania wody infiltracyjnej, będącej mieszaniną wody powierzchniowej i podziemnej. Do procesu badawczego użyto wody po infiltracji brzegowej pobranej ze studni zlokalizowanej przy basenie infiltracyjnym. Cykl badawczy był podzielony na cztery etapy: maj-czerwiec, wrzesień-październik, listopad-grudzień, luty-marzec. Związane jest to z zaobserwowanymi zmianami stężeń parametrów wody infiltracyjnej.

Wstęp

Deficyt wody występujący w Polsce jest wynikiem oddziaływania czynników naturalnych i ma w znacznej mierze charakter nieodwracalny. Wpływa to niekorzystnie na gospodarkę wodną w naszym kraju. W celu złagodzenia deficytu wody prowadzi się szereg działań, które polegają na:

- minimalizowaniu naruszeń ilości, jakości i rozmieszczenia oraz reżimu istniejących zasobów wodnych,
- podejmowaniu działań zmierzających do utrzymania lub przywracania naturalnych stosunków wodnych,
- stosowaniu rozwiązań kompromisowych uwzględniających zasady zrównoważonego rozwoju w trakcie korzystania z zasobów wodnych oraz przeciwdziałania wyrządzanych szkód,
- prowadzeniu projektów badawczych,
- stymulowaniu rozwoju małej retencji, racjonalizowaniu zużycia wody przez przemysł i gospodarkę komunalną [1].

W związku z niedoborem wody i ze względów strategicznych, wody podziemne pobierane do uzdatniania nie jednokrotnie zastępuje się wodą powierzchniową i infiltracyjną.

Wody powierzchniowe charakteryzują się zmiennością składu fizyczno-chemicznego i większą różnorodnością substancji w nich występujących niż wody podziemne. Poziom zanieczyszczenia wód powierzchniowych koreluje ze sposobem zagospodarowania zlewni, stopniem degradacji środowiska oraz warunkami atmosferycznymi panującymi w danym regionie [2]. Ze względu na potrzeby gospodarcze i ludności około 50% długości rzek w naszym kraju powinno mieć I klasę czystości wód. Badania przeprowadzone w 2000 roku [3] wykazały, że wody z badanych rzek nie można zaliczyć do I klasy czystości.

Wody infiltracyjne są mieszaniną wody powierzchniowej oczyszczonej przez grunt i wody podziemnej. Skład wód infiltracyjnych zależy od rodzaju i intensywności zjawisk fizycznych, chemicznych i biochemicznych zachodzących na trasie jej przepływu od źródła wody powierzchniowej do ujęcia po infiltracji [1]. W wyniku procesów jednostkowych przebiegających podczas infiltracji oraz mieszania z wodami podziemnymi, woda po infiltracji, w porównaniu z powierzchniową, ma wyrównaną temperaturę oraz skład fizyczno-chemiczny – generalnie nabiera cech wód podziemnych. Jakość wody po infiltracji, tym bardziej zbliża się do składu wody podziemnej, im dłuższy jest czas pasażu oczyszczanej wody w gruncie oraz większy udział wody podziemnej w wodzie infiltracyjnej [2].

Ze względów ekonomicznych i ekologicznych poszukiwane są rozwiązania pozyskania wody przy maksymalnym ograniczeniu zużycia niezbędnych chemikaliów do jej uzdatniania przy założeniu, że ilość zrzucanych do odbiorników ścieków jest minimalna.

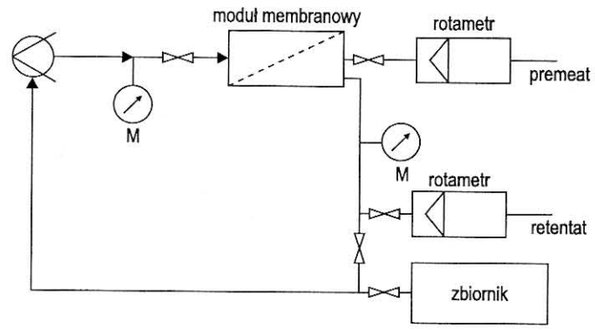
Celem prezentowanej pracy było ustalenie możliwości wykorzystania odwróconej osmozy do uzdatniania wody po infiltracji w okresach największych wahań składu fizyczno-chemicznego wody (jesień-zima, zima-wiosna, wiosna-lato, lato-jesień).

I. Część doświadczalna

Proces RO prowadzono w układzie ciągłym z częściową recyrkulacją koncentratu [4] na instalacji firmy EUROSEP z membraną z poliamidu aromatycznego o konstrukcji zwojowej i powierzchni 2,5m^2.

mgr Janina Piekutin, Politechnika Białostocka, Katedra Technologii Wody, Scieków i Osadów

Rysunek 1. Schemat do prowadzenia procesu RO na wodzie infiltracyjnej



Badania wód infiltracyjnych prowadzono od lutego 2000 do lutego 2002 i podzielono go na etapy: maj-czerwiec, wrzesień-październik, listopad-grudzień, luty-marzec. Wodę do badań pobierano ze studni zlokalizowanej przy basenie infiltracyjnym z infiltracji brzegowej i kierowanej do stacji uzdatniania, zasilającej Białystok.

W związku z zapewnieniem prawidłowej pracy modułu membranowego RO oznaczano tzw. indeks kolmatacji SDI_{15}. Wskaźnik jest wartością względną i informuje o procentowym zakolmatowaniu membrany w funkcji czasu [5]. W cyklu badawczym indeks ten określano ośmiokrotnie i wynosił od 3,4 do 1,29. Membranę osmotyczną przed przystąpieniem do badań poddano kondycjonowaniu, filtrując przez około 45 minut wodę dejonizowana pod ciśnieniem maksymalnie 1,3 MPa. Następnie wyznaczono zależność objętościowego strumienia permeatu od czasu na podstawie pomiarów wody wypływającej w jednostce czasu w przeliczeniu na powierzchnię membrany w temperaturze, 278 K. Parametry realizacji procesu dla wszystkich etapów badań były jednakowe: temperatura 278-300 K, ciśnienie 1,3 MPa. Permeat do analizy pobierano w odstępach, co godzinę. W każdym etapie badawczym układ płukano dwukrotnie 2% kwasem cytrynowym.

Zakres analiz obejmował określenie następujących cech fizyczno-chemicznych wody: barwa, odczyn, przewodność, wapń, magnez, żelazo, mangan, amoniak, azotany (III), azotany (V), TKN, fosfor ogólny, $ChZT_{Mn}$. Wyniki podane w pracy są średnią arytmetyczną z co najmniej trzech oznaczeń wykonanych równolegle. Analizy prowadzone były metodami klasycznymi oraz przy użyciu spektrofotometru DR 2000 firmy HACH, oraz wielofunkcyjnego miernika firmy HACH.

2. Wyniki badań i dyskusja

2.1. Efektywność filtracji membranowej

Na podstawie przeprowadzonych badań wody infiltracyjnej stwierdzono (tabela 1) najwyższe wartości stężeń oznaczonych wskaźników w okresach: luty-marzec, wrzesień-październik, a najniższe zaobserwowano na przełomie listopada i grudnia. Wysokie stężenia są wynikiem spływów powierzchniowych spowodowanych wodami roztopowymi wiosną i opadami atmosferycznymi jesienią.

Tabela 1. Efektywność oczyszczania wody infiltracyjnej metodą odwróconej osmozy w okresach II-III, IX-X, XI-XII

Parametry	II-III			IX-X			XI-XII		
	Nadawa	Permeat	R [%]	Nadawa	Permeat	R [%]	Nadawa	Permeat	R [%]
Barwa mgPt/l	36	0,0	100	48	0	100	24	0	100
Przewodność □S/cm	438	11,0	97	427	5	98	398	8	97
Odczyn pH	7,19	5,26	-	7,0	5,9	-	7,0	6,0	-
Wapń mg/l	80,1	0,81	99	84	4,01	95	79,1	4,0	95
Mangan mg/l	0,20	0,08	60	0,152	0,05	67	0,13	0,03	77
Żelazo mg/l	0,34	0,02	94	0,38	0,03	92	0,11	0,0	100
Chlorki mg/l	14,8	2,4	84	17,8	3,4	81	1,6	0,41	74
Amoniak mg/l	0,4	0,051	87	0,73	0,1	86	0,039	0,006	85
Azotany (III) mg/l	0,026	0,017	34	0,033	0,021	36	0,01	0,006	40
Azotany (V) mg/l	4,84	0,01	99	5,28	0,05	99	0,88	0	100
TKN mg/l	3	0,71	76	3,3	0,51	83	1	0,0	100
Fosfor mg/l	0,21	0,04	81	0,35	0,03	91	0,08	0	100
$ChZT_{Mn}$ mg/l	10,3	0,8	92	13	1,2	91	6,5	0,4	99

R – współczynnik retencji

Źródło: badania własne.

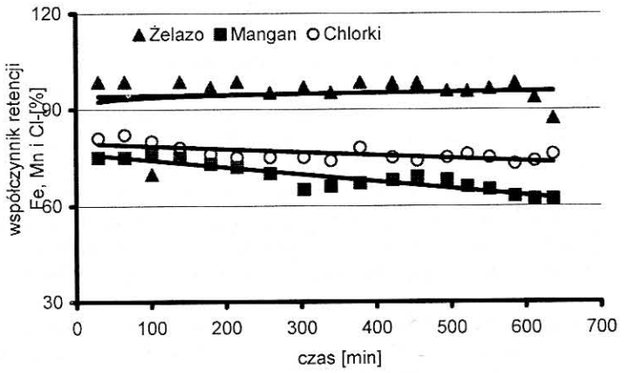
Wartości oznaczanych parametrów (tabela 1) nie spowodowały jednak znacznego wzrostu indeksu SDI_{15}, co potwierdziło brak przeszkód wykorzystania odwróconej osmozy do uzdatniania wody infiltracyjnej.

W oparciu o wyniki badań stwierdzono, że proces RO charakteryzował się wysokimi wartościami współczynników retencji (R) zanieczyszczeń chemicznych i wynosił dla:

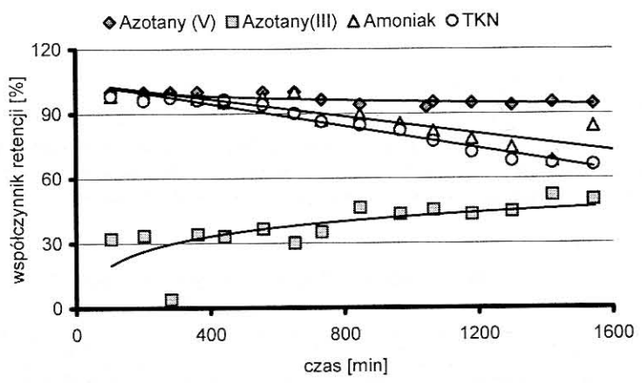
- azotanów (V), fosforu ogólnego, żelaza, manganu, wapnia, przewodności i barwy 81-100%
- TKN 76-100%
- amoniaku i chlorków 74-87%
- związków organicznych 91-99% oznaczonych za pomocą $ChZT_{Mn}$.

Woda po procesie RO uzyskała pod względem fizyczno-chemicznym parametry wody do picia. Na podstawie uzyskanych wartości współczynników retencji (rysunek 1) stwierdzono, że w okresie badawczym proces usuwania oznaczanych wskaźników utrzymywał się dla żelaza, chlorków, azotanów i ChZT na niezmienionym poziomie.

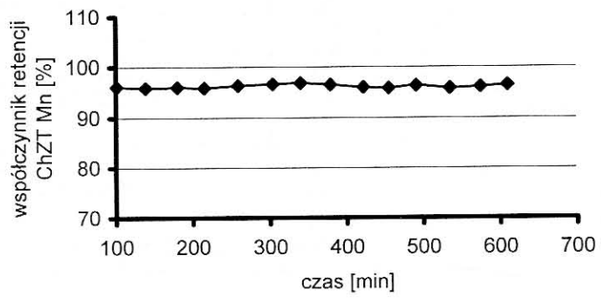
Rysunek 2. Efektywność usuwania zanieczyszczeń chemicznych w czasie



a)



b)



c)

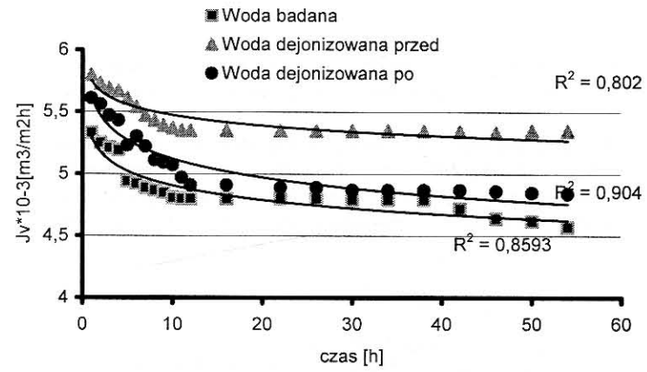
Wartości R dla amoniaku, TKN i manganu zmniejszają się w czasie. Spowodowane jest to tym, że w wodzie surowej występują związki humusowe, o czym świadczy wysoka barwa wody badanej oraz wzrost stężenia w permeacie, co wynika z siły napędowej procesu. Przepływ wody przez membranę jest proporcjonalny do różnicy ciśnień po obu jej stronach, natomiast przepływ substancji rozpuszczonej jest proporcjonalny do różnicy stężeń i niezależny od stosowanego ciśnienia. Zwiększanie ciśnienia pracy powoduje zwiększenie przepływu wody bez zmiany przepływu substancji rozpuszczonej, natomiast zwiększenie stężenia substancji rozpuszczonej po ciśnieniowej stronie powoduje zmniejszenie selektywności membrany (stopnia zatrzymania), [6].

2.2. Wydajność filtracji membranowej

Wydajność procesu odwróconej osmozy określono przez oznaczenie:

- zależności objętościowego strumienia permeatu dla wody dejonizowanej (Jw.) od czasu dla membrany nowej nie eksploatowanej,
- zależności objętościowego strumienia permeatu dla wody badanej (Jv) od czasu,
- zależności objętościowego strumienia permeatu dla wody dejonizowanej (Jw.) od czasu po 30 godzinach eksploatacji membrany, (rysunek 3).

Rysunek 3. Zależność objętościowego strumienia permeatu od czasu (logarytmiczna linia trendu)



Wartości objętościowego strumienia permeatu J_v dla wody infiltracyjnej ustabilizował się na poziomie $4{,}8 \cdot 10^{-3}$ m^3/m^2 l i był niższy niż dla wody dejonizowanej przed i po procesie. Wynika to z ciśnieniowej kompresji porów membrany oraz obecności substancji koloidalnie rozpuszczonych, zawieszonych i bakterii w wodzie infiltracyjnej, powodującej zatykanie się porów membrany („fouling").

Po 30 godzinach eksploatacji strumień wody dejonizowanej ponownie wzrósł, jednakże membrana nie osiągnęła już poprzedniej wydajności. Wartości strumienia wody dejonizowanej wzrosły w stosunku do wartości strumienia wody badanej, nastąpiła więc częściowa regeneracja membrany spowodowana wypłukiwaniem zanieczyszczeń przez burzliwy przepływ wody dejonizowanej nad powierzchnią membrany. W każdym przypadku na początku filtracji spadek objętościowego strumienia permeatu jest gwałtowny, a następnie stabilizuje się na pewnym poziomie. Jest to spowodowane osiadaniem cząstek na powierzchni membrany („fouling" membrany).

W wyniku prowadzenia procesu na wodzie naturalnej celowym jest określenie mechanizmu blokowania porów membrany w warunkach stałego ciśnienia. Do tego celu posłużono się modelem Hermii, który opisuje zmianę wydajności za pomocą równania [7]:

$$\left(\frac{d^2t}{dV}\right) = k\left(\frac{dt}{dV}\right)^n \qquad (1)$$

gdzie:

V – objętość permeatu,
t – czas procesu filtracji
n, k – stałe charakterystyczne dla różnych mechanizmów ograniczenia wydajności podczas procesu filtracji w warunkach stałego ciśnienia.

Zakłada się, że parametr n może przyjmować cztery dyskretne wartości: n = 2 (kompletne blokowanie porów), n = 3/2 (standardowe blokowanie porów, n = 1 (przejściowe blokowanie porów) i n = 0 (plackowate blokowanie porów), druga stała, k w każdym przypadku ma inny wymiar, aby fizyczna interpretacja zjawisk przedstawiona w modelu

została zachowana [8]. Rozwiązano równanie (1), a następnie w tabeli 2 przedstawiono otrzymane wartości dla: n = 0; 1; 3/2; 2, współczynniki korelacji (r) świadczące o zgodności modelu z wynikami doświadczalnymi oraz mechanizmie blokowania membrany.

Tabela 2. Współczynnik korelacji (r) dopasowania krzywej doświadczalnej i krzywej dla wody dejonizowanej

Rodzaj wody	Współczynnik korelacji r			
	n = 0	n = 1	n = 3/2	n = 2
Woda infiltracyjna	0,9564	0,9573	0,9689	0,9694
Woda dejonizowana	0,9891	0,9890	0,9748	0,9715

Źródło: opracowanie własne.

Wartość współczynnika korelacji dla n = 2 wynosi 0,9694 i jest najwyższa, co świadczy o kompletnym blokowaniu membrany. Oznacza to, że wszystkie cząstki zawiesiny występujące w filtrowanej wodzie biorą udział w procesie blokowania porów membrany. Zjawisko to zmniejsza wydajność procesu filtracji membranowej. Ponieważ różnice w wartościach współczynników są nieznaczne, należy przypuszczać, że proces zachodzi wg mieszanego mechanizmu, czyli część cząstek powoduje kompletne blokowanie się membrany, a pozostałe osadzają się na powierzchni membrany.

Wnioski

Stwierdzono, że stężenia wybranych wskaźników w wodzie infiltracyjnej w badanych okresach wahały się znacznie nie wpłynęło to jednak na możliwość jej uzdatniania w procesie odwróconej osmozy, bez względu na porę roku.

Objętościowy strumień permeatu dla wody infiltracyjnej jest mniejszy niż strumień wody dejonizowanej. Wynika to z faktu, że w wodzie surowej jest większa zawartość substancji, które są zatrzymywane przez membranę.

Model opracowany przez J.Hermię umożliwił określenie mechanizmów blokowania się porów dla membran. W procesie filtracji wody infiltracyjnej za pomocą odwróconej osmozy występuje kompletne blokowanie porów.

Literatura

[1] Wiąckowski S. K., *Przyrodnicze podstawy inżynierii środowiska*, Kielce 2000, s. 208
[2] Kowal A. L., Świderska-Bróż M., *Oczyszczanie wody*, PWN, Warszawa-Wrocław 1997, s. 59,86, 385-393.
[3] *Inwestycje komunalne w ochronie środowiska poradnik inwestora*, cz. 2, *Ochrona Wód*, Narodowy Fundusz Ochrony Środowiska i Gospodarki Wodnej, PROEKO, Warszawa 1995, s.20.
[4] *Instrukcja obsługi instalacji badawczej z modułem zwojowym firmy EURO-SEP* – materiały firmowe EURO-SEP 2000.
[5] Litwinowicz A., *Przydatność wskaźnika SDI do kontroli procesów zatrzymywania mikrozanieczyszczeń w różnych stopniach uzdatniania wody*, w: *Udział chemii energetycznej we wzroście efektywności urządzeń*, Bielsko-Biała 1994.
[6] *Membrany i membranowe techniki rozdziału Tempus*, red. Narębska A., Projekt JEN-04720PL, Toruń 1991, s. 121-153.
[7] Hermia J., *Constant pressure blocking filtration laws – application to power-law nonnewtonian fluids*, „Trans IchemE" 1982 t.60, s. 183-187.
[8] Konieczny K., Bodzek M., *Zaawansowane techniki membranowe –teoria i praktyka*, „Inżynieria i Ochrona Środowiska" 2001 t.4 nr 3-4, s. 413-457.

THE TREATMENT OF INFILTRATION WATER IN REVERSE OSMOSIS PROCESS

Summary

Growing deficit of underground and surface waters in Poland draws attention to the issue of searching new sources of collecting water. In the article the research was carried out over the possibility of using reverse osmosis for adaptatin of infiltration water, a mixture of underground and surface waters.
In the research process, water after coastal infiltration, taken from a well situated by an infiltration basin, was used. The research cycle was divided into four periods: May-June, September-October, November-December, February-March. It is related to observed changes of concentration parameters of infiltration water.

Joanna Dolecka
Maria Orzechowska

EFEKTYWNOŚĆ DZIAŁANIA STACJI WODOCIAGOWYCH Z DWUSTOPNIOWYM POMPOWANIEM WODY

Streszczenie

Nakłady inwestycyjne i eksploatacyjne nowobudowanych i modernizowanych stacji wodociągowych zależą w dużej mierze od efektywności działania tych stacji. W referacie, w oparciu o dane eksploatacyjne, omówiono efektywność działania wybranych wiejskich stacji wodociągowych w zakresie awaryjności, energochłonności produkcji wody oraz możliwości modernizacji.

Wstęp

Wodociągi wiejskie są to systemy ujmujące wodę podziemną o różnych parametrach, której uzdatnianie odbywa się w typowych układach hydrauliczno-technologicznych występujących na stacjach wodociągowych.

Podstawowymi układami wodociągowymi występującymi na terenach wiejskich są jednostopniowe lub dwustopniowe stacje wodociągowe z tradycyjnymi urządzeniami hydroforowymi.

W niniejszym artykule przedstawiono opracowanie danych eksploatacyjnych dotyczących efektywności działania stacji wodociągowych na przykładzie wybranych dwustopniowych wodociągów wiejskich z województwa podlaskiego.

I. Badania eksploatacyjne wybranych stacji wodociągowych

I.1. Charakterystyka techniczna obiektów

W wiejskich systemach wodociągowych woda jest ujmowana ze studni wierconych za pomocą pomp głębinowych i tłoczona poprzez mieszacze wodno-powietrzne do filtrów pionowych, odżelaziaczy i odmanganiaczy, a następnie do zbiorników hydroforowych, z których doprowadzana jest do sieci wodociągowych. W wodociągach dwustopniowych, przefiltrowana woda przepływa do zbiornika zapasowo-wyrównawczego, skąd za pomocą pomp II° tłoczona jest do hydroforów. Zadaniem zbiorników hydroforowych jest utrzymanie odpowiedniego ciśnienia w sieci wodociągowej oraz zapewnienie wystarczającej ilości wody na potrzeby odbiorców i potrzeby własne stacji wodociągowych. Sterowanie pracą pomp współpracujących ze zbiornikiem hydroforowym prowadzone jest za pomocą włączników ciśnieniowych typu LC-2. Do wytworzenia w hydroforze poduszki powietrznej oraz do napowietrzania uzdatnianej wody włączane są sprężarki powietrza.

Badaniami objęto wybrane wodociągi grupowe i lokalne, zaopatrywane w wodę z ujęć wody podziemnej z dwustopniowym jej pompowaniem. Rodzaj i ilość urządzeń pracujących na analizowanych stacjach podano w tabeli 1.

I.2. Awaryjność stacji wodociągowych

W wiejskich dwustopniowych systemach zaopatrzenia w wodę stacje wodociągowe stanowią jeden z bardziej awaryjnych elementów układu.

Dane eksploatacyjne wskazują, iż uszkodzeniom ulegały głównie agregaty pompowe, przy czym około 30% stanowiły uszkodzenia pomp, a około 60% silnika. Awarie objawiały się głównie brakiem pracy pomp, jak również spadkiem ich wydajności, zbyt dużym poborem mocy lub wyciekiem wody. Podstawowe przyczyny tych uszkodzeń to przede wszystkim wypracowanie się elementów agregatów pompowych i awarie instalacji elektrycznej oraz w niewielkim stopniu błędy w wykonawstwie, awarie mechanizmów, wady materiałowe.

W przypadku urządzeń do uzdatniania wody awariom ulegały najczęściej filtry (około 50% uszkodzeń) oraz instalacja powietrzna (około 30% uszkodzeń) i armatura (około 20% uszkodzeń). Awarie objawiały się głównie brakiem pracy sprężarki wyciekiem wody, wypływem złoża filtracyjnego, czy też niedrożnością przewodów powietrznych. Uszkodzenia te powstawały przede wszystkim w wyniku wyeksploatowania elementów urządzeń uzdatniających i awarii instalacji elektrycznej oraz błędów w wykonawstwie, wad i korozji materiału.

dr inż. Joanna Dolecka, Politechnika Białostocka, Katedra Wodociągów i Kanalizacji; dr inż. Maria Orzechowska, Politechnika Białostocka, Katedra Wodociągów i Kanalizacji

Tabela 1. Wyposażenie wybranych wiejskich stacji wodociągowych z dwustopniowym pompowaniem wody

Wyszczególnienie	Stacje wodociągowe			
	A	B	C	D
Pompy I°	1×G-80	2×G-80	2×G-80	2×G-100
Zbiorniki hydroforowe V (m^3)	2×1000	2×4500	2×6300	2×6300
Odżelaziacze Ø (mm)	2×800	3×1400	4×1400	3×1800
Odmanganiacze Ø (mm)	-	-	4×1400	3×1800
Pompy II°	1×SK-306	3×S-83	4×80PJM190	3×80PJM215
Sprężarki	1×WAN-E	1×WAN-E	2×WAN-E	2×WAN-E

Źródło: opracowanie własne.

1.3. Produkcja wody i zużycie energii elektrycznej

Wielkość produkcji wody oraz ilość zużywanej energii elektrycznej w wiejskich stacjach wodociągowych zależy od liczebności odbiorców wody, wielkości obszaru objętego zasięgiem działania wodociągu oraz od rozwiązania układu techniczno-technologicznego stacji.

W tabelach 2 i 3 zestawiono dane dotyczące produkcji wody i zużycia energii elektrycznej w wybranych dwustopniowych układach wodociągowych. Z zestawień tych wynika znaczne nasilenie poboru energii w okresie prac sezonowych, co jest związane ze zwiększonym zużyciem wody w gospodarstwach wiejskich.

Tabela 2. Produkcja wody w wybranych wiejskich stacjach wodociągowych z dwustopniowym pompowaniem wody

Miesiąc	Stacje wodociągowe			
	A	B	C	D
	Produkcja wody (m^3)			
Styczeń	3.000	3.313	3.909	12.100
Luty	2.870	2.717	4.580	11.770
Marzec	3.200	3.280	5.322	11.210
Kwiecień	3.300	2.854	4.791	12.210
Maj	3.530	4.051	5.879	14.240
Czerwiec	5.030	5.748	10.752	20.310
Lipiec	7100	6977	14115	24010
Sierpień	5530	4857	12578	20370
Wrzesień	4540	4697	9416	11660
Październik	3800	3276	8729	14380
Listopad	4100	3371	6332	12860
Grudzień	3850	3561	7805	14080

Źródło: opracowanie własne.

Tabela 3. Zużycie energii elektrycznej w wybranych wiejskich stacjach wodociągowych z dwustopniowym pompowaniem wody

Miesiąc	Stacje wodociągowe			
	A	B	C	D
	Zużycie energii elektrycznej (kWh)			
Styczeń	1770	1770	2932	6240
Luty	1740	1320	3503	6400
Marzec	1860	1477	4160	5200
Kwiecień	2040	1500	3880	6560
Maj	2100	1651	4920	7520
Czerwiec	3068	2490	8120	11780
Lipiec	4440	2760	11440	10480
Sierpień	3900	2130	8930	9960
Wrzesień	2633	2370	7627	6280
Październik	2370	1710	7800	6200
Listopad	2460	1656	5065	6120
Grudzień	2502	1744	6400	5600

Źródło: opracowanie własne.

Parametrem określającym energochłonność produkcji wody jest wskaźnik zużycia energii elektrycznej na $1m^3$ wyprodukowanej wody. Istotne znaczenie praktyczne w eksploatacji wiejskich systemów wodociągowych ma rozkład energochłonności produkcji wody w ciągu roku, bowiem kontrola poziomu energochłonności za pomocą wskaźnika energochłonności umożliwia właściwą pracę stacji wodociągowej.

W tabeli 4 przedstawiono miesięczne wskaźniki energochłonności dla wybranych stacji wodociągowych. Zarejestrowane wartości wskazują znaczną nierównomierność poziomu energochłonności w poszczególnych układach wodociągowych. Powodowane to było nadmiernym poborem energii elektrycznej w wyniku wyeksploatowania zespołów pompowych, korozji zbiorników, awarii sprężarek, armatury i układów sterowania oraz w wyniku niewłaściwej obsługi urządzeń.

Tabela 4. Wskaźniki energochłonności produkcji wody w wybranych wiejskich stacjach wodociągowych z dwustopniowym pompowaniem wody

Miesiąc	Stacje wodociągowe			
	A	B	C	D
	Wskaźnik energochłonności W_E (kWh / m^3)			
Styczeń	0,59	0,53	0,75	0,52
Luty	0,61	0,49	0,76	0,54
Marzec	0,58	0,45	0,78	0,46
Kwiecień	0,62	0,53	0,81	0,54
Maj	0,59	0,41	0,84	0,53
Czerwiec	0,61	0,43	0,76	0,58
Lipiec	0,63	0,40	0,81	0,44
Sierpień	0,71	0,44	0,71	0,49
Wrzesień	0,58	0,51	0,81	0,43
Październik	0,62	0,52	0,89	0,43
Listopad	0,60	0,49	0,80	0,48
Grudzień	0,65	0,49	0,82	0,40

Źródło: opracowanie własne.

2. Czynniki wpływające na energochłonność produkcji wody

Wodociągi wiejskie to systemy ujmujące wodę podziemną o różnych parametrach, której uzdatnianie odbywa się w typowych układach hydrauliczno-technologicznych występujących na stacjach wodociągowych

Rozwiązania układu stacji wodociągowych, powszechnie stosowane w kraju, wynikają z przyjętej technologii uzdatniania wody i obejmują takie procesy, jak: odżelazianie i odmanganianie lub napowietrzanie, odżelazianie, odmanganianie.

Do płukania złóż filtracyjnych najczęściej stosuje się wodę uzdatnioną, pobieraną ze zbiornika zapasowo-wyrównawczego, co wiąże się zazwyczaj z koniecznością budowy dodatkowego układu pompowego. Często również w skład układu uzdatniającego wchodzi kilka, szeregowo połączonych, wielowarstwowych filtrów wypełnionych różnym rodzajem złóż filtracyjnych, co wymaga odpowiedniego zaprojektowania instalacji płuczącej.W takim bowiem przypadku natężenie strumienia wody płuczącej musi być właściwe dla poszczególnych filtrów, a spełnienie tego warunku wiąże się z koniecznością kryzowania instalacji [2].

Energochłonność stacji wodociągowych, a co za tym idzie energochłonność produkcji wody, związana jest w znacznej mierze z rozwiązaniem układu hydrauliczno-technologicznego stacji. Najczęściej bowiem obliczenia hydrauliczne układu rurociągów są przyczyną doboru agregatów pompowych o większych wysokościach podnoszenia oraz mocach silników elektrycznych, co w istotny sposób wpływa na zwiększenie kosztów zużycia energii elektrycznej. W przypadku wysokiej jednostkowej energochłonności niezbędna jest szczegółowa analiza hydraulicznych warunków pracy układu przy zachowaniu parametrów pracy filtrów [2].

Nieodłącznym elementem wiejskiego systemu zaopatrzenia w wodę są zbiorniki hydroforowe współpracujące zwykle z jednym agregatem pompowym. Stosowane tradycyjne zbiorniki hydroforowe wymagają znacznej kubatury budynków, dużej ilości armatury oraz urządzeń do sprężania powietrza. Większość z nich jest zazwyczaj przewymiarowana, w efekcie czego pracują one z małą sprawnością i dość dużą awaryjnością.

Istotną sprawą jest właściwy dobór pompy w oparciu o wymaganą wydajność urządzenia hydroforowego i wysokość jej podnoszenia. Do prawidłowego doboru pompy niezbędna jest znajomość jej podstawowych charakterystyk: charakterystyki przepływu, mocy oraz sprawności. Określają one działanie pompy z energetycznego punktu widzenia i są niezbędne zarówno do właściwego doboru pompy, jak i prawidłowej ich eksploatacji [1].

Pamiętać należy również, że praca pompy zawsze powinna się odbywać w tzw. punkcie pracy, czyli punkcie przecięcia charakterystyki pompy i rurociągu, w którym sprawność pompy jest największa. W czasie eksploatacji pomp, z uwagi na zmienne rozbiory wody w ciągu doby, zmianę ciśnienia w zbiorniku hydroforowym, nieszczelności w przewodzie tłocznym lub sieci, osady odkładające się na ściankach przewodów, punkt pracy zmienia swoje

położenie. Należy określić zakres tych zmian i dobrać taką pompę, aby zakres zmian mieścił się w przedziale wysokich sprawności, bowiem wówczas pobór mocy będzie najbardziej ekonomiczny [1].

Dla prawidłowego wyboru odpowiedniego typu pompy współpracującej ze zbiornikiem hydroforowym, ważnym jest, czy pompa będzie pracowała z napływem czy też nie. Z reguły nagminnym błędem jest dobieranie pomp samozasysających, pracujących przy całodobowym napływie wody na pompę. Pompy te posiadają mniej korzystne charakterystyki sprawności i należałoby je stosować w przypadkach braku napływu wody na pompę.

3. Sposoby ograniczenia energochłonności

Postęp w dziedzinie budowy stacji wodociągowych zmierza w kierunku zmniejszenia nakładów inwestycyjnych i eksploatacyjnych nowobudowanych oraz modernizowanych obiektów.

Lata dziewięćdziesiąte to okres wyraźnego postępu w dziedzinie nowych rozwiązań wiejskich stacji wodociągowych, które umożliwiają osiągnięcie powyższego celu.

Nowoczesne zblokowane zestawy hydroforowe oraz przetworniki (przemienniki) częstotliwości stosowane do regulacji prędkości obrotowej pomp, to urządzenia, których coraz powszechniejsze stosowanie pozwala na podniesienie sprawności działania stacji, zmniejszenie ich energochłonności, a co za tym idzie ograniczenie kosztów eksploatacji.

Zblokowane zestawy hydroforowe oferowane na polskim rynku są bezobsługowe i zgodnie z zapewnieniami ich producentów charakteryzują się wysoką jakością, ekonomiczną pracą i niezawodnością działania. Na wspólnej konstrukcji nośnej montowane są wszystkie elementy zestawu (pompy wraz z wyposażeniem, szafa sterownicza, zbiorniki). Liczba pomp w zestawach hydroforowych wynosi zwykle 2÷6. Zbiorniki stosowane w tych zestawach wyposażone są w membrany wykonane z kauczuku, butylu lub gumy naturalnej, a ich zadanie polega na rozdzieleniu poduszki powietrznej i wodnej w zbiorniku. Zasadą działania zblokowanych zestawów hydroforowych jest znaczne zwiększenie częstotliwości włączania pomp, co jest możliwe dzięki zastosowaniu sterowników mikroprocesorowych. Konsekwencją zwiększonej częstotliwości włączania pomp jest minimalizacja rozmiarów i pojemności zbiorników [3,4].

Nowoczesne zestawy hydroforowe sterowane płynnie sterownikiem mikroprocesorowym we współpracy z przetwornicą częstotliwości stabilizują ciśnienie w układzie wodociągowym na założonym poziomie. Zmieniając częstotliwość prądu zasilającego silnik, przetwornica powoduje zmianę prędkości obrotowej pomp i dostosowuje w ten sposób charakterystykę pompy do chwilowych potrzeb układu wodociągowego Współczesne przetwornice częstotliwości cechują się dużą niezawodnością działania, zaś bogate oprogramowanie pozwala na uwzględnienie specyficznych wymagań zasilanych systemów wodociągowych [5].

Stosowanie zblokowanych zestawów hydroforowych ma wiele wymiernych zalet, z których wymienić należy:

- łatwość dostosowywania się do zmiennych warunków zasilania i rozbioru,
- małe gabaryty, a tym samym potrzeba niewielkiej powierzchni do ich umiejscowienia,
- pełna automatyka obsługi,
- cicha praca zespołów pompowych oraz ich równomierne zużycie,
- eliminacja uderzeń hydraulicznych,
- minimalizacja zużycia energii elektrycznej.

Wnioski

Analiza danych eksploatacyjnych dotyczących efektywności działania stacji wodociągowych w wybranych wiejskich systemach zaopatrzenia w wodę oraz przegląd tradycyjnych i nowoczesnych rozwiązań technicznych urządzeń hydroforowych, pozwala na sformułowanie następujących wniosków:

Efektywność działania wiejskich stacji wodociągowych w dużej mierze zależy od rozwiązania ich układów techniczno-technologicznych oraz sprawności poszczególnych urządzeń.

Z obserwacji eksploatacyjnych badanych stacji wodociągowych wynika, iż uszkodzeniom ulegały głównie agregaty pompowe, czego symptomem był brak pracy pomp, spadek ich wydajności oraz zbyt duży pobór mocy. W przypadku urządzeń do uzdatniania wody awariom ulegały najczęściej filtry, instalacja powietrzna i armatura. Awarie objawiały się brakiem pracy sprężarki, wyciekiem wody, wypływem złoża filtracyjnego lub niedrożnością przewodów powietrznych.

Poszczególne wodociągi wiejskie posiadają swój specyficzny rozkład zużycia energii elektrycznej zależny od wielkości produkcji wody, rozwiązania układu instalacji, stanu technicznego urządzeń, jak również od kwalifikacji obsługi.

W przypadku wysokiej jednostkowej energochłonności stacji niezbędna jest szczegółowa analiza hydraulicznych warunków pracy układu, najczęściej bowiem niewłaściwe obliczenia hydrauliczne są przyczyną przewymiarowania agregatów pompowych. Kolejną przyczyną jest dobór pompy nie uwzględniający zakresu zmian punktu jej pracy, wynikających ze znacznych wahań rozbiorów wody w ciągu doby.

Zblokowane zestawy hydroforowe, w porównaniu z tradycyjnymi urządzeniami hydroforowymi, umożliwiają bezobsługową pracę, mniejszą kubaturę obiektów, korzystniejsze warunki hydrauliczne układu oraz niższą moc zainstalowaną i mniejsze zużycie energii elektrycznej. W konsekwencji prowadzi to do zmniejszenia kosztów budowy i eksploatacji stacji oraz obniżenia nakładów inwestycyjnych w przypadku jej modernizacji.

Literatura

[1] Bagiński J., *Jak modernizować hydrofornie wodociągowe*, „Przegląd Komunalny" 1999 Nr 5.
[2] Grabarczyk C., *Wpływ konstrukcji instalacji stacji uzdatniania wody na energochłonność*, w: *Zaopatrywanie w wodę miast i wsi*, Poznań 1998.
[3] Katalog *Zestawy hydroforowe*, INSTALcompakt sp. z o.o. Poznań.
[4] Katalog, *Zestawy hydroforowe* firmy BARTOSZ s.c. Białystok.
[5] Katalog *Urządzenia stacji wodociągowych* Zakładu Produkcji Urządzeń Inżynierii Sanitarnej „ ABT „ s.c. Częstochowa.

THE CAPACITY OF RURAL WATERWORKS STATIONS

Summary

In this article are presented the results of research on reliability of rural waterworks station. The station are characterized from the aspect of the failure, water production, electrical energy consumption and ability of modernization.

Referat powstał w ramach pracy statutowej S/IIŚ/24/01.

Janusz Rak

ZUŻYCIE WODY DO SPOŻYCIA PRZEZ MIESZKAŃCÓW MIASTA SANOKA

Streszczenie

W pracy przedstawiono krótką charakterystykę systemu zaopatrzenia w wodę miasta Sanoka. Podano produkcję wody do spożycia przez dwa zakłady; w Zasławiu i Trepczy. Dokonano analizy zużycia wody w tygodniu świątecznym i zwykłym w ujęciu globalnym dla całego miasta, a także dla wybranego budynku wielorodzinnego. Przedstawiono scenariusz zaopatrzenia w wodę miasta w sytuacjach awaryjnych. Dokonano porównania ceny 1 m^3 wody z przyrostem inflacji.

Wstęp

Miasto Sanok położone jest we wschodnim rejonie Pogórza Karpackiego i Dołów Jasielsko-Sanockich województwa podkarpackiego nad rzeką San. Obecnie liczy 42 000 mieszkańców. Pomysł budowy wodociągu zrodziła się na posiedzeniu Rady Miejskiej w Sanoku w roku 1890. W maju 1892 roku Magistrat Królewskiego Wolnego Miasta Sanoka przyjął ofertę wiedeńskiej firmy Weil na wykonanie badań celem wskazania źródła pozyskiwania wody. Przedstawiono koncepcję alternatywną. Pierwsza wersja to źródło zwane jako Królewska Studnia, które dawałoby 10 dm^3/mkd. Druga wersja przewidywała dostarczanie wody ze stawu dworskiego w pobliskiej Dąbrówce. Obie te koncepcje nie uzyskały aprobaty Rady Miasta ze względu na małe zasoby wodne [9]. Szczegółowy projekt budowy wodociągu dla Sanoka opracował w roku 1910 inż. Włodzimierz Dziakiewicz na podstawie badań inż. Władysława Beksińskiego. Prace związane z budową wodociągu przerwał wybuch I wojny światowej. Do tematu powrócono dopiero 28 września 1933 roku Uchwałą Rady Miejskiej w Sanoku, która następnie została zatwierdzona przez Urząd Wojewódzki we Lwowie. W roku 1934 rozpoczęto budowę wodociągu według projektu prof. Ottona Nadolskiego. Głównym wykonawcą robót zostało Przedsiębiorstwo Techniczne inż. Jerzego Dobrowolskiego ze Lwowa. Prace objęły wykonanie ujęcia na rzece San w miejscowości Trepcza koło Sanoka, magistralę przesyłową z Trepczy do Sanoka, zbiornik żelbetowy w Parku Miejskim oraz sieć rozprowadzającą wodę w głównych ulicach miasta. Przekazanie wodociągu do użytku nastąpiło 24 i 25 czerwca 1936 roku. Początkowo z wodociągu miejskiego korzystało około 100 posesji [9].

Pod koniec drugiej wojny światowej 2 sierpnia 1944 Niemcy wysadzili stację pomp. Ponowne uruchomienie wodociągu nastąpiło w listopadzie 1944 roku z wykorzystaniem pompy z silnikiem spalinowym. W roku 1946 pracowały już dwie pompy z napędem elektrycznym. W latach 1958-1960 Zakład Wodociągowy (ZW) Trepcza zmodernizowano i zwiększono wydajność z 40 do 60 m^3/h, a w roku 1963 do 90 m^3/h, przy obecnej zdolności produkcyjnej 170 m^3/h. 1 stycznia 1966 roku rozpoczęto budowę nowego ZW w Zasławiu opartego też na wodzie z rzeki San. Budowę zakończono w 1971 roku uzyskując 175 m^3/h z nowego ZW. Na terenie miasta Sanoka znajdują się 124 udokumentowane studnie indywidualne, a 13 studni publicznych stanowi rezerwę na wypadek wystąpienia podwyższonej gotowości obronnej [4].

Celem niniejszej pracy jest przedstawienie wyników badań zużycia wody przez mieszkańców w wybranych spółdzielniach mieszkaniowych miasta Sanoka oraz analizę tego zużycia w tygodniu „zwykłym i świątecznym". Przedstawiono też skróconą analizę zużycia wody w mieście w sytuacjach awaryjnych i relacje cena wody a inflacja.

I. Krótka charakterystyka SZW miasta Sanok

W rejonach miasta Sanoka, w których ciśnienie wody w sieci wodociągowej jest zbyt niskie wybudowano sześć hydroforni strefowych wyposażonych w układy hydroforowe typu ZH-CR/SMC oraz ZH-CR/IC produkcji firmy Instalcompakt. Funkcję wyrównywania ciśnienia oraz gromadzenie zapasu wody dla centrum miasta pełni zbiornik zapasowo-wyrównawczy znajdujący się na szczycie Góry Parkowej. W chwili obecnej zdolności produkcyjne poszczególnych Stacji Uzdatniania Wody (SUW) przedstawiają się następująco:

- SUW Trepcza – 4080 m^3/d,
- SUW Zasław – 4200 m^3/d.

Obecnie z wody miejskiej oprócz odbiorców z miasta Sanoka, korzystają również odbiorcy z sąsiednich miejscowości takich jak: Zasław, Zagórz, Załuż, Olchowce, Trepcza i Sanoczek. Roczne produkcje wody przez SUW w Trepczy i Zasławiu zestawiono w tabeli 1.

dr hab. inż. Janusz Rak, prof. PRz, Politechnika Rzeszowska

Tabela 1. Udział poszczególnych StUzW w produkcji wody dla miasta Sanoka [m^3/rok]

Rok / StUzW	1993	1994	1995	1996	1997	1998	1999	200	2001
Zasław	2577278	2475116	2490510	2334830	1993368	1801900	1754240	1804700	1667026
Trepcza	2484062	1912028	1564201	1627815	1736339	2094079	1897457	1739506	1647059
Razem	5061340	4387144	4054711	3962645	3729707	3895979	3651697	3544206	3314085

Źródło: opracowanie własne.

Notowany spadek zużycia wody od roku 1994 i utrzymujący się trend do chwili obecnej (2002) mają wpływ na zmniejszenie się prędkości przepływu wody we wszystkich rodzajach przewodów wodociągowych miasta Sanoka, wydłuża czas przetrzymania wody w sieci wodociągowej i może mieć wpływ na dokładność wskazań wcześniej zainstalowanych wodomierzy [3]. W tabeli 2 zestawiono długości sieci wodociągowej w mieście Sanoku.

Tabela 2. Długości sieci wodociągowej w latach 1994-2001 w km

Rok	1994	1995	1996	1997	1998	1999	2000	2001
Magistrale	27,0	27,0	27,0	27,0	27,0	27,0	27,0	27,0
Sieć rozdzielcza	61,6	61,6	63,8	70,1	73,1	75,5	75,5	76,0
Przyłącza	69,1	70,7	72,1	74,5	79,9	82,4	85,4	87,0
Razem	157,7	159,3	162,9	171,6	180,0	184,9	187,9	190,0

Źródło: opracowanie własne.

2. Zużycie wody w wybranych spółdzielniach mieszkaniowych

Analizę zużycia wody w Sanoku dokonano na podstawie pięciu spółdzielni mieszkaniowych:

- spółdzielnia mieszkaniowa Sanocka,
- spółdzielnia mieszkaniowa Śródmieście,
- spółdzielnia mieszkaniowa Nasz Dom,
- spółdzielnia mieszkaniowa Autosan,
- Sanockie Przedsiębiorstwo Gospodarki Mieszkaniowej.

Analiza obejmuje zużycie wody z lat 1998-2001. W tabeli 6 zestawiono roczne zużycie wody i wartości jednostkowego zużycia wody.

3. Zużycie wody w Sanoku w tygodniu zwykłym i świątecznym

W celu dokonania analizy zużycia wody w tygodniu zwykłym (15 kwiecień 2002-21 kwiecień 2002) i świątecznym (29.04.2002 – 5.05.2002), przyjęto zsumowane dobowe wydajności SUW w Zasławiu i Trepczy. Całkowite zużycie wody w poszczególnych dniach tygodnia zwykłego i świątecznego zestawiono w tabeli 3.

Tabela 3. Zużycie wody w Sanoku w tygodniu zwykłym i świątecznym

Dzień tygodnia		Data	ProdukcjaStUzW Zasławm^3/d	ProdukcjaStUzW Trepczam^3/d	Całkowite zużycie wodym^3/d	
Tydzień zwykły	Poniedziałek	15.04.2002	4300	3950	8250	58710: 7 = 8387
	Wtorek	16.04.2002	4170	4190	8360	
	Środa	17.04.2002	4150	4150	8300	
	Czwartek	18.04.2002	4410	4290	8700	
	Piątek	19.04.2002	4200	4210	8410	
	Sobota	20.04.2002	4230	4581	8811	
	Niedziela	21.04.2002	3910	3969	7879	
Tydzień świąteczny	Poniedziałek	29.04.2002	4230	4062	8292	57517: 7 = 8217
	Wtorek	30.04.2002	3970	3975	7945	
	Środa	1.05.2002	4050	4410	8460	
	Czwartek	2.05.2002	4010	4390	8400	
	Piątek	3.05.2002	3970	3880	7850	
	Sobota	4.05.2002	4310	4660	8970	
	Niedziela	5.05.2002	3580	4020	7000	

Źródło: opracowanie własne.

Przedstawione w tabeli 3 zużycie dotyczy łącznie wszystkich grup odbiorców wody w Sanoku. Średniodobowe zużycie wody w tygodniu świątecznym jest jedynie o 170 m^3/d mniejsze od zużycia w tygodniu świątecznym. W obu rozpatrywanych tygodniach największe rozbiory wody notowano w soboty, a najmniejsze w niedziele.

4. Analiza zużycia wody w wybranym budynku wielorodzinnym

Badaniu zużycia wody poddano budynek wielorodzinny, zlokalizowany w Sanoku przy ulicy Cegielnianej 14. Był to blok mieszkalny, czteroklatkowy, pięciokondygnacyjny, zamieszkały przez 176 osób. Badania przeprowadzono w dwóch okresach [4]:

- tydzień zwykły (15 kwiecień 2002-21 kwiecień 2002),
- tydzień świąteczny (29 kwiecień 2002 – 5 kwiecień 2002).

W celu przeprowadzenia ciągłej rejestracji zużycia wody na przyłączu wodociągowym zainstalowano wodomierz wielostrumieniowy WS10 produkcji METRON Toruń wyposażony w nadajnik impulsów, do którego połączony został rejestrator cyfrowy. Otrzymane w ten sposób dane pozwoliły na określenie rzeczywistego zużycia wody z uwzględnieniem wartości maksymalnych, minimalnych, średnich oraz wartości dobowych.

Zużycie wody w tygodniu zwykłym i świątecznym przedstawiono w tabeli 4 i 5.

Tabela 4. Zużycie wody w budynku wielorodzinnym w tygodniu zwykłym

Dzień tygodnia	Data	Zużycie wody m^3/d
Poniedziałek	15.04.2002	10,950
Wtorek	16.04.2002	13,176
Środa	17.04.2002	13,351
Czwartek	18.04.2002	14,827
Piątek	19.04.2002	14,750
Sobota	20.04.2002	15,600
Niedziela	21.04.2002	11,150
Razem:		93,804

Źródło: opracowanie własne.

Tabela 5. Zużycie wody w budynku wielorodzinnym w tygodniu świątecznym

Dzień tygodnia	Data	Zużycie wody m^3/d
Poniedziałek	29.04.2002	12,017
Wtorek	30.04.2002	12,395
Środa	1.05.2002	11,882
Czwartek	2.05.2002	13,061
Piątek	3.05.2002	12,074
Sobota	4.05.2002	13,918
Niedziela	5.05.2002	12,659
Razem:		88,006

Źródło: opracowanie własne.

Tabela 6. Zużycie wody w wybranych spółdzielniach mieszkaniowych miasta Sanoka

S.M.Wskaźniki	Sanocka	Śródmieście	Nasz Dom	Autosan	SPGM
Zużycie wody1998 r m^3/r	559585	105365	27186	142282	176210
Liczba mieszkańców	14920	2955	630	3815	4085
Jednostkowe zużycie wodydm^3/mk d	102,8	97,7	118,2	102,2	118,2
Zużycie wody1999 r m^3/r	546984	98106	31482	133253	162075
Liczba mieszkańców	1500	2975	780	3960	4152
Jednostkowe zużycie wodydm^3/mk d	99,9	90,3	110,6	92,2	106,9
Zużycie wody2000 r m^3/r	543893	94984	29798	130732	160109
Liczba mieszkańców	1594	2990	795	3915	4209
Jednostkowe zużycie wodydm^3/mk d	93,5	87,0	102,7	91,5	104,2
Zużycie wody2001 r m^3/r	525291	85538	30417	127155	158451
Liczba mieszkańców	15105	2988	800	3906	4220
Jednostkowe zużycie wodydm^3/mk d	95,3	78,4	104,2	89,2	102,9

Źródło: opracowanie własne.

Zużycie wody w tygodniu zwykłym wynosiło 98,804 m^3, co daje wartość średniodobową 14,115 m^3/d. Jednostkowe zużycie wody wynosiło 75,5 dm^3/mkd. Według rejestratora minimalne zużycie wody miało miejsce 17 kwietniu 2002 roku o godzinie 3;28 i wynosiło 0,0182 m^3/h, zaś zużycie maksymalne wystąpiło 20 kwietnia 2002 roku o godzinie 11:42 i wyniosło 4,0618 m^3/h.

Zużycie wody w tygodniu świątecznym wyniosło 88,006 m^3, co daje wartość średniodobową 12,572 m^3/d. Jednostkowe zużycie wody wyniosło 71,5 dm^3/mkd.

5. Analiza zużycia wody w sytuacjach awaryjnych

Wyróżnia się dwa rodzaje zapotrzebowania dla ludności wody do spożycia w warunkach specjalnych:
niezbędna ilość wody – 15 dm^3/mkd,
minimalna ilość wody – 7,5 dm^3/mkd [1].

Skrócona analiza zapotrzebowania na wodę do spożycia w sytuacjach awaryjnych przedstawia się następująco [7].

Wyłączony z eksploatacji ZW Trepcza:
Pracuje ZW Zasław – Q_{dz} = 4200 m^3/d
Jednostkowe zużycie wody na 1 mieszkańca wynosi:

$$q_{j1} = \frac{Q_{dZ}}{LM} = \frac{4200}{42000} = 0{,}1 m^3/mkd = 100 dm^3/mkd$$

gdzie:
LM – liczba mieszkańców, dla Sanoka LM = 42000.

Wyłączony z eksploatacji ZW Zasław:
Pracuje ZW Trepcza – Q_{dT} = 4080 m^3/d
Jednostkowe zużycie wody na 1 mieszkańca wynosi:

$$q_{j2} = \frac{Q_{dT}}{LM} = \frac{4080}{42000} = 0{,}097 m^3/mkd = 97 dm^3/mkd$$

Wyłączone z eksploatacji oba ZW

Pracuje 13 studni publicznych. Zakładając czas trwania takiego zdarzenia równy 1 dobie przyjęto wydajność jednej studni na poziomie 2 m^3/h (przy dłuższym czasie trwania tego rodzaju zdarzenia awaryjnego należy liczyć się z obniżeniem wydajności studni, bądź też wyczerpaniu ich zasobów wodnych).

Możliwość godzinowego poboru wody wynosi 13. 2 = 26 m^3/h co daje w ciagu doby wartość Q_{ds} = 624 m^3/d. Jednostkowe zużycie wody na 1 mieszkańca wynosi:

$$q_{js} = \frac{624}{42000} = 0{,}01485 \approx 15 dm^3/mkd \text{ [7].}$$

6. Cena wody a inflacja

Cena wody w mieście Sanoku w latach 1997-2001 z podziałem na odbiorców prywatnych (mieszkańców) i podmioty gospodarcze zestawiono w tabeli 7.

Tabela 7. Cena wody w mieście Sanoku

Rok	Data zmiany ceny	Cena dla mieszkańców zł/m^3	Cena dla przemysłu zł/m^3
1996	1,05	0,80	1,30
1997	1,04	0,92	1,50
1998	1,04	1,20	1,82
1999	1,01	1,47	2,00
2000	1,01	1,87	2,40
2001	1,01	2,09	2,56

Źródło: opracowanie własne.

Określenie średniej ważonej ceny wody dla odbiorców prywatnych:

- średnia ważona cena wody w roku 1997

$$\frac{3}{12} \cdot 0{,}80 + \frac{9}{12} \cdot 0{,}92 = 0{,}89 \text{ zł/m}^3,$$

- średnia ważona cena wody w roku 1998

$$\frac{3}{12}\cdot 0{,}92+\frac{9}{12}\cdot 1{,}20=1{,}13 \text{ zł/m}^3,$$

Określenie średniej ważonej ceny wody dla podmiotów gospodarczych.

- średnia ważona cena wody w roku 1997

$$\frac{3}{12}\cdot 1{,}30+\frac{9}{12}\cdot 1{,}50=1{,}45 \text{ zł/m}^3,$$

- średnia ważona cena wody w roku 1998

$$\frac{3}{12}\cdot 1{,}50+\frac{9}{12}\cdot 1{,}82=1{,}74 \text{ zł/m}^3,$$

Porównanie przyrostu cen wody z przyrostem inflacji w latach 1997-2001. Określenie przyrostu inflacji dokonano na podstawie informacji GUS [8]. Przyjęto w roku 1997 procentowo cenę wody i inflację jako 100%. Procentowy wzrost cen wody za 1 m^3 i procentowy przyrost inflacji wykorzystują informacje zawarte w tabeli 7 przedstawiono w tabeli 8.

Tabela 8. Procentowy wzrost cen wody i przyrost inflacji w latach 1997-2001

Rok	Inflacja	Procentowy wzrost cen wody dla mieszkańców%	Procentowy wzrost cen wody dla przemysłu%
1997	100	100	100
1998	111,8	127,0	120
1999	119,1	165,2	137,9
2000	129,2	210,1	165,5
2001	134,7	234,8	176,6

Źródło: opracowanie własne z wykorzystaniem danych z tabeli 7.

Podsumowanie

Na przestrzeni lat 1993-2001 w Sanoku nastąpił 35% spadek zużycia wody, co potwierdza tendencje krajowe [2], [5], [6]. Z dokonanych badań zużycia wody przez mieszkańców wybranych osiedli wynika, że największe jednostkowe zużycie wody jest w spółdzielni Nasz Dom i SPGM (100-110 dm^3/mkd, a najmniejsze w spółdzielni Śródmieście (85-95 dm^3/mkd). Są to wartości zdecydowanie niższe niż wyniki uzyskane dla miasta Rzeszowa (140-180 dm^3/mkd) [5].

Badania zużycia wody w wybranym bloku mieszkalnym w tygodniu zwykłym i świątecznym, jak i dla całego miasta nie wykazały istotnej różnicy w zużyciu wody. Zaobserwowano jednak, że największe dobowe zużycie wody ma miejsce w soboty, a najmniejsze w niedziele.

Analiza sytuacji awaryjnych wykazała, że nawet brak dostawy wody do miasta Sanoka z dwóch ZW, a jedynie przy wykorzystaniu istniejących studni publicznych pozwala na spełnienie warunków dostawy wody w ilościach niezbędnych i minimalnych.

Obserwuje się systematyczny wzrost cen 1 m^3 wody, który jest wyższy niż wzrost inflacji co potwierdzają inne badania krajowe [5, 6]. Procentowo wzrost cen wody dla mieszkańców jest większy niż dla przemysłu.

Literatura

[1] Gilewicz A. i inni, *Zasady funkcjonowania publicznych urządzeń zaopatrzenia w wodę w warunkach specjalnych*, Załącznik do Zarządzenia Ministra GPiB.

[2] Hotloś H., Mielcarzewicz E., *Kształtowanie się zużycia wody w Polsce w okresie gospodarki rynkowej*, „Gaz, Woda i Technika Sanitarna" 2000 nr 4.

[3] Kuś K., Gil B., Koral W., *Wpływ stabilności ciśnienia na rozbiory straty wody w sieciach wodociągowych osiedli mieszkaniowych*, w: *Zaopatrzenie w wodę miast i wsi*, PZITS, Poznań 2002.

[4] Nowakowski W., *Struktura zużycia wody w mieście Sanoku*, praca dyplomowa magisterska, Politechnika Rzeszowska, Rzeszów 2002.

[5] Rak J., Tchórzewska-Cieślak B., *Zużycie wody do spożycia w mieście Rzeszowie z uwzględnieniem wysokości zabudowy*, w: *Aktualne problemy budownictwa i inżynierii środowiska*, Lwów-Koszyce-Rzeszów, Wydawnictwo Politechniki Lwowskiej, Lwów 2001.

[6] Tuz P., Gwoździej J., *Zużycie wody w budynkach wielorodzinnych w mieście Białystok w latach 1998-2000*, w: *Aktualne zagadnienia w uzdatnianiu i dystrybucji wody*, Wydawnictwo PŚ, Szczyrk 2001.

[7] Wieczysty A., Rak J., *Zaopatrzenie w wodę do picia w sytuacjach nadzwyczajnych*, prace naukowe GiG, Seria konferencje nr 18, Katowice 1997.

[8] www.stat.gor.pl; *Przyrost inflacji wg GUS*.

[9] Zając E., *50 lat działalności wodociągów w Sanoku 1934-1984*, MPGK Sanok, Sanok 1984.

DRINKING WATER CONSUMPTION IN THE TOWN OF SANOK

Summary

In this work a short characteristic of the water supply system in the town of Sanok has been presented. The drinking water production in two water treatment plants in Zasławie and Trepcza has been given. The analysis of the water consumption in the holiday week and in the regular week has been carried out, globally for the whole town as well as for the selected multifamily building. The scenario of water supply for the town in the case of emergency has been presented. The comparison between a price of 1 m^3 of water and the inflation growth has been made.

Jerzy Bryłka
Lech Magrel
Iwan Żarski
Władimir Marcul
Ewa Więckowska

WARIANTOWE DOPROWADZENIE WODY Z UJĘCIA DO SUW UROCZYSKO W JUROWCACH

Streszczenie

W referacie przedstawiono ujęcie wody podziemnej w Białymstoku oraz stację jej uzdatniania Uroczysko. Celem referatu była analiza dwóch wariantów doprowadzenia wody z ujęcia do stacji z przekroczeniem rzeki Supraśl. Ponadto wykonano krótką analizę ekonomiczną uwzględniając zużycie prądu przez agregaty pompowe.

Wstęp

Ujmowanie wód podziemnych może następować za pomocą różnych obiektów i urządzeń w zależności od rodzaju wody podziemnej, głębokości jej zalegania, wielkości zasobów wodnych i wielkości zapotrzebowania na wodę, rodzaju warstw wodonośnych [1].

Sposób doprowadzenia wody z ujęcia zależy od wzajemnego usytuowania poszczególnych elementów wodociągu, od różnicy wysokości i odległości. W wyjątkowych wypadkach wodę z ujęcia można dostarczyć grawitacyjnie do miejsca jej zużycia, gdy ujęcie leży wyżej, nad obszarem konsumpcji.

Gdy teren ujęcia jest tak nisko, że nie jest możliwe doprowadzenie grawitacyjne, woda dostarczana bywa za pomocą pomp, które wodę z ujęcia tłoczą do miejsca zużycia [1].

I. Opis ujęcia i stacji uzdatniania wody w Jurowcach

Ujęcie Wody w Jurowcach jest jednym z dwóch ujęć zaopatrujących w wodę Białystok i okoliczne miejscowości. Wybudowane w 1967 roku ujęcie zlokalizowane jest na obszarze 55 ha w dolinie rzeki Supraśl, w rejonie wsi Jurowce, po obu stronach szosy Białystok-Augustów.

Woda podziemna pochodząca z ujęcia zawiera związki żelaza i manganu na poziomie porównywalnym z wodą infiltracyjną. Podwyższona barwa i utlenialność wskazują na obecność związków organicznych. Poziom innych wskaźników świadczy o uzupełnianiu zasobów wód podziemnych wodami z rzeki Supraśl.

Źródłem wody dla ujęcia są wody podziemne, ujmowane za pomocą 17 zespołów studziennych o głębokości od 16 m do 122 m. Wydajność eksploatacyjna poszczególnych otworów waha się od 50 do 250 m^3/h.

Pobór wody z ujęcia – na podstawie danych z 2000 roku – wynosi 28448 m^3/dobę, czyli około 1185 m^3/h i jest mniejsza od zatwierdzonych przez Ministerstwo Ochrony Środowiska, Zasobów Naturalnych i Leśnych decyzją z dnia 28.06.1995 r., nr KDH/013/5880/95 zasobów eksploatacyjnych ujęcia wynoszących 1760 m^3/h. [2].

Woda podziemna ujmowana jest za pomocą 17 zespołów studziennych, w tym pracujących w 2000 roku 24 studni o głębokości od 20 do 121 m. Woda ze studni tłoczona jest pompami głębinowymi na SUW.

Ujęcie znajduje się o 37 m poniżej położenia stacji uzdatniania. Woda tłoczona jest przewodami DN 200, 250, 300, 400, 500 do dwóch rurociągów tranzytowych DN 500 mm. W miejscu zbiegu rurociągów przesyłowych znajduje się komora przeciwuderzeniowa. Przejście przez rzekę Supraśl zrealizowane jest dwoma rurociągami DN 500 mm, każdy w pancerzu, i zasyfonowane. Przed i za rzeką znajdują się zasuwy odcinające i przełączeniowe w komorach. Na trasie w kierunku SUW umieszczone są dwie komory betonowe, w których znajdują się zasuwy odcinające i przełączeniowe. Przed głównym budynkiem technologicznym znajduje się komora zasuw.

dr hab. inż Jerzy Bryłka, prof. PB, Politechnika Białostocka, Instytut Inżynierii i Ochrony Środowiska, dr inż. Lech Magrel, Politechnika Białostocka, Katedra Technologii Wody, Ścieków i Osadów, Iwan Żarski, Białoruski Państwowy Technologiczny Uniwersytet w Mińsku, Władimir Marcul, Białoruski Państwowy Technologiczny Uniwersytet w Mińsku, Ewa Więckowska, Szkoła Główna Gospodarstwa Wiejskiego w Warszawie

2. Bilans wodny

Z uwagi na modernizację w roku 2001 filtrów na SUW Jurowce dane z tego okresu nie są miarodajne i nie obrazują rzeczywistego zapotrzebowania na wodę. Bilans wodny przedstawiono więc na podstawie zużycia wody w 2000 roku (tabela 1).

Tabela 1. Bilans wodny SUW Jurowce za 2000 rok [m^3/d]

Oznaczenia	Woda pobrana z ujęcia	Woda wtłoczona do do sieci	Zużycie na potrzeby własne
$Q_{d\ min}$ w m^3/d	20.241	19.548	693
$Q_{d\ śr}$ w m^3/d	24.880	23.822	1058
$Q_{d\ max}$ w m^3/d	28.448	27182	1266
$Q_{d\ roczne}$ w m^3	9.081.193	8.695.003	386.194

Źródło: opracowanie własne na podstawie [2].

W wyniku zmniejszającego się zużycia wody w 2000 roku wykorzystano maksymalnie 67% możliwości eksploatacyjnej ujęcia. Woda surowa z ujęcia pompami głębinowymi jest tłoczona do dwóch przewodów zbiorczych o średnicy Ø500 mm łączących całość ujęcia ze stacją uzdatniania. Do roku 1998 pracowało 27-28 studni głębinowych. W roku 2000 czynnych było 22-24 studni.

Wydajność poszczególnych studni zależy głównie od warstwy wodonośnej. Najkorzystniejszą wydajność jednostkową z otworu otrzymuje się z pierwszej warstwy wodonośnej np. w studni nr 8 otrzymuje się 41,9 m^3 z 1 m depresji, co przekłada się na 134 m^3/h wydajności studni. Na ujęciu wody w Jurowcach pierwsza warstwa wodonośna występuje na głębokości 1,50 m do 2,0 m. Mogą więc do ujmowanej z niej wody dostawać się zanieczyszczenia. W Prawie Wodnym, które obowiązuje od 1 stycznia 2002 roku teren ujęcia powinien podlegać ochronie pośredniej. Woda ze studni pompowana jest pompami głębinowymi typu GC 5. 06, GC 6.04, GC 7.04 i GC 7.05. Parametry wody surowej ujmowanej na ujęciu w Jurowcach przedstawiono w tabeli 2.

Tabela 2. Parametry ujmowanej wody surowej

Parametry	Jednostka	Wartości minimalne i maksymalne w 2000 rok	Średnie wartości w 2001 rok
Mętność	mg/l	3-6	3,5
Barwa	mg/l	18-21	18
Odczyn	pH	7,4-7,6	7,5
Twardość	mg/l	245,2-255,2	250,2
Żelazo	mg/l	0,43-0,63	0,43
Mangan	mg/l	0,14-0,16	0,18
Zasadowość	mg/l	4,5-4,6	4,6
Azot amonowy	mg/l	0,61-0,66	0,57
Chlorki	mg/l	6,6-7,4	6,1

Źródło: opracowanie własne na podstawie [2].

3. Opis Stacji Uzdatniania Wody Uroczysko

Stacja Uzdatniania Wody Uroczysko obejmuje teren o powierzchni 4 ha:

- powierzchnia zabudowy – 7980 m^2,
- powierzchnia dróg i placów – 4400 m^2,
- powierzchnia zieleni – 25740 m^2.

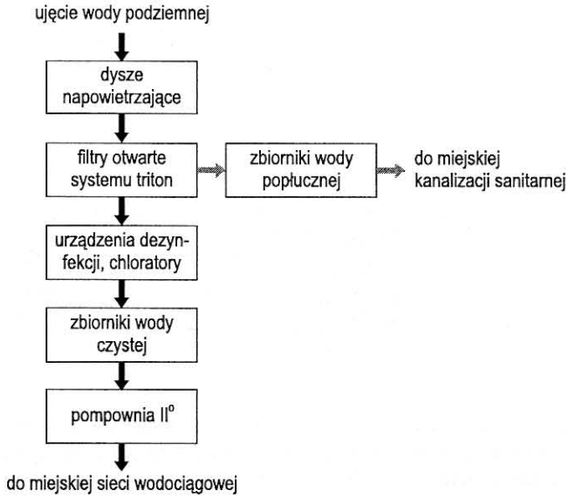
Stacja zlokalizowana jest na terenach Nadleśnictwa Dojlidy, w części lasu Uroczyska Antoniuk. Budynek stacji położony jest w najwyższym miejscu, po trasie w kierunku miasta Białystok, na rzędnej 154,33 m. Usytuowanie takie pozwala na grawitacyjny przepływ wody przez urządzenia uzdatniania wody.

W celu uzyskania optymalnych wskaźników woda surowa poddawana jest następującym procesom uzdatniania:

- napowietrzanie,
- filtracja,
- dezynfekcja.

Urządzenia przez które przepływa woda na SUW Jurowce Uroczysko przedstawiono na rysunku 1.

Rysunek 1. Schemat blokowy uzdatniania wody /urządzenia/



Źródło: [2].

4. Parametry wody uzdatnionej

Po wprowadzeniu obowiązujących nowych przepisów, woda do picia na SUW Jurowce odpowiada wszelkim wymogom stawianym wodzie do picia.

Woda surowa po przejściu wszystkich procesów uzdatniania osiągnęła parametry, jak przedstawiono w tabeli 3.

Woda uzdatniana na SUW Jurowce w pełni odpowiada warunkom bakteriologicznym, fizykochemicznym i organoleptycznym stawianym wodzie do picia w Rozporządzeniu Ministra Zdrowia z 19 listopada 2002. Parametry wody uzdatnionej, na przykład barwa, mętność, żelazo, mangan również nie wykazują przekroczeń wartości maksymalnych ustalonych w wytycznych WHO, UE.

Tabela 3. Parametry wody uzdatnionej przed i po zastosowaniu filtracji TRITON

Parametry	Jednostka	Średni wynik w 2000 roku	Średni wynik w roku 2001 po zastosowaniu systemu filtracji Triton
Mętność	mg/l	1	1
Barwa	mg/l	11-9	8
Odczyn	pH	7,3-7,5	7,5
Twardość	mg/l	240,2-245,2	242,2
Żelazo	mg/l	0,07-0,1	0,04
Mangan	mg/l	0,05-0	0,02
Zasadowość	mg/l	4,3-4,2	4,2
Azot amonowy	mg/l	0	0
Chlorki	mg/l	10-8,8	8,8

Źródło: opracowanie własne na podstawie [2].

W celu pełnej modernizacji technologii uzdatniania wody założenia strategiczne Wodociągów Białostockich zakładają budowę na Stacji Uzdatniania Wody w Jurowcach zakładu ozonowania wstępnego [3].

5. Własne rozwiązania doprowadzenia wody z ujęcia na SUW Jurowce

Zaproponowano dwa alternatywne rozwiązania doprowadzenia wody surowej z ujęcia na Stację Uzdatniania Wody. Są to ogólne koncepcje, które wymagają szczegółowych projektów i obliczeń:

- wybudowanie zbiornika wody surowej i pompowni wody na ujęciu,
- doprowadzenie wody surowej rurami o mniejszej średnicy, czyli DN 400 mm, z innych materiałów oraz inną metodą przekroczenia rzeki Supraśl.

5.1. Wybudowanie zbiornika wody surowej oraz pompowni wody

Rozwiązanie to ma na celu zmniejszenie kosztów eksploatacji ujęcia, poprzez zmniejszenie ilości zużytej energii elektrycznej potrzebnej na doprowadzenie wody podziemnej ze studni głębinowych do Stacji Uzdatniania Wody w Jurowcach.

W pierwszym etapie projektuje się zbiornik wody surowej, w następnym pompownię wody.

Zbiorniki wody podziemnej na ujęciu mają charakter przepływowy. Woda z ujęcia dopływa do zbiornika, w którym się gromadzi, a stąd jest czerpana i tłoczona dalej na urządzenia uzdatniające. Woda do zbiornika dopływa z ujęcia stosunkowo równomiernie, a dalej jest podawana w zależności od wymagań w ciągu 16, 20, 24 godzin na dobę. Zbiornik kończy cykl ujmowania wody [1].

Zaprojektowano zbiornik cylindryczny, o powłokach sprężonych, ponieważ w porównaniu z żelbetem uzyskuje się lepsze efekty ekonomiczne, takie jak: mniejszy koszt stali wobec zmniejszenia zużycia, możliwość zastosowania stali wysokich wytrzymałości,
zmniejszenie zużycia betonu wobec możliwości pełnego wykorzystania jego wytrzymałości na ściskanie [4].

Dla zbiornika wodociągowego przyjmuje się powszechnie obowiązek tzw. próby wodnej, czyli szczelności komory. Powinna ona być wykonana przed ułożeniem zewnętrznych ścian i ich obsypaniem. Równocześnie przepisy krajowe zobowiązują do ochrony komory zbiornika warstwą ziemi minimum 0,60 m [4].

Dwa rurociągi o średnicach Ø400 mm i Ø500 mm doprowadzają wodę z ujęcia do zbiornika, a wychodzą dwa odpływowe rurociągi Ø500 mm. Projektuje się również rurociąg spustowy umożliwiający opróżnienie zbiornika oraz rurociąg przelewowy zabezpieczający zbiornik przed nadmiernym napełnieniem.

Projektuje się wykonanie rurociągów awaryjnych Ø500 mm umożliwiających bezpośrednie połączenie rurociągów odpływowych z dopływowymi, z ominięciem zbiornika, z zamontowaną zasuwą awaryjną.

Wydajność pompowni zależy od pracy pomp. Całe maksymalne zapotrzebowanie na wodę powinno być pokryte przez pompy w godzinach ich pracy.

Punktem wyjścia przy **doborze pomp** jest wymagana wydajność pompy przy żądanej wysokości podnoszenia.

$$Q_p = 1185\ m^3/h \quad \rightarrow \quad 1185:3 = 395\ [m^3/h]$$

Z katalogu dobrano [5] 4 pompy – dwa zespoły po dwie pompy – w tym jedna rezerwowa typu 20A40 o parametrach:

- ilość obrotów – 1450/minutę,
- wysokość podnoszenia H = 50-52 m,
- wydajność Q = 360-405 m^3/h,
- silnik o mocy 90 kW.

Zaproponowane pompy są tego samego typu, jak w obecnej pompowni II°. Jest to rzeczą istotną, ponieważ nastąpiło w ten sposób ujednolicenie parku maszynowego i zapasów magazynowych. Pompy typu 20A40 są proste w obsłudze. Pracownicy Wodociągów Białostockich mają doświadczenie w eksploatacji pomp 20A40.

Projektuje się pompownię bezobsługową, z sygnalizacją do dyspozytorni na ujęciu oraz do dyspozytorni głównej na Stacji Uzdatniania Wody Jurowce.

Proponuje się **wykorzystanie istniejących przewodów wodociągowych wraz z uzbrojeniem**. Jeżeli zostanie stwierdzone, że istniejące rury wodociągowe nie są w należytym stanie, należy przeprowadzić prace renowacyjne. Obecnie dobrym sposobem jest wykonanie inspekcji danego odcinka sieci kamerą wideo. Ten sposób postępowania daje bardzo dobre rezultaty jeżeli chodzi o rozeznanie stanu technicznego sieci. Można powiedzieć, że wykorzystanie kamery wideo jest niemalże nieodzowne [7].

Wodociągi Białostockie mają na stanie kamerę wideo do monitorowania sieci, a więc wskazane byłoby skontrolować stan istniejących przewodów Ø500 mm.

W przypadku, gdy inspekcja kamerą wideo wykaże znaczne osady zalegające wewnątrz rur, należy zastosować jedną z metod czyszczenia sieci wodociągowych:

- płukanie wodą wodociągową,
- płukanie mieszaniną wodno-powietrzną,
- metoda chemiczna, przy użyciu kwasu solnego, zasady sodowej lub podsiarczanu sodowego (w zależności od składu osadu),
- metoda hydrodynamiczna.

Projektowane zbiorniki wody surowej oraz pompownię wody, należy tak umiejscowić, by istniejąca komora z urządzeniami przciwuderzeniowymi i zaporowymi znajdowała się przed pompownią od strony Białegostoku.

W związku z wymaganą mniejszą wysokością podnoszenia należy dobrać odpowiednie pompy głębinowe.

W 2000 roku maksymalne zapotrzebowanie na wodę wystąpiło w miesiącu czerwcu. Wydajność ujęcia wynosiła w tym miesiącu 28448 m^3/d. Na otrzymanie takiej wydajności pracowało 24 studni.

Jest rzeczą ważną, by przy doborze pomp wody surowej nie opierać się jedynie na aspektach technicznych, lecz uwzględniać również inne czynniki mające wpływ na koszty energii:

- jeśli istnieje możliwość otrzymania energii elektrycznej według zredukowanej taryfy nocnej, to należy tak zaprojektować wydajność pompowani wody surowej i instalację uzdatniania wody, by główne operacje pompowania i uzdatniania wody odbywały się w okresach obowiązywania tańszej taryfy.
- jeśli oszczędności energii w okresach obowiązywania tańszej taryfy są marginalne, to pracę całego systemu pomp należy zoptymalizować tak, aby rozłożyć ją na możliwie długi okres.

Wydajność powinna zostać rozdzielona na kilka pomp, by uzyskać optymalną ekonomikę i niezawodność [6]. Należy pamiętać, że:

- im wyższa sprawność tym, tym niższe koszty energii,
- im mniejsza prędkość przepływu w rurociągach wody surowej, tym niższe koszty energii na pokonanie oporów przepływu,
- im więcej pomp pracuje w układzie kaskadowym, tym mniej odczuwalne są przestoje z powodu awarii jednej z pomp, przeprowadzania konserwacji lub przepięcia, wyładowania atmosferycznego,
- im mniejsze średnie obciążenie instalacji uzdatniania wody, tym lepsze oczyszczanie i jakość wody oraz mniejsza ilość wody i energii zużytej do przepłukiwania zwrotnego [6].

6. Porównanie ilości potrzebnej energii elektrycznej w rozwiązaniu istniejącym oraz zaproponowanym

Ilość potrzebnej energii elektrycznej w obecnym rozwiązaniu w ciągu jedego dnia pracy ujęcia:

- 547 kW × 24 h = 13.128 kWh

Ilość potrzebnej energii elektrycznej w proponowanym rozwiązaniu:

- do pracy pomp głębinowych 202,50 kW × 24 h = 4.860 kWh
- do pracy pompowni 3×90 = 270 kW → 270 kW × 24 h = 6.480 kWh

Σ = 11.340 kWh

13.128-11.340 = 1.788 [kWh]

Po zastosowaniu proponowanego rozwiązania zużycie energii elektrycznej zmniejsza się o ≈ 16%.

Wnioski

Obecne przewody tranzytowe wody surowej są przewymiarowane w stosunku do zapotrzebowania na wodę z ujęcia Jurowce. Do przesyłu wody surowej wystarczą rury o średnicy 2× Ø400 mm.

W celu zapewnienia ciągłości dostawy wody surowej z ujęcia należałoby przekroczyć rzekę Supraśl trzema przewodami o odpowiedniej średnicy, a nie dwoma jak obecnie.

Wybudowanie przewodów przesyłowych 2× Ø400 mm z rur sferoidalnych o długości 2× 2400 m wraz z niezbędnymi urządzeniami na sieci leży w zakresie możliwości Wodociągów Białostockich.

Wybudowanie zbiornika wody surowej oraz pompowni wody na ujęciu zmniejszyłoby zużycie energii elektrycznej na ujęciu i na SUW o około 16%.

Wybudowanie zbiornika wody surowej oraz pompowni wody wiąże się z dużymi nakładami inwestycyjnymi, które zwrócą się, ale po długoletnim użytkowaniu sieci i urządzeń wodociągowych.

Literatura

[1] Tadeusz Gabryszewski, *Wodociągi,* Arkady, Warszawa 1983.
[2] Materiały firmy Wodociągi Białostockie Spółka z o.o.
[3] Wodociągi Białostockie, „Biuletyn" 2000, nr 11 (22).
[4] Antoni Stachowicz, *Podziemne zbiorniki wodociągowe*, Arkady, Warszawa 1986.
[5] Pompy Katalog, Warszawska Fabryka Pomp i Armatury WAFAPOMP S.A.
[6] *Poradnik techniczny, Systemy pomp głębinowych GRUNFOS A/S*, Dania 1996.
[7] Red. Waldemar Żuchowicki, *Wodociągi i kanalizacja*, Verlag, Dashöfer 2001.

VARIANT BRING OF WATER FROM THE GRASP TO WATER PURIFICATION UNIT „UROCZYSKO" IN JUROWCE

Summary

In the paper there is presented grasp of the underground water in Białystok and water purification unit „Uroczysko". The aim of this paper is analysis of two variants water bringing from the grasp to the purification unit by crossing Supraśl River. Moreover there was made brief economic analysis with allowance of the current consumption by pumper aggregates.

Maria Walery

OCENA STANU CZYSTOŚCI WÓD RZEK WOJEWÓDZTWA PODLASKIEGO

Streszczenie

W artykule przedstawiono analizę stanu czystości wód rzek województwa podlaskiego oraz główne ich zanieczyszczenia.

Wstęp

Sieć rzeczna województwa podlaskiego jest stosunkowo dobrze rozwinięta i związana przede wszystkim z główną rzeką Narwią. Rzekę Narew uzupełniają dopływy zbierające wody z północnej części województwa – rzeki Biebrzy oraz z południa – rzeki Bug z ciekami prawobrzeżnymi, głównie z Nurcem, który łączy się z nim na granicy województwa.

Rzeki województwa ograniczone są działami wodnymi II i III rzędu, wchodzącymi w skład dorzecza Wisły oraz I rzędu – dorzecza Niemna i Pregoły. W dorzeczu Niemna o powierzchni 1993,8 km^2, w granicach województwa podlaskiego, głównymi ciekami są: Szeszupa oraz Czarna Hańcza i jej dopływ Marycha. W dorzeczu Pregoły znajdują się niewielkie cieki: głównie Błędzianka i Błudzia.

Na terenie woj. podlaskiego znajduje się 54 większych rzek i cieków, które objęte są systematycznymi badaniami monitoringowymi z uwagi na ich gospodarcze wykorzystanie i ochronę przed zanieczyszczeniami. Całkowita długość rzek objętych systematyczną kontrolą wynosi łącznie 1819,9 km.

Realizowany system pomiarów jakości wód pozwala osiągnąć następujące cele:

- określenie wielkości i zakresu wpływu większych źródeł zanieczyszczeń,
- kontrolę jakości wody na potrzeby ujęć komunalnych,
- kontrolę jakości wód granicznych,
- określenie efektów wpływu realizacji inwestycji w zakresie oczyszczania wód [1, 2].

I. Jakość wód rzek województwa podlaskiego

Badania i ocena stanu czystości wód rzek prowadzone są w oparciu o 1-, 3-, 5-letnie cykle badawcze, począwszy od 1998 roku na terenie województwa podlaskiego.

Zasadniczo w cyklach 5-letnich badane są mniejsze rzeki i cieki na terenach obszarów chronionych. Natomiast w cyklu 3-letnim badaniom poddaje się rzeki, w zlewniach których nie występują duże źródła zanieczyszczeń, a gospodarka wodno-ściekowa na tym obszarze jest w zasadzie unormowana. W cyklach rocznych prowadzone są badania rzek, będących źródłami zaopatrzenia w wodę dużych miast oraz w zlewniach rzek, w których znajdują się znaczące źródła zanieczyszczeń.

Ogólną klasyfikację kontrolowanych rzek województwa podlaskiego przedstawiono w tabeli 1.

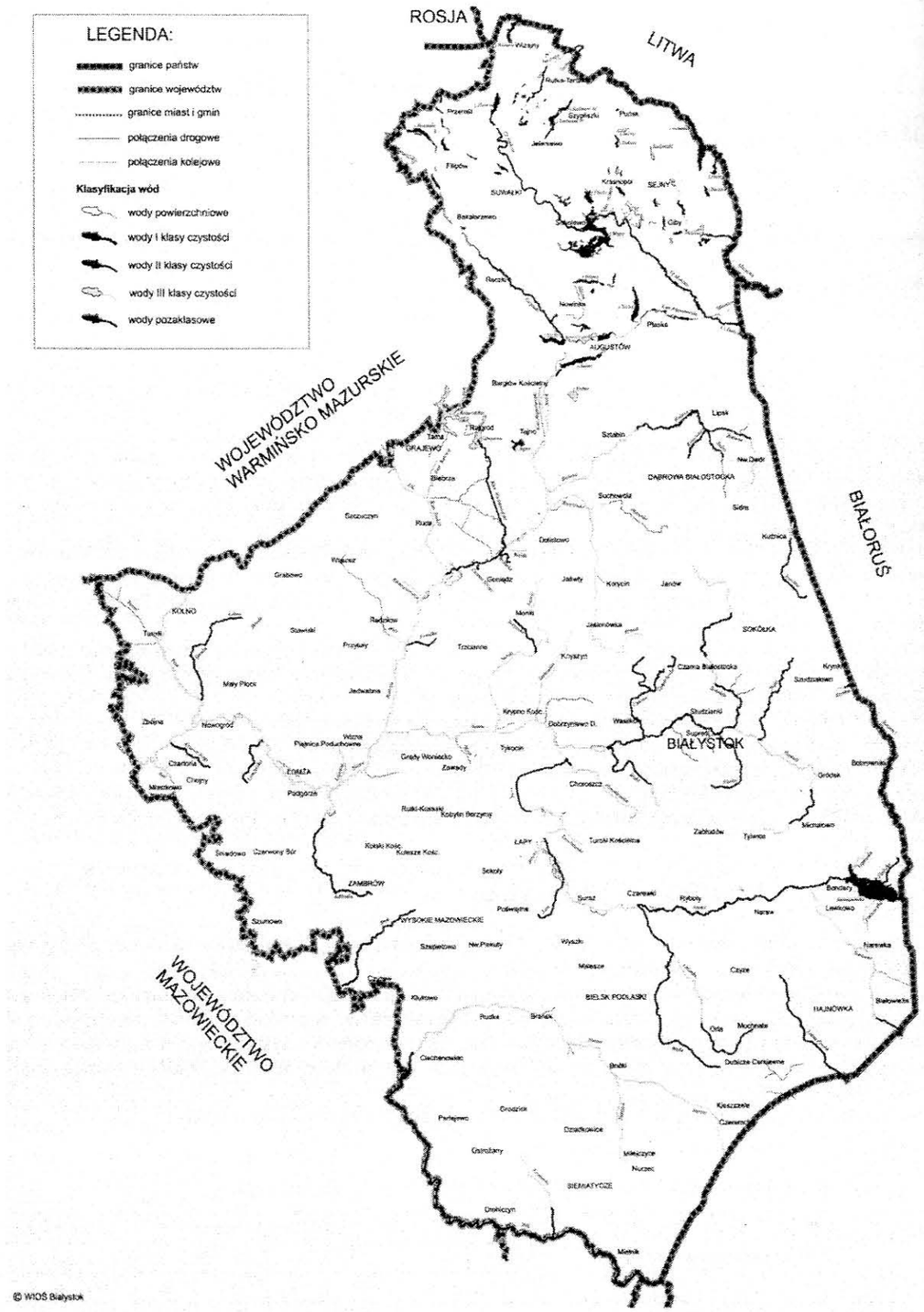
Tabela 1. Ogólna klasyfikacja wód w latach 1998-2001 na terenie woj. podlaskiego

Rok badań	Długość kontrolowanej rzeki (km)	Klasa czystości rzeki							
		I		II		III		n.o.n.	
		km	%	km	%	km	%	km	%
1998	758,7	—	-	326,2	43,0	311,1	41,0	121,4	16,0
1999	809,0	—	—	230,6	28,5	437,0	54,0	141,4	17,5
2000	1033,3	2,1	0,2	352,3	34,1	493,9	47,8	185,0	17,9
2001	892,8	—	—	187,2	21,0	483,3	54,1	222,3	24,9

Źródło: [2, 3].

mgr inż. Maria Walery, Politechnika Białostocka, Katedra Wodociągów i Kanalizacji

Rysunek 1. Stan czystości rzek województwa podlaskiego (stan na dzień 31 grudnia 2001 roku)



W odniesieniu do całkowitej długości wszystkich dotychczas zbadanych odcinków rzek na terenie województwa podlaskiego (54 rzeki; 1819,9 km badanych odcinków) jakość wód przedstawia się następująco: 12,2% wód nie odpowiada normom, a pozostałe odcinki stanowią wody II i III klasy czystości (wody I klasy praktycznie nie występują). W latach 1998-2001 zauważalny jest wzrost długości odcinków rzek o wodach pozaklasowych. Badania na tych odcinkach prowadzone są corocznie.

Aktualną klasyfikację poszczególnych rzek na terenie województwa podlaskiego zbadanych w 2001 roku przedstawiono w tabeli 2.

Tabela 2. Stan czystości poszczególnych rzek badanych na terenie województwa podlaskiego w 2001 roku

Nazwa rzeki	Badana długość (km)	Klasa czystości							
		I		II		III		n.o.n	
		km	%	km	%	km	%	km	%
Narew	273,4	-	-	38,5	14,1	182,2	66,6	52,7	19,3
Narewka	39,4	-	-	3,8	9,4	35,6	90,4	-	-
Orlanka	50,3	-	-	19,15	38,1	18,85	37,5	12,3	12,4
Biała d. Orlanki	31,2	-	-	-	-	-	-	31,2	100
Liza d. Narwi	0,1	-	-	-	-	-	-	0,1	100
Awissa d. Narwi	2,7	-	-	-	-	2,7	100	-	-
Turośnianka dNarwi	1,9	-	-	-	-	1,9	00	-	-
Czaplinianka NNarwiNarwi	1,7	-	-	1,7	100	-	-	-	-
Horodnianka	0,5	-	-	-	-	-	-	0,5	100
Jaskranka	22,2	-	-	-	-	22,2	100	-	-
Nereśl	40,4	-	-	-	-	40,4	100	-	-
Biebrza	8,5	-	-	-	-	8,5	100	-	-
Ełk	27,5	-	-	-	-	27,5	100	-	-
Jabłonka	16,4	-	-	-	-	-	-	16,4	100
Ga	5,6	-	-	-	-	5,6	100	-	-
Łomżyczka	7,5	-	-	-	-	-	-	7,5	100
Pisa	50,8	-	-	-	-	50,8	100	-	-
Skrada	2,2	-	-	-	-	-	-	2,2	100
Łabna	5,5	-	-	1,6	29,1	-	-	3,9	70,9
Nurzec	8,0	-	-	-	-	-	-	8,0	100
Brak	34,5	-	-	-	-	-	-	34,5	100
Kamianka d.Bugu	3,3	-	-	-	-	-	-	3,3	100
Supraśl	93,8	-	-	38,0	40,5	47,3	50,4	8,5	9,1
Sokołda	54,0	-	-	14,5	26,8	32,55	60,3	6,95	12,9
Czarna d. Supraśli	0,5	-	-	0,5	100	-	-	-	-
Biała d. Supraśli	0,5	-	-	-	-	-	-	0,5	100
Leśna Prawa*	17,2	-	-	-	-	-	-	17,2	100
Świsłocz*	17,0	-	-	17,0	100	-	-	-	-
Krynka*	-3,0	-	-	-	-	-	-	3,0	100
Czarna Hańcza*	47,5	-	-	38,5	81,1	-	-	9,0	18,9
Szeszupa*	1,6	-	-	1,6	100	-	-	-	-
Szelmentka*	3,3	-	-	3,3	100	-	-	-	-
Marycha*	20,8	-	-	9,0	43,3	7,3	35,1	4,5	21,6
Łącznie	**892,8**	**-**	**-**	**187,2**	**21,0**	**483,3**	**54,1**	**222,3**	**24,9**

* – rzeki graniczne

Źródło: [2, 3].

Rzeka Narew

Narew jest prawostronnym dopływem Wisły, o powierzchni zlewni 75175,2 km^2. Długość całkowita rzeki wynosi 484 km, w tym długość odcinka płynącego na terenie Polski 455 km. Zlewnię górnej Narwi stanowią tereny stosunkowo słabo uprzemysłowione o charakterze typowo rolniczym oraz duże obszary leśne. Przy granicy białoruskiej zlokalizowano zbiornik zaporowy Siemianówka, pełniący obecnie funkcje rekreacyjne.
Głównymi źródłami zanieczyszczeń Narwi na terenie województwa podlaskiego są miejscowości: Białystok i Łomża. Rzeka jest corocznie badana w ramach sieci reperowej, podstawowej i regionalnej.
W 2001 roku rzekę badano na długości 273,4 km od punktu w m. Bondary (poniżej zbiornika Siemianówka) do granic województwa podlaskiego (miasto Nowogród).

Omówienie wyników badań

- wody rz. Narew nie odpowiadają zarządzeniu 18/71 Prezydium WRN z 27 maja 1971 r. o docelowym przeznaczeniu wód (I klasa na całym terenie województwa),
- na skutek pogłębiającego się od kilku lat wpływu masowych zakwitów sinic w okresie wegetacyjnym w zbiorniku Siemianówka, nastąpiło dalsze pogorszenie klasyfikacji górnego odcinka rzeki Narew od profilu Bondary aż do Strabli; czynnikiem degradującym wody jest zawartość chlorofilu „a" (na odcinku Bondary – Płoski do wód pozaklasowych, w punkcie pomiarowo-kontrolnym w m. Strabla do III klasy) oraz związane z tym zjawiskiem podwyższone wartości wskaźników utlenialności i ChZT (profil Bondary i Narew – III klasa),

- obserwowana znaczna ilość spływającej ze zbiornika Siemianówka biomasy sinic stanowi duże zagrożenie jakości wód Narwi i może być przyczyną występowania w okresach wysokich temperatur i jesiennego rozkładu, deficytów tlenowych szczególnie w starorzeczach rzeki,
- nie stwierdzono wyraźnego wpływu na rzekę Narew dopływu Orlanki, zanieczyszczonej ściekami z Bielska Podlaskiego.
- klasyfikacja roczna wód Narwi na terenie Narwiańskiego Parku Narodowego nie uległa zasadniczym zmianom w stosunku do roku 2000 (II/III klasa); obserwowane jest, okresowe zanieczyszczanie tego odcinka rzeki spływającym zakwitem sinic ze zbiornika Siemianówka, który powoduje w sezonie letnio-jesiennym jego degradację do wód pozaklasowych,
- jakość wód dopływu rzeki Supraśl w profilu ujściowym, będącej pośrednim odbiornikiem ścieków z aglomeracji białostockiej, ulega stopniowej poprawie; w 2001 roku po raz pierwszy od wielu lat sklasyfikowano ją w III klasie czystości.
- jakość wód rzeki Narew na odcinku od ujścia Horodnianki do ujścia Śliny odpowiada III klasie czystości i nie uległa zasadniczym zmianom w stosunku do badań z 2000 roku,
- rzeka Narew na odcinku poniżej ujścia Śliny do granicy z województwem mazowieckim, prowadziła wody zaliczone do III-klasy czystości, głównie ze względu na stan sanitarny wyrażony wskaźnikiem miana coli typu kałowego,
- nie stwierdzono wpływu na Narew zanieczyszczeń odprowadzanych z Łomży, co wynikało między innymi z bardzo dobrej pracy rozbudowanej i zmodernizowanej miejskiej oczyszczalni ścieków.

Rzeka Supraśl

Rzeka Supraśl o długości 93,8 km i powierzchni zlewni 1844,4 km^2 jest prawobrzeżnym dopływem Narwi. Natomiast głównymi dopływami Supraśli są następujące rzeki: Sokołda, Biała, Słoja, Płoska i Czarna.

Rzeka Supraśl stanowi źródło zaopatrzenia w wodę pitną aglomeracji białostockiej (ujęcie powierzchniowe), jej zlewnia objęta jest pośrednią strefą ochronną.

W 2001 roku rzekę badano na całej długości w ramach monitoringu regionalnego. Trzy punkty pomiarowo-kontrolne zlokalizowano na ważniejszych dopływach w profilach ujściowych (Sokołdzie, Czarnej i Białej) w celu określenia stanu czystości tych wód oraz ich wpływu na rzekę Supraśl. Docelowa klasyfikacja rzeki Supraśl powinna spełniać normatywy:

- II klasy czystości – na odcinku od źródeł do miejscowości Michałowo,
- I klasy czystości – na odcinku od m. Michałowo do ujścia rzeki Białej,
- III klasy czystości – od ujścia rz. Białej do ujścia do Narwi.

Omówienie wyników badań

- ogólny stan czystości rz. Supraśl w porównaniu do roku 2000 uległ poprawie; zwiększył się procent wód w III klasie czystości, ubyło odcinków wód pozaklasowych,
- wody rzeki Supraśl w 2001 roku na długości od źródeł do ujścia rz. Białej nie odpowiadają docelowym klasom czystości wód, określonym w zarządzeniu 18/71 Prezydium WRN w Białymstoku z 27 maja 1971 r.,
- odcinek Supraśli poniżej Michałowa jest zanieczyszczany ściekami z tej miejscowości i wykazuje wody pozaklasowe. Przyczyną zanieczyszczenia jest zła praca oczyszczalni gminnej i osiedlowej. Przeprowadzone kontrole wykazały przekroczenia dopuszczalnych norm odprowadzania ścieków; oczyszczalnia osiedlowa wymaga modernizacji,
- na odcinku poniżej Gródka jakość wód ulega poprawie na skutek zachodzących procesów samooczyszczania, pomimo stwierdzanych podczas kontroli oczyszczalni gminnej w Gródku, trudności w uzyskaniu zadowalającego stopnia oczyszczania ścieków,
- na odcinku od ujścia Sokołdy do ujścia Białej, stan czystości Supraśli w roku 2001 uległ dalszej poprawie i odpowiadał II klasie czystości, podobnie jak w roku 2001,
- badania dopływów w profilach ujściowych: rzeki Sokołdy i Czarnej w 2001 roku (II klasa) nie wykazywały ich negatywnego wpływu na stan czystości rzeki Supraśl,
- jakość wód dopływu – rzeki Białej w 2001 roku w profilu ujściowym, będącej odbiornikiem ścieków z Białegostoku, nie odpowiadała docelowym normom III klasy czystości (podobnie jak w roku 2000), ze względu na pozanormatywne stężenie związków biogennych (fosforanów i fosforu ogólnego),
- wynik badań Supraśli na odcinku poniżej ujścia Białej wykazały, iż po raz pierwszy od wielu lat stan czystości rzeki odpowiadał docelowej III klasie czystości wód.

Rzeka Sokołda

Sokołda jest dopływem Supraśli, będącej źródłem zaopatrzenia w wodę pitną miasta Białegostoku. Stąd jej zlewnia należy do obszaru pośredniej strefy ochronnej ujęcia powierzchniowego zlokalizowanego na rzece Supraśl w Wasilkowie.

Rzeka Sokołda w 2001 roku badana była w 4 profilach pomiarowo-kontrolnych z częstotliwością 1 raz w miesiącu w ramach monitoringu regionalnego.

Zgodnie z zarządzeniem Nr 18/71 Prezydium WRN z dnia 27 maja 1971 roku o docelowej klasyfikacji wód rz. Sokołdy, rzeka zaliczana jest na wybranych odcinkach do:

- I klasy od źródeł do m. Sokółka oraz od ujścia rz. Jałówki do ujścia do rz. Supraśl,
- II klasy od punktu poniżej m. Sokółka do ujścia do rz. Jałówki.

Omówienie wyników badań

- stan czystości rzeki Sokołdy w 2001 roku na całej przebadanej długości nie odpowiadał normatywom docelowej klasyfikacji wód określonej w zarządzeniu 18/71 Prezydium WRN,
- w porównaniu do badań z 1998 roku, ogólny stan czystości uległ znacznemu pogorszeniu, prawie o połowę zmniejszyła się ilość wód w II klasie czystości, wzrosła długość odcinków rzeki w III klasie i wód pozaklasowych,
- wskaźnikami dyskwalifikującymi Sokołdę do wód pozanormatywnch w profilu poniżej Sokółki (w miejscowości Kuryły) były związki biogenne (azotyny, fosforany, fosfor ogólny) oraz wskaźniki biologiczne (saprobowość sestonu i miano coli typu kałowego),
- w profilu ujściowym stan czystości wód rzeki ulega poprawie ze względu na proces samooczyszczania rzeki. Od wielu lat utrzymuje się na tym samym, dobrym poziomie i odpowiada II klasie czystości.

Rzeka Narewka

Narewka wypływa z terytorium Białorusi i jest lewobrzeżnym dopływem Narwi. W górnym biegu rzeka przepływa przez teren Puszczy Białowieskiej, a w zlewni rzeki znajduje się Białowieski Park Narodowy. W roku 2001 badaniami objęty został cały 39,4 kilometrowy odcinek rzeki od granicy państwa do ujścia do rzeki Narew. Badania prowadzono w trzech punktach pomiarowo-kontrolnych w ramach monitoringu regionalnego z częstotliwością raz na miesiąc.

Omówienie wyników badań

- powyżej Białowieży stan czystości rzeki jest dobry, odpowiada II klasie czystości zgodnie z wymogami docelowej klasyfikacji określonej w zarządzeniu 18/71 Prezydium WRN w Białymstoku,
- badania nie wykazały wpływu źródeł zanieczyszczeń w górnym biegu rzeki pochodzącego z terenu Białorusi. Jakość wód tego odcinka nie ulega zmianie od lat,
- jakość wód rzeki na odcinku poniżej Białowieży do ujścia do rzeki Narew odpowiada III klasie czystości i nie spełnia norm docelowej klasyfikacji określonej w zarządzeniu 18/71 Prezydium WRN z 27.V.1971 r., które zalicza rzekę na całej długości do II klasy czystości wód,
- badania wykazały uwidaczniający się negatywny wpływ zanieczyszczeń pochodzących w szczególności z miejscowości Białowieża (wyraźne obniżenie klasyfikacji wód) oraz w mniejszym stopniu z miejscowości Narewka i Lewkowo Stare; przyczyną były przekroczenia dopuszczalnych warunków odprowadzania ścieków z oczyszczalni gminnych w Białowieży i Narewce,
- obniżeniu klasy czystości rzeki Narewki w roku 2001 decydował głównie zły stan sanitarny rzeki wyrażony wskaźnikiem miana coli typu kałowego.

Rzeki Orlanka i Biała

Rzeka Orlanka jest lewobrzeżnym dopływem rzeki Narew o długości 50,3 km. Na 12,2 km do rzeki Orlanki uchodzi rzeka Biała (o długości 31,2 km), która jest największym lewobrzeżnym dopływem przyjmującym ścieki z Bielska Podlaskiego. W 2001 roku w ramach monitoringu regionalnego badaniami stanu czystości objęto całą długość rzeki Orlanki od źródeł do ujścia do rz. Narew oraz rzeki Białej od źródeł do ujścia do rzeki Orlanki.

Zgodnie z zarządzeniem 18/71 WRN z dnia 27 maja 1971 roku docelowe wymagania stanu czystości wód rzek powinny spełniać normatywy:

dla rzeki Orlanki:

- II klasa czystości – odcinek rzeki Orlanki od źródeł do ujścia rzeki Białej,
- III klasa czystości – odcinek poniżej ujścia rzeki Białej do ujścia Orlanki do Narwi,

dla rzeki Białej:

- II klasa czystości – od źródeł do Bielska Podlaskiego,
- III klasy czystości – od Bielska Podlaskiego do ujścia do rzeki Orlanki.

Omówienie wyników badań

- stan czystości rzeki Białej nie odpowiada docelowej klasyfikacji wód określonej w zarządzeniu Nr 18/71 Prezydium WRN w Białymstoku z dn. 27 maja1971 roku na całej swej długości i wykazuje pogorszenie w stosunku do poprzednich lat badawczych (1995 i 1998), gdy odcinek powyżej Bielska Podlaskiego mieścił się w III klasie czystości wód,
- rzeka Orlanka odpowiada normom II klasy czystości wód przewidzianym w zarządzeniu Nr 18/71 jedynie na odcinku o długości 19,15 km (od źródeł do m. Orla),
- stan czystości rzeki Orlanki pogorszył się w porównaniu do poprzednich lat badawczych; zmalał udział wód w II klasie na rzecz wód w III klasie,

Rzeka Jaskranka

Rzeka Jaskranka jest prawobrzeżnym dopływem Narwi o długości 22,2 km. W 2001 roku badana była w sieci monitoringu regionalnego na całej długości w trzech punktach pomiarowo-kontrolnych. Zgodnie z Zarządzeniem nr 18/71 Prezydium WRN z dnia 27.V.1971 r. jakość wód rzeki Jaskranki na całej swej długości powinna odpowiadać II klasie czystości.

Omówienie wyników badań

- rzeka nie prowadziła wód zgodnych z docelową II klasą czystości określoną w zarządzeniu Nr 18/71 z 27 maja 1971 roku Prezydium WRN w Białymstoku,
- w porównaniu z badaniami w poprzednich latach stan czystości rzeki uległ systematycznemu pogorszeniu z notowanej dobrej jakości w 1992 roku (II klasa) do wód III klasowych na całej długości w 2001 roku,
- wskaźnikiem decydującym o wynikowej klasyfikacji we wszystkich przekrojach pomiarowych był azot azotynowy, a w profilu poniżej Knyszyna dodatkowo jeszcze na roczną klasyfikację wpłynęło wyjątkowo wysokie, ponadnormatywne stężenie zawiesiny,
- stan sanitarny rzeki uległ również pogorszeniu w stosunku do lat poprzednich. Tylko w przekroju zlokalizowanym w górnym biegu rzeki (w miejscowości Jaskra) zanotowano nadal dobrą jakość sanitarną wód. W dwóch pozostałych punktach wartości miana coli typu kałowego przyjęły wartości mieszczące się w zakresie określonym dla III klasy czystości.

Rzeka Nereśl

Rzeka Nereśl jest prawobrzeżnym dopływem Narwi, o całkowitej długości 40,4 km. Do Nereśli uchodzi rzeka Targonka stanowiąca odbiornik ścieków mleczarskich i komunalnych z Moniek. W 2001 r. rzekę badano w 2 przekrojach pomiarowo-kontrolnych wraz z dopływem Targonką.

Omówienie wyników badań

- stan czystości rz. Nereśl nie odpowiadał docelowej klasyfikacji wód określonej w zarządzeniu Nr 18/71 z 27 maja 1971 roku Prezydium WRN w Białymstoku,
- Nereśl na całej długości charakteryzowała się wodami III klasy czystości,
- na uwagę zasługuje fakt występowania okresowego wzrostu stężenia chlorofilu „a" na odcinku przyujściowym do Narwi; przyczyna może być związana z zakwitami planktonowymi występującymi w Jeziorze Zygmunta Augusta,
- stan czystości dopływu Targonki nie odpowiadał docelowej II klasie czystości; nadal rzeka jest silnie zanieczyszczona ściekami z Moniek, nie zanotowano jednak wyraźnego pogorszenia wód Nereśli poniżej ujścia Targonki.

Rzeka Nurzec

Całkowita długość rzeki wynosząca 100,2 km i powierzchnia zlewni rzędu 2082,6 km^2 stawiają rzekę w pierwszej grupie największych rzek Makroregionu Północno-Wschodniego i jednocześnie kwalifikują do jednej z większych zlewni dopływów Bugu.

Omówienie wyników badań

- stan czystości Nurca w profilu przyujściowym nie odpowiadał zakładanej, docelowej II klasie czystości wód określonej w zarządzeniu Nr 18/71 z 27 maja 1971 roku Prezydium WRN w Białymstoku,
- jakość wód w profilu ujściowym w 2001 roku uległa pogorszeniu z III klasy do wód pozaklasowych, ze względu na jeden ze wskaźników z grupy biogenów – azot azotynowy, mieszczący się w poprzednich latach w zakresie stężeń III klasy wód; wyniki badań wskazują na wzrost zanieczyszczenia wód ściekami,
- na stan czystości Nurca w profilu ujściowym ma ciągle wpływ niski stopień skanalizowania miejscowości położonych w zlewni rzeki oraz notowane przekroczenia dopuszczalnych ładunków w ściekach oczyszczonych odprowadzanych do rzeki z kontrolowanych obiektów.

Rzeka Skroda

Rzeka Skroda jest lewostronnym dopływem Pisy. Punkt pomiarowy wyznaczono na przyujściowym odcinku rzeki w m. Rudka Skroda na 2,2 km jej biegu. Lokalizacja punktu służy określeniu wpływu Skrody, jako odbiornika silnie zanieczyszczonej Łabny, zasilanej ściekami z nie posiadającego oczyszczalni komunalnej Kolna.

Omówienie wyników badań

- stan czystości przyujściowego odcinka Skrody nie odpowiadał zakładanej, docelowej II klasie czystości wód określonej w zarządzeniu Nr 18/71 z 27 maja 1971 roku Prezydium WRN w Białymstoku,
- w roku 2001 Skroda wprowadzała do Pisy wody nie odpowiadające normom sanitarnym,
- w porównaniu z ostatnimi badaniami przeprowadzonymi w roku 1998 fizykochemiczna jakość wód uległa nieznacznemu pogorszeniu, ze względu na sporadyczne przekroczenia stężeń azotu azotynowego,
- w porównaniu do badań z 1988 roku (n.o.n.) uległ natomiast poprawie stan sanitarny rzeki, wartości miana coli w latach 1998 i 2001 przyjmowały wartości z zakresu III-klasy czystości wód.

Rzeka Kamianka

Kamianka – dopływ Bugu jest niewielką rzeką, wypływającą w kierunku południowo-wschodnim z Wysoczyzny Drohiczyńskiej, mającą swoje źródła w pobliżu miejscowości Czerepy. Całkowita długość rzeki wynosi 27,0 km, powierzchnia zlewni 127,2 km^2.

Głównymi źródłami zanieczyszczeń wód są miejscowości Czartajew i Siemiatycze.

W roku 2001 rzekę kontrolowano na odcinku ujściowym w miejscowości Turna Mała w sieci monitoringu podstawowego. Poboru prób dokonywano z częstotliwością 1 raz w miesiącu.

Omówienie wyników badań

- jakość wód rzeki w profilu ujściowym nie odpowiada normom i nie spełnia wymogów docelowej III klasy czystości przewidzianej w zarządzeniu Nr 18/71 z dnia maja 1971 roku Prezydium WRN w Białymstoku,
- w porównaniu do badań przeprowadzonych w roku 2000, ogólna klasyfikacja rzeki nie uległa zmianie (wody pozaklasowe). Zwiększyła się ilość wskaźników kwalifikujących rzekę w III klasie czystości,
- głównym źródłem degradacji rzeki są w niewystarczającym stopniu oczyszczone ścieki komunalne i przemysłowe z miasta Siemiatycze.

Rzeka Biebrza

Biebrza, jest prawobrzeżnym dopływem Narwi III rzędu leżącym w dorzeczu Wisły. Długość całkowita rzeki wynosi 155,3 km, a powierzchnia zlewni — 7057,4 km^2. Obszar zlewni wchodzi w skład województw: podlaskiego i warmińsko-mazurskiego. Główne dopływy Biebrzy to: Nurka, Niedźwiedzica, Sidra, Kropiwna, Kamienna, Lebiedzianka z Jastrzębianką, Rospuda wraz z Kanałem Augustowskim, Brzozówka, Kopytkówka, Legajegrznia, Biebła, Boberka, Czarna Struga, Ełk, Klimaszewnica, Kosódka, Wissa.

Badania monitoringowe rzeki na odcinku ujściowym wykonywane są corocznie, natomiast całej rzeki prowadzi się w cyklu 3-letnim.

Omówienie wyników badań

- stan czystości Biebrzy, na odcinku przyujściowym, nie odpowiadał zakładanej, docelowej II klasie czystości wód określonej w zarządzeniu Nr 18/71 z 27 maja 1971 roku Prezydium WRN w Białymstoku,
- w ciągu ostatnich pięciu lat (oprócz 1999 roku) o rocznej ocenie przyujściowego odcinka Biebrzy, decydował stan sanitarny rzeki, kwalifikując ją do klasy III,
- w zakresie wskaźników fizykochemicznych, których wartości już od trzech lat nie przekroczyły granic dopuszczalnych dla II klasy czystości można mówić o dobrej jakości wody,
- uzyskane wyniki badań wskazują na wpływ zanieczyszczenia wód ściekami komunalnymi ze źródeł rozproszonych, którymi są w tej części zlewni nieskanalizowane obszary wiejskie.

Rzeka Ełk

Rzeka Ełk jest prawobrzeżnym dopływem Biebrzy IV. Długość całkowita rzeki wynosi 113,6 km, a powierzchnia zlewni wynosi 1524,5 km^2. Rzeka Ełk jest przede wszystkim odbiornikiem ścieków przemysłowych i komunalnych z Ełku, Prostek, Grajewa i innych miejscowości. W 1997 roku zakończono rozruch technologiczny III stopnia oczyszczania ścieków (usuwanie związków biogennych) w oczyszczalni ełckiej (województwo warmińsko-mazurskie), co wpłynęło na znaczne obniżenie ilości związków fosforu w rzece powyżej Grajewa.

Badania monitoringowe rzeki na terenie województwa podlaskiego prowadzone są corocznie.

Omówienie wyników badań

- stan czystości rzeki na terenie woj. podlaskiego od roku 1997 odpowiadał na całej długości III klasie czystości i nie uległ zasadniczym zmianom w ostatnich latach,
- rzeka Ełk ulega wyraźnemu wpływowi ścieków z Grajewa. Poniżej miasta wzrasta zawartość związków biogennych (azotu azotynowego, fosforanów i fosforu ogólnego),
- głównym parametrem decydującym o ogólnej klasyfikacji badanych odcinków rzeki było miano coli typu kałowego, charakteryzujące stan sanitarny wód.

Rzeka Jabłonka

Jabłonka, dopływ lewobrzeżny rzeki Gaci, z którą łącząc się uchodzi do Narwi na 228,4 km jej biegu. Długość rzeki wynosi 29,3 km, a łącznie z przyujściowym odcinkiem Gaci – 38,5 km. Większymi dopływami rzeki są: Prątnik i Dąb.

Rzeka Jabłonka, podobnie jak w latach ubiegłych, badana była w roku 2001 w dwóch punktach pomiarowych: powyżej Zambrowa w Woli Zambrowskiej oraz poniżej wszystkich zrzutów ścieków z miasta, w miejscowości Nagórki.

Omówienie wyników badań

- stan czystości Jabłonki nie odpowiadał zakładanej, docelowej II klasie czystości wód, określonej w zarządzeniu Nr 18/71 z 27 maja 1971 roku Prezydium WRN w Białymstoku,
- Jabłonka powyżej Zambrowa cechowała się niskim stanem sanitarnym wód kwalifikującym się do III klasy czystości. O rocznej, pozanormatywnej klasyfikacji rzeki na tym odcinku zadecydowało wyłącznie stężenie azotu azotynowego,
- wyniki kontroli źródeł zanieczyszczeń zlokalizowanych na terenie Zambrowa wykazują przekroczenia parametrów dopuszczalnych w odprowadzanych ściekach, co jest przyczyną niskiej pozanormatywnej jakości wód,
- niską jakość wody należy również wiązać z nagromadzonymi przez lata osadami rzecznymi, które są teraz wypłukiwane powodując wtórne zanieczyszczenie rzeki, istotne znaczenie ma więc kontynuacja rozbudowy kanalizacji w mieście, szczególnie w części położonej bezpośrednio przy rzece.

Rzeka Gać

Lewobrzeżny dopływ Narwi, badany i analizowany łącznie z rzeką Jabłonką.

Omówienie wyników badań

- stan czystości rzeki Gać nie odpowiadał zakładanej, docelowej II klasie czystości wód określonej w zarządzeniu Nr 18/71 z 27 maja 1971 roku Prezydium WRN w Białymstoku,
- w roku 2001 zanotowano poprawę jakości wód. Po raz pierwszy w ostatnim pięcioleciu żaden wskaźnik nie przekroczył wartości III klasy czystości wód,
- podobnie jak w latach poprzednich o rocznej klasyfikacji zadecydowały związki fosforu i azot azotynowy. Ich stężenia były wyraźnie niższe niż w latach ubiegłych i nie wykraczały poza dopuszczalną klasyfikację,
- notowana jest systematyczna poprawa stanu sanitarnego rzeki; również w roku 2001 wartości wskaźnika miana coli typu kałowego nie wykroczyły poza granice charakterystyczne dla III klasy czystości,
- poprawiająca się systematycznie jakość wód Gaci jest wynikiem obniżenia ładunków zanieczyszczeń odprowadzanych poprzez Jabłonkę z Zambrowa; jest to między innymi efekt dobrej pracy oczyszczalni komunalnej w Zambrowie.

Rzeka Łomżyczka

Rzeka jest III-rzędowym, lewostronnym dopływem Narwi o długości 16,4 km, o powierzchni zlewni równej 74 km^2. Uchodzi do Narwi na 200,8 km jej biegu. Głównym źródłem zanieczyszczenia Łomżyczki na terenie miasta są kolektory odprowadzające wody opadowe z ok. 2/3 terenu Łomży. Ponadto w okresie letnim do rzeki są czasowo odprowadzane ścieki z Przedsiębiorstwa Produkcyjno-Budowlanego „FABET" S.C. w Łomży.

Omówienie wyników badań

- stan czystości Łomżyczki nie odpowiadał zakładanej, docelowej III klasie czystości wód określonej w zarządzeniu Nr 18/71 z 27 maja 1971 roku Prezydium WRN w Białymstoku,
- jakość wód rzeki powyżej Łomży uległa pogorszeniu w stosunku do 2000 roku; stwierdzono pozanormatywne wartości azotu azotynowego i fosforu ogólnego; stan sanitarny wód na tym odcinku nie wykroczył poza granice wyznaczone dla III klasy i można mówić o jego pewnej poprawie,
- przyujściowy odcinek rzeki charakteryzował się w roku 2001 występowaniem deficytów tlenowych, pozanormatywnymi wartościami stężeń zawiesiny oraz wskaźników z grupy biogenów; jakość wód uległa pogorszeniu (w 2000 roku stwierdzono przekroczenia stężeń tylko jednego wskaźnika – azotu azotynowego),
- w celu zminimalizowania zanieczyszczenia wód, konieczne jest zainstalowanie urządzeń oczyszczających w postaci separatorów na kolektorach burzowych mających ujście do rzeki, a w szczególności na kolektorze przy ulicy Piłsudskiego.

Rzeka Pisa

Rzeka Pisa jest prawostronnym dopływem Narwi III-rzędu, leżącym w dorzeczu Wisły. Długość całkowita rzeki wynosi 142,2 km, w tym 50,8 km dolnego odcinka rzeki znajduje się na terenie woj. podlaskiego. Powierzchnia całkowita zlewni rzeki wynosi 4499,8 km^2. Większymi dopływami części zlewni Pisy położonej na terenie woj. podlaskiego jest Skroda wraz z dopływem Łabną. Pisa jest odbiornikiem ścieków komunalnych i przemysłowych z Pisza oraz spływów zanieczyszczeń z terenów wykorzystywanych rolniczo i turystycznie.

Omówienie wyników badań

- stan czystości Pisy nie odpowiadał zakładanej, docelowej II klasie czystości wód określonej w zarządzeniu Nr 18/71 z 27 maj 1971 roku Prezydium WRN w Białymstoku,
- Pisa na całej badanej długości prowadziła wody zaliczone do III klasy czystości, o której decydował stan sanitarny wód,
- na całej badanej długości wody rzeki cechują się dobrą jakością pod względem fizykochemicznym. Żaden z ocenianych parametrów nie osiągnął wartości wykraczającej poza granice II klasy czystości, a większość z nich przeważnie mieściła się w klasie I,

- w stosunku do poprzednich badań z roku 1998 nastąpiły zmiany w klasyfikacji wód, za wyjątkiem odcinka przyujściowego. W przekroju pomiarowym w m. Wincenta notowano wówczas wody pozaklasowe ze względu na przekroczenia BZT_5. W roku 2001 nastąpiła tu zauważalna poprawa jakości fizykochemicznej wody; w punkcie pomiarowym Dobrylas, stwierdzono tylko dwukrotnie w ciągu roku, obniżone do III klasy wartości miana coli typu kałowego.

Rzeka Łabna

Należy do większych dopływów Skrody. Jest dopływem prawostronnym, V-rzędu. Jej długość wynosi 12,7 km, a powierzchnia zlewni równa jest 60,84 km^2. Łabna jest rzeką w całości uregulowaną. Jest ona odbiornikiem ścieków z Kolna – miasta nie posiadającego oczyszczalni ścieków komunalnych.

Omówienie wyników badań

- stan czystości Łabny na odcinku poniżej Kolna nie odpowiadał zakładanej, docelowej III klasie czystości wód określonej w zarządzeniu Nr 18/71 z 27 maja 1971 roku Prezydium WRN w Białymstoku, natomiast górny odcinek oceniony został jako II-klasowy,
- badania wykazują, że jakość wód Łabny pogarsza się drastycznie.

Rzeka Brok

Brok jest prawobrzeżnym, IV-rzędowym dopływem Bugu, do którego uchodzi na 87,4 km biegu, na terenie województwa mazowieckiego. Długość całkowita rzeki wynosi 72,0 km, o powierzchni zlewni 819,8 km^2. Na terenie woj. podlaskiego położona jest górna część zlewni z odcinkiem rzeki o długości 34,5,0 km.

Większymi dopływami rzeki, w większości uregulowanymi są: Brok Mały, Penchratka, Kanał Szumowo-Łątownica, Ciek spod Dąbrowy oraz Siennica.

Głównymi źródłami zanieczyszczeń na terenie woj. podlaskiego są miejscowości Wysokie Mazowieckie, Czyżew i Szepietowo.

Omówienie wyników badań

- stan czystości rzeki Brok nie odpowiadał docelowej III klasie czystości wód określonej w zarządzeniu Nr 18/71 z 27 maja 1971 roku Prezydium WRN w Białymstoku,
- rz. Brok pozostaje nadal rzeką silnie zanieczyszczoną. Przyczyną są: mały przepływ i liczne punktowe oraz obszarowe zrzuty zanieczyszczeń powodujące, że na całej badanej długości rzeka prowadzi wody nie odpowiadające normom jakościowym,
- pomimo funkcjonującej w Wysokiem Mazowieckiem oczyszczalni ścieków, nadal notowane są na odcinku poniżej miasta deficyty tlenowe, wysokie wartości biochemicznego i chemicznego zapotrzebowania tlenu, substancji biogennych oraz wysokie pozanormatywne wartości wskaźników biologicznych, a szczególnie miana coli typu kałowego; wielkość zanieczyszczenia sugeruje, że pięcioma kanałami burzowymi wód deszczowych odprowadzane są również ścieki komunalne z licznych nielegalnych podłączeń z indywidualnych posesji,
- jakość wód pod względem tlenowych wskaźników zanieczyszczeń ulega poprawie wzdłuż biegu rzeki na skutek procesów samooczyszczenia wód.

Rzeka Czarna Hańcza

Rzeka Czarna Hańcza jest lewobrzeżnym dopływem Niemna. Całkowita długość rzeki wynosi 141,7 km, w tym 107,8 km w granicach Polski. Powierzchnia zlewni rzeki na obszarze Polski wynosi 1744 km^2. Główne dopływy Czarnej Hańczy to: Wiatrołuża, Pawłówka, Wierśnianka, Marycha, Kaina, Kanał Augustowski, Maleszówka, Wołkuszanka.

Badania monitoringowe rzeki na odcinku od jeziora Hańcza do jeziora Wigry wykonywane są corocznie, natomiast całej rzeki do połączenia z Kanałem Augustowskim prowadzi się w cyklu kilkuletnim.

Omówienie wyników badań

- na stan czystości Czarnej Hańczy w górnej części badanego odcinka mają wpływ rozproszone i przestrzenne źródła zanieczyszczeń – spływy z pól uprawnych i gospodarstw rolnych,
- klasyfikacja jakości wód rzeki poniżej ujścia ścieków z Suwałk ulega pogorszeniu do wód pozaklasowych ze względu na stan sanitarny rzeki,
- wyniki badań wykazują, iż przeprowadzona modernizacja oczyszczalni ścieków doprowadziła do znacznego obniżenia zawartości związków fosforu i azotu w odprowadzanych ściekach; szczególnie uległy zmniejszeniu, notowane do 1997 roku, pozaklasowe wartości związków fosforu do wartości odpowiadających II klasie czystości w latach 1997-2000.

Rzeka Marycha

Rzeka Marycha, dawniej zwana Sejną, jest lewobrzeżnym dopływem Czarnej Hańczy. Długość całkowita rzeki wynosi 80,8 km, w tym 17,6 km poza granicami Polski, a powierzchnia zlewni w granicach Polski wynosi 409,8 km^2. Rzeka Marycha jest odbiornikiem ścieków przemysłowych i komunalnych z Sejn.

Omówienie wyników badań

- stan czystości Marychy w punkcie granicznym w 2001 roku odpowiadał II klasie czystości ze względu na obniżoną zawartość tlenu rozpuszczonego, podwyższone wartości ChZT i utlenialności oraz miana coli typu kałowego. Jakość wód tego odcinka wynika z charakteru rzeki – cieku typu nizinnego o powolnym nurcie z korytem zarastającym w okresie letnim roślinnością wodną z dużym wpływem zeutrofizowanego jeziora Pomorze, stanowiącego początek odcinka granicznego,
- realizacja oczyszczalni miejskiej w Sejnach spowodowała poprawę stanu czystości rzeki na odcinku poniżej Sejn.

Rzeka Krynka

Rzeka Krynka jest lewobrzeżnym dopływem Świsłoczy. Przepływa przez miejscowość Krynki, przyjmując zanieczyszczenia z zakładów położonych na terenie tej miejscowości. Na terenie Polski znajduje się odcinek rzeki o długości ok. 4,5 km.

Omówienie wyników badań

- stan czystości rzeki w profilu granicznym w 2001 r. nie odpowiadał normom przewidzianym w zarządzeniu 18/71 Prezydium WRN z 27 maja 1971 roku, które przewiduje docelową III klasę czystości na całej długości rzeki,
- kontrola gminnej oczyszczalni ścieków przeprowadzona we wrześniu 2001 roku wykazała prawidłową pracę urządzeń, ładunki zanieczyszczeń odprowadzane z oczyszczalni mieściły się w granicach określonych w pozwoleniu wodno-prawnym,
- badania rzeki Krynki na odcinku powyżej oczyszczalni ścieków wykazały III klasę czystości wód, natomiast poniżej oczyszczalni – wody pozaklasowe ze względu na miano coli typu kałowego,
- zakończono budowę ostatniego etapu kanalizacji sanitarnej w Krynkach, dokonano kolejnych przyłączeń, co spowodowało zasadniczą zmianę w składzie i proporcji ścieków dopływających na oczyszczalnię.

Rzeka Świsłocz

Rzeka Świsłocz jest lewobrzeżnym dopływem Niemna. Jej źródło i ujście znajdują się na terenie Białorusi. Całkowita długość rzeki wynosi 126,2 km. Świsłocz od ujścia rzeki Jałówki (97,8 km) jest rzeką graniczną. W Polsce znajduje się fragment jej lewej części dorzecza. Na wysokości miejscowości Ozierany Małe (64,5 km biegu rzeki) wypływa na teren Białorusi.

Cały odcinek rzeki, w granicach państwa (33,0 km), zaliczony został zgodnie z Zarządzeniem 18/71 do docelowej II klasy czystości wód.

Omówienie wyników badań

- w stosunku do roku 2000 stan czystości rzeki nie uległ zmianie,
- stan czystości rzeki w roku 2001 odpowiada docelowej II klasie czystości wód, przewidzianej w zarządzeniu 18/71 w sprawie planowanego przeznaczenia wód powierzchniowych na terenie województwa białostockiego,
- w roku 2000 nie stwierdzono przypadków awaryjnego zanieczyszczenia wód.

Rzeka Leśna Prawa

Rzeka Leśna Prawa bierze początek (132,7 km) na północ od miasta Hajnówka. Na 105,0 km swego biegu opuszcza granice Polski i uchodzi na 263,7 km do rzeki Bug po stronie Białorusi. Przepływając przez Hajnówkę rzeka przyjmuje ścieki komunalne i przemysłowe z miasta, a następnie wpływa na teren Puszczy Białowieskiej.

Omówienie wyników badań

- w roku 2001 rzeka Leśna w profilu granicznym wykazywała wody pozaklasowe, nie odpowiadające docelowej III klasie czystości (zgodnie z Zarządzeniem 18/71 Prezydium WRN z 27 maja l971 roku),
- w porównaniu do badań przeprowadzonych w 2000 roku, stan czystości rzeki Leśnej w profilu granicznym nie uległ zmianie (również wody pozaklasowe – n.o.n..); zauważono jednak wzrost liczby wskaźników o stężeniach pozaklasowych,
- kontrole przeprowadzone przez WIOŚ w zakładach przemysłowych: Przedsiębiorstwie Wodociągów i Kanalizacji oraz Gryfskand Sp. z.o.o. zlokalizowanych w Hajnówce wykazały przekroczenia dopuszczalnych ładunków zanieczyszczeń w odprowadzanych ściekach. Badania rzeki poniżej ujść ścieków z kontrolowanych zakładów wykazują wody pozaklasowe.

Rzeki Szeszupa i Szelmentka

Rzeka Szeszupa jest lewostronnym dopływem Niemna o długości 297,6 km, z tego 24 km górnego odcinka rzeki znajduje się na terenie Polski. Rzeka jest odbiornikiem niewielkiej ilości ścieków sanitarnych z Rutki-Tartak. W zlewni Szeszupy znajduje się jeden zarejestrowany zrzut zanieczyszczeń kontrolowany przez służby ochrony środowiska z uruchomionej gminnej oczyszczalni ścieków w Rutce-Tartak o przepustowości ok. 150 m^3/d. Ponadto duży wpływ wywierają na rzekę ścieki deszczowe oraz spływy powierzchniowe z terenów uprawnych.

Szelmentka jest prawostronnym dopływem Szeszupy o długości około 24 km. Ujście Szelmentki znajduje się na terenie Litwy, około 2 km od granicy polsko-litewskiej. Szelmentka przepływa w górnym biegu przez dwa duże jeziora rynnowe: Szelment Wielki i Szelment Mały. Rzeka jest potencjalnym odbiornikiem niewielkiej ilości ścieków sanitarnych z Ośrodka Szkoleniowo-Wypoczynkowego „Szelment" w Szelmencie koło Jeleniewa.

Omówienie wyników badań

- stan czystości Szeszupy kształtują głównie rozproszone i przestrzenne źródła zanieczyszczeń – głównie spływy z pól uprawnych oraz gospodarstw rolnych,
- głównym parametrem decydującym o zaliczeniu badanego odcinka rzeki do danej klasy czystości było miano coli typu kałowego obrazujące stan sanitarny wód,
- stan czystości odcinka granicznego Szeszupy odpowiadał II klasie czystości i w porównaniu do 2000 r. nie uległ zmianie,
- stan czystości Szelmentki jest dobry, odpowiada II klasie czystości i nie uległ zasadniczym zmianom w ostatnich latach,
- o jakości wód decydują przede wszystkim rozproszone i przestrzenne źródła zanieczyszczeń – spływy z pól uprawnych oraz gospodarstw rolnych.

Podsumowanie

W celu polepszenia stanu jakości wód rzek województwa podlaskiego należałoby przedsięwzięć następujące działania inwestycyjne:

- w gminie Narew przeprowadzić modernizację istniejącej gminnej oczyszczalni ścieków,
- kontynuować rozbudowę sieci kanalizacyjnej w zlewni rzeki Supraśl, w celu ochrony białostockich ujęć komunalnych,
- w zlewni rzeki Narewka: przeprowadzić modernizację oczyszczalni w Hajnówce i gminie Narewka oraz kontynuować dalszą rozbudowę kanalizacji sanitarnej,
- w gminie Orla (zlewnia rzeki Orlanki) zaprzestano eksploatacji gminnej oczyszczalni, trwa jej modernizacja; przebudowa oczyszczalni polega na zastosowaniu technologii niskoobciążonego osadu czynnego ze stabilizacją tlenową oraz biologiczną nitryfikacją i denitryfikacją. Przepustowość ma zostać zwiększona do 42 m^3/d, z możliwością dalszej rozbudowy do 100 m^3/d,
- przeprowadzić rozdział całej 4500 m kanalizacji na sanitarną i deszczową w Ciechanowcu, ze względu na przeciążenia hydrauliczne oczyszczalni spowodowane w okresie deszczowym spływem wód opadowych wraz ze ściekami kanalizacją ogólnospławną;
- doprowadzić do zakończenia modernizacji przepompowni i komunalnej oczyszczalni ścieków w Siemiatyczach; perspektywicznie planowana jest budowa kolektora przetłaczającego ścieki z miejscowości Czartajew na oczyszczalnię miejską w Siemiatyczach,
- w zlewni rzeki Leśnej Prawej konieczna jest kontynuacja rozbudowy sieci kanalizacyjnej w miastach i gminach wyposażonych w oczyszczalnie ścieków, celem ich właściwego dociążenia i zapewnienia stabilnych warunków pracy, co jest warunkiem koniecznym dla ich efektywnego funkcjonowania,
- w Przedsiębiorstwie Wodociągów i Kanalizacji w Suwałkach prowadzone są prace przygotowawcze do kolejnego etapu modernizacji oczyszczalni, obejmującego przede wszystkim montaż nowego zbiornika na biogaz i instalacji odsiarczania biogazu oraz planuje się rozbudowę sieci kanalizacji sanitarnej miasta,
- zapobiegać awaryjnym zanieczyszczeniom wód.

Literatura

[1] Roczniki statystyczne *Ochrona Środowiska,* GUS, Warszawa 1999, 2000, 2001.
[2] *Stan środowiska województwa podlaskiego*, Biblioteka Monitoringu Środowiska, Białystok 1999.
[3] *Stan środowiska województwa podlaskiego w latach 2000-2001*, Biblioteka Monitoringu Środowiska, Białystok 2002.

EVALUATION OF WATER POLLUTION IN RIVERS OF PODLASKIE VOIVODSHIP

Summary

In the paper charakteristic of water quality in rivers of podlaskie voivodship and main sources of their pollution are presented.

Hanna Labijak

STAN ZAOPATRZENIA W WODĘ I PRZYSZŁE POTRZEBY GMIN OŚCIENNYCH GORZOWA WLKP.

Streszczenie

W referacie przedstawiono fragment pracy wykonanej w ramach programu *Local Government Partnership Program*, mającej na celu wskazanie realnych możliwości równoprawnego dostępu wszystkich mieszkańców wsi do dóbr konsumpcyjnych pierwszej potrzeby, jaką jest bezpieczna woda do picia i na potrzeby gospodarcze. W wytypowanych pięciu gminach otaczających miasto Gorzów Wielkopolski przeprowadzono rozpoznanie stanu zaopatrzenia w wodę, zebrano dane dotyczące istniejących ujęć, stacji uzdatniania oraz rozprzestrzenienia sieci wodociągowej. Oceniono stan techniczny tych obiektów, ustalono niezbędne długości sieci do zlikwidowania deficytu zaopatrzenia w wodę oraz wstępnie oszacowano koszty związane ze scalaniem układu wodociągowego. Przedstawiono uwarunkowania, mające wpływ na podejmowane decyzje o alternatywnym źródle zasilania takiej sieci, czyli z ujęć wewnętrznych gmin lub z sieci zewnętrznej sąsiadującego z gminami wodociągu miejskiego, posiadającego rezerwę dobrej jakościowo wody.

Wstęp

W ostatnich latach łatwo dostrzec nierównowagę w planowaniu gospodarki wodno-ściekowej na terenach rolniczych. Uzyskany priorytet i łatwiejszy dostęp do finansowania, zarówno ze źródeł krajowych, jak i zagranicznych, systemów kanalizacyjnych przesuwa na drugi plan potrzeby doprowadzenia bieżącej wody do wszystkich mieszkańców wsi. Nie są znane przypadki dofinansowania inwestycji wodociągowych, na przykład z Narodowego Funduszu Ochrony Środowiska. Sytuacja obecna zdaje się być dokładnie odwrotna do tej sprzed lat, gdy inwestycje wodociągowe przeważały nad kanalizacją wsi. Rozbudowa sieci kanalizacyjnej i nowe oczyszczalnie ścieków są bezwzględnie potrzebne, ponieważ nieoczyszczone ścieki degradują środowisko wodne, w tym również określony obszar wód europejskich. Jednak opracowanie wspólnego programu dla sieci wodociągowych i kanalizacyjnych jest rozwiązaniem najlepszym dla ochrony środowiska i zgodnym z najnowszymi trendami [5]. W tym przypadku elementem ekologicznym jest bezpośrednio człowiek i jego potrzeby, do których zalicza się czyste środowisko.

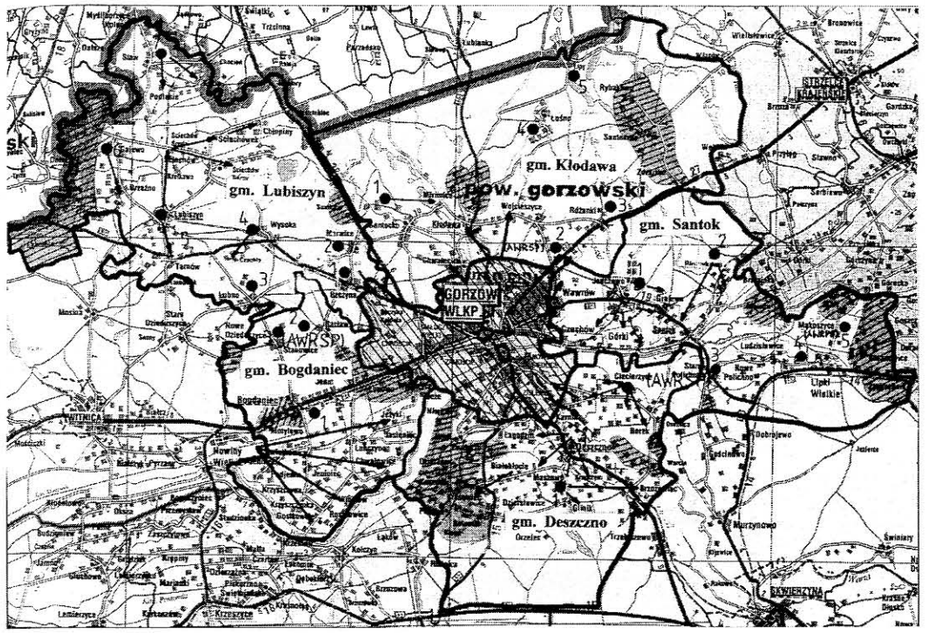
W ramach współpracy z programem amerykańskim Partnerstwo dla Samorządu Terytorialnego LGPP na zlecenie jednej z firm konsultingowych wykonano pracę [1] z aneksem dla gmin ościennych (1999/2000), mającą na celu rozpoznanie i określenie realnych szans wyrównywania poziomu w dziedzinie zaopatrzenia w wodę wszystkich mieszkańców wsi w wytypowanych kilku gminach Polski zachodniej. Zdaniem autorki, poza podwyższaniem komfortu mieszkańców wsi, ważniejszą jest szansa poprawy ich stanu zdrowotnego. Od dawna wskazuje się na złą jakość wody studziennej [2,3] oraz na określony wpływ lokalnych źródeł wody pitnej na ogniskowe występowanie różnych chorób, w tym nowotworowych, np. stwierdzonych w południowej Polsce licznych przypadków białaczki [4]. Od poniesionych kosztów na budowę nowych odcinków sieci wodociągowej od potencjalnych źródeł dobrej wody do miejsc pozbawionych obecnie zdrowej wody, w ostatecznym rachunku można odjąć oszczędności z tytułu kosztów leczenia wielu chorób. Zbiorowe zaopatrzenie w wodę, to również spełnienie podstawowych strategii w dziedzinie ochrony wód poziemnych, aby bez uzasadnionej potrzeby nie budować nowych ujęć wody pitnej w przypadku, gdy nie są w pełni wykorzystywane jej sąsiednie źródła. Nadal, do najtrudniejszych spraw należą negocjacje międzygminne i międzypowiatowe odnośnie udostępniania/sprzedaży swoich dóbr naturalnych i urządzeń technicznych. Przeprowadza się je na bardzo zróżnicowanych warunkach.

I. Sposób rozwiązania problemu

Badaniami objęto 5 gmin województwa lubuskiego, położonych wokół miasta powiatowego Gorzowa Wielkopolskiego, a mianowicie były to gminy: Kłodawa, Santok, Deszczno, Bogdaniec oraz Lubiszyn (rys.1). Do powiatu gorzowskiego należy jeszcze gmina Witnica, nie uwzględniona w analizie. Wspólne korzystanie z jednego ujęcia w gminie Witnica i Bogdaniec, projektowanego jako wodociąg grupowy, jest przykładem korzystnego porozumienia (przekazania), dzięki któremu lepiej wykorzystuje się własny, większy potencjał, świadcząc bezpośrednie usługi dla mieszkańców sąsiadujących gmin. W ramach oceny stanu zaopatrzenia w wodę pozostałych gmin zebrano podstawowe dane dotyczące istniejących ujęć, stacji uzdatniania oraz rozprzestrzenienia sieci wodociągowej. Wskazano na potrzeby modernizacyjne tych obiektów. Na mapie (rysunek 1) zaznaczono ujęcie, miejscowości docelowe, do których dopływa woda oraz obszary potrzeb wodnych.

dr Hanna Labijak, Politechnika Poznańska, Instytut Inżynierii Środowiska

Rysunek 1. Usytuowanie pięciu gmin wokół Gorzowa Wielkopolskiego, ujęcia miejscowości docelowe, do których dopływa woda oraz obszary potrzeb wodnych



Jako podstawę metody dalszego postępowania przyjęto określenie **deficytu zaopatrzenia w wodę**, uwzględniając w pierwszej kolejności całe miejscowości, które są pozbawione wody z wodociągu, a następnie nawet pojedyncze gospodarstwa bez bieżącej wody wodociągowej. Dla małego stopnia rozproszenia gospodarstw w terenie można było zaplanować blisko 100% likwidację tych deficytów. Usankcjonowano fakt, że część wody może również popłynąć do gospodarstw z sąsiedniej gminy lub powiatu. Wymierną wielkością tej analizy były niezbędne długości sieci odniesione do likwidacji określonego deficytu zaopatrzenia w wodę, a następnie wstępny szacunek kosztów związany z łączeniem i rozbudową układu wodociągowego bez potrzeby budowy nowych ujęć.

100% potrzeb – stan obecny = deficyt zaopatrzenia w wodę

Charakterystyka gmin ościennych pod względem zaopatrzenia w wodę

Zebrane dane dotyczące stanu zaopatrzenia w wodę pięciu gmin ościennych miasta Gorzowa Wielkopolskiego przedstawiono w tabeli 1.

Tabela 1. Podstawowe dane o gminach

Gmina	1*	2*	3*	4*	5*
Kłodawa	5350	11	3	11,2	120
Santok	7322	15	3	6,8	100
Deszczno	6956	21	10	25,2	350
Bogdaniec[x)]	6339	21	3	30,5	380
Lubiszyn	6603	21	6	3,9	60
Razem:	32570	89	25	15,7	1000

x) w gminie 2300 osób korzysta z ujęcia, którego właścicielem jest gmina Witnica

Źródło: W kolumnie 1* i 2* zestawiono liczbę mieszkańców, żyjącą w gminie oraz liczbę miejscowości w gminie według stanu na początku 2000 roku [1], w kolumnie 3* i 4* podano aktualną (dla roku 2003) liczbę miejscowości pozbawionych bieżącej wody z sieci wodociągowej oraz procentowy wskaźnik deficytu, wyrażający stosunek liczby mieszkańców pobawionych wody z wodociągu do całkowitej liczby mieszkańców w gminie. Kolumna 5* zawiera przybliżoną liczbę niezbędnych przyłączy.

Sytuacja w poszczególnych gminach jest zróżnicowana. Przy podobnej liczbie mieszkańców i miejscowości w gminach, deficyty w zaopatrzeniu w wodę, mierzone liczbą miejscowości całkowicie pozbawionych wody wynoszą od 3 do 10, natomiast liczbą zagród od 60 do 380. Największym wskaźnikiem deficytu wody, oznaczającym liczbę mieszkańców, nie mających dostępu do bieżącej wody w stosunku do wszystkich mieszkańców w gminie, charakteryzuje się gmina Bogdaniec. Wynosi on obecnie 30,5%, pomimo, że jeszcze dwa lata temu był na poziomie 44,5%, a bez porozumienia z właścicielem ujęcia, byłby jeszcze dużo większy. Obecnie, najmniejszym wskaźnikiem deficytu (3,9%) charakteryzuje się gmina Lubiszyn. Wskaźnik ten dla pięciu gmin wynosi 16,5%. Powyżej wartości

średniej (25,2%) są niedobory w gminie Deszczno. Poniżej średniej (11,2%) są niedobory wody w gminie Kłodawa; jej problemy należą do modelowo rozwiązywanych i jako takie będą stanowić podstawę dalszych analiz.

Szczegółowe charakterystyki stanu zaopatrzenia w wodę, uaktualnione dla roku 2003, zostaną przedstawione przykładowo jedynie dla dwóch gmin, czyli dla gminy Kłodawa oraz dla gminy Lubiszyn, zróżnicowanych pod względem przyszłych potrzeb. W dalszej kolejności, w pracy ustali się przybliżone koszty wariantu zewnętrznego zasilania w dobrą wodę całej gminy, łącznie z problemami likwidacji deficytów wodnych.

Gmina Kłodawa położona jest na północ od miasta Gorzów Wielkopolski (rysunek 1). Łączna liczba mieszkańców gminy wynosi 5 350. W tabeli 2 przedstawiono wykaz miejscowości, obejmujący 10 sołectw i 1 przysiółek ze wskazaniem właściciela ujęcia wody oraz tych miejscowości, które jej nie posiadają, natomiast tabela 3 przedstawia charakterystykę stanu posiadania urządzeń wodociągowych.

Tabela 2. Zestawienie miejscowości w gminie Kłodawa z podziałem na właściciela ujęcia wody

Ujęcia wody			
nazwa miejscowości	gminne	inne	brak sieci
1 – Chwalęcice		+ (PWiK)	
2 – Kłodawa		+ (PWiK)	
3 – Mironice		+	
4 – Santocko	+		
5 – Łośno	+		
6 – Rybakowo			+
7 – Santoczno			+
8 – Zdroisko			+
9 – Wojcieszyce		+ (AWRSP) (PWiK)	
10 – Różanki	+		
11 – Lipy (przysiółek)	+		

Źródło: opracowanie własne.

Gmina Kłodawa posiada 4 własne ujęcia wody, jedno ujęcie jest własnością Agencji Własności Rolnej Skarbu Państwa oraz do trzech miejscowości dopływa woda z sąsiedniego miejskiego wodociągu. Trzy miejscowości: Rybakowo, Santoczno i Zdroisko aktualnie nie mają bieżącej wody (100% deficytu). Od dnia 15 kwietnia 2003 roku jest czynny nowy odwiert, będzie budowana stacja uzdatniania wraz z siecią wodociągową, ale tylko do wsi Zdroisko. Cała inwestycja ma się zakończyć do końca lipca 2003 roku, finansowanie jej w części pokryją środki funduszu europejskiego (SAPARD). W ten sposób w gminie już w przyszłym roku wskaźnik deficytów wodnych spadnie o następne około 4%.

Tabela 3. Aktualny stan zbiorowego zaopatrzenia w wodę gminy Kłodawa

Źródło zaopatrzenia	Ujęcie	Stacja uzdatn.	Sieć	Odbiorca wody	Stan techn.
Wodociąg Santocko nadzorca: WZUWiM w Gorzowie Wlkp.	2 studnie o gł. do 30 m	+)* jakość wody dobra	PCV ∅ 110	Santocko, Mironice	dobry modernizacja w 2001 r.
Wodociąg Wojcieszyce nadzorca: SHR w Wojcieszycach	2 studnie	+ zbiornik retencyjny	tylko1 km sieci	tylko część wsi Wojcieszyce (zakład rolny)	brak danych
Wodociąg Różanki nadzorca: WZUWiM w Gorzowie Wlkp.	2 studnie o gł.32 m; 1 studnia o gł. 80 m	+ jakość wody dobra do roku 2000	rurociągi mieszane ∅ 100, stalowe PCV, a-c	wieś Różanki przysiółek Lipy	dostateczny potrzebna modernizacja stacji i sieci
Wodociąg Łośno nadzorca: gmina Kłodawa	2 studnie	+ jakość wody dobra	PCV ∅110	wieś Łośno	dobry modernizacja w 1992 r.
Zakup, nadzorca: PWiK Gorzów Wlkp.	studnie w Kłodawie (1971r.)	+ jakość wody dobra	azbestowo-cemento-wa ∅100-150	Kłodawa Chwalęcice Wojcieszyce	niedosta-teczny stan starej sieci

+)* oprócz ujęcia istnieje stacja uzdatniania wody

Źródło: opracowanie własne.

Tylko dwa wodociągi wiejskie w Santocku i Łośnie są w dobrym stanie technicznym, wodociąg w Różankach wymaga modernizacji, wodociąg w Wojcieszycach rozbudowy sieci wodociągowej (tabela 3). Do roku 2000 w miejscowościach Kłodawa i Chwalęcice były duże kłopoty z dotarciem wody do większości mieszkańców, pomimo obecności na tym terenie jednego z miejskich ujęć. Istniejąca stara sieć niedostosowana do aktualnych potrzeb oraz zbyt niskie ciśnienie tworzyła duży obszar deficytów. Obecnie, dzięki zewnętrznym źródłom finansowania oraz własnym, zarówno miasta, jak i gminy, sytuacja zmieniła się diametralnie.

Obecne potrzeby gminy:

- całkowity deficyt wody: miejscowości Rybakowo, Santeczno i Zdroiska;

- częściowy brak wody w miejscowościach letniskowych mieszkańców miasta; na terenie wsi Chwalęcice jest ok. 400 działek letniskowych; część studni ma złą wodę i bliskie sąsiedztwo nieszczelnych 400 szamb; w części studni brakuje wody ze względu na niskie pokłady wodonośne powyżej 20 m głębokości;
- przebudowa starej sieci wodociągowej, do której dopływa dobra woda z sieci miejskiej.

Gmina Lubiszyn jest gminą ościenną w stosunku do Gorzowa, leżącą na północnym zachodzie (rysunek 1). W gminie znajduje się 18 sołectw i 3 przysiółki o łącznej liczbie mieszkańców 6 603. Miejscowości, do których aktualnie dopływa lub nie dopływa woda zestawiono w tabeli 4.

Tabela 4. Zestawienie miejscowości w gminie Lubiszyn z podziałem na właściciela ujęcia wody

Ujęcia			
nazwa miejscowości	gminne	inne	brak sieci
1 – Baczyna	+		
2 – Marwice	+		
3 – Smółczyn			+
4 – Wysoka	+		
5 – Czuchla (przys./kolonia)	+		
6 – Lubno	+		
7 – Tarnów	+	W 8 x)	
8 – Lubiszyn	+		
9 – Ściechów	+	W 8	
10 – Ściechówek	+	W 8	
11 – Chłopiny	+	W 8	
12 – Brzeźno	+	W13	
13 – Gajewo	+		
14 – Smoliny (przysiółek)	+	W17	
15 – Podlesie	+	W17	
16 – Kozin	+	W17	
17 – Staw	+		
18 – Buszów			+
19 – Mystki			+
20 – Łąkomin			+
21 –Dzikowo (przysiółek)			+

x) – z Wodociągu w Lubiszynie

Źródło: opracowanie własne.

Lokalizacja ujęć na terenie gminy (rysunek 1) i zaznaczone obszary zasilania (rysunek 2) świadczą o niewysokim stopniu deficytów wodnych. Wszystkie większe miejscowości mają w miarę rozbudowaną sieć wodociągową. Na 21 wsi 16 z nich ma doprowadzoną sieć wodociągową z 7 lokalnych ujęć, których właścicielem jest gmina. Woda nie dociera do czterech małych miejscowości (Smółczyn, Buszów, Mystki, Łąkomin), położonych blisko granicy sąsiednich gmin z sąsiedniego powiatu oraz do jednego z przysiółków. Trzy miejscowości: Dzikowo, Buszów i Mystki mają szanse być w najbliższym czasie podłączone do ujęcia wody w Gajewie. Najmniejsze szanse na bieżącą wodę ma aktualnie wieś Łąkomin. Dla całej gminy preferowanym kierunkiem nie jest budowa nowych ujęć, ale rozbudowa istniejących potencjalnie sieci wodociągowych (tabela 5). Wydaje się, że wydatki na te inwestycje gmina powinna pozyskiwać nie tylko z własnych, skromnych środków, ale również starać się o dotacje z funduszy zewnętrznych, na przykład ze środków PHARE.

Aktualnie w gminie Lubiszyn jest czynnych siedem ujęć, łączna długość sieci wodociągowej wynosiła w 2000 roku 87,9 km, z czego najwięcej było rurociągów z PVC (83,5%). Rurociągów azbestowo-cementowych było 12,7 km, co stanowiło 14,5% długości całej sieci. Żeliwo i stal ocynkowana stanowiły zaledwie 2% udziału. Ilość dostaw wody w ciągu roku oraz liczbę przyłączy, przypisaną do ujęcia wody, a nie do miejscowości, ilustruje tabela 5.

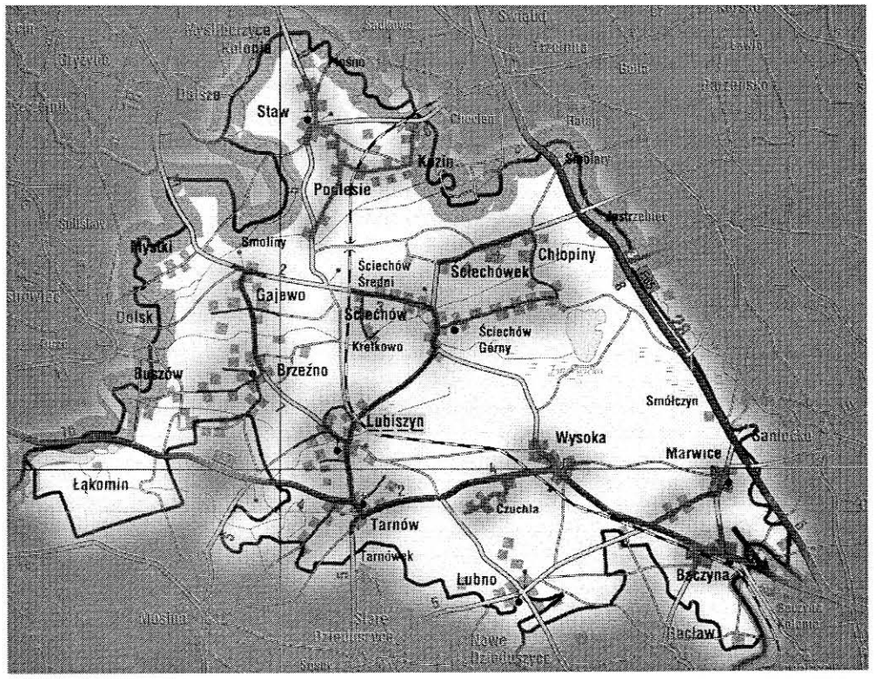
Tabela 5. Zestawienie ujęć, długości sieci oraz dostawy wody w gminie Lubiszyn

Ujęcie	Stan ujęcia i stacji uzdatniania	Długość czynnej sieci[1]) [km]	Ilość dostaw wody [dam^3/rok] [2)]	Liczba przyłączy [szt] budynki	mieszkania
1 – Baczyna	dostateczny	3,5	44,6	67	150
2 – Marwice	dość dobry	6,4	40,0	55	64
3 – Lubno	dobry	3,7	11,5	103	191
4 – Wysoka	dość dobry	4,6	18,0	99	119
5 – Lubiszyn	dość dobry	36,5	88,5	434	509
6 – Gajewo	dobry	12,2	5,2	100	103
7 – Staw	dość dobry	21,0	28,0	136	154
Razem:		87,9	235,8	994	1290

[1]) bez przyłączy [2)] 1 dam^3 = 1 tys. m^3

Źródło: opracowanie własne.

Rysunek 2. Stan istniejący zaopatrzenia w wodę na terenie gminy Lubiszyn

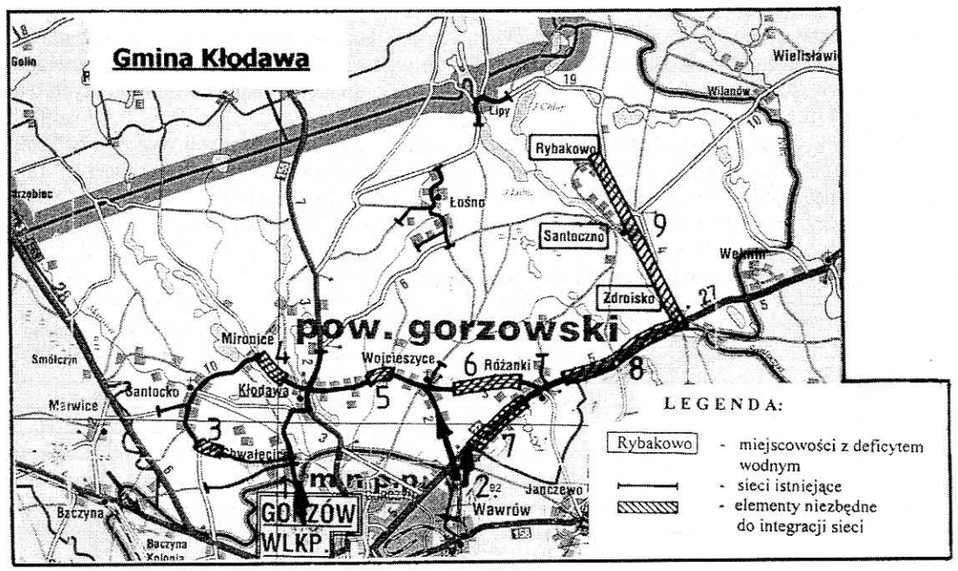


Potrzeby wodne w gminie:

- wymiana złóż na aktywne w stacjach uzdatniania, o ile poprawi to jakość wody,
- rozbudowa sieci wodociągowej,
- renowacja odwiertów lub budowa nowych,
- wymiana pomp na energooszczędne w części odwiertów,
- przebudowa hydroforowni, nowe zestawy hydroforowe.

2. Integracja sieci wewnętrznej na przykładzie gminy Kłodawa

Rysunek 3. Stan istniejący i potrzeby zaspokojenia deficytu wodnego na terenie gminy Kłodawa



Istniejące obecnie na terenie gminy Kłodawa fragmenty sieci wodociągowej, a także planowane elementy sieci uzupełniającej przedstawiono na rysunku 3. Dodatkowo na mapie zostały zaciemnione obszary deficytu wodnego oraz zaproponowano dalszą rozbudowę sieci w celu likwidacji tych niedoborów. W ten sposób powstał zamknięty fragment sieci oraz jego rozbudowana dalsza część. Numery 1 oraz 2 na mapie oznaczają punkty włączenia się sieci gminnej do sieci miejskiej. Miejsca te uwzględniają, zarówno możliwości tranzytu do sąsiednich gmin, jak również własną rozbudowę sieci miejskiej, zgodnie z przyszłym planowanym rozwojem terenów znacznie oddalonych od centrum [5]. Hydrauliczne zagadnienie tego włączenia powinno uwzględniać możliwości obecnych stref ciśnienia w mieście, jak również uwzględniać nowe strefy, związane z nową sytuacją [6]. Na ogół niska zabudowa wsi nie wymaga podwyższania ciśnienia. Jednakże w przypadku gminy Kłodawa sytuacja nie jest typowa, a wynika ona ze znacznego zróżnicowania wysokości terenu. Przy szacunku kosztów integracji sieci, koszty włączenia powinny obciążać obydwie zainteresowane strony, albo tylko obciążać przedsiębiorstwo miejskie, wspomagane przez fundusze rozwojowe dla większych miast, na przykład ISPA.

Dopasowując się do niedoborów wody w gminie Kłodawa zaplanowano półotwarty układ strefowego zasilania. Zamknięcie połączeń: Chwalęcice, Santocko, Mironice, Kłodawa, Wojcieszyce, Różanki i ponowne włączenie do sieci miejskiej w Wawrowie czyni ten układ pierścieniowym, który ma wiele zalet, w tym: jakość wody z pewnego źródła, skrócenie „martwego" czasu przebywania wody w rurociągach, możliwość dalszej rozdudowy sieci do miejscowości z deficytem wodnym.

Połączenie miejscowości Kłodawy z Wojcieszycami zapewni wszystkim mieszkańcom tej ostatniej wsi dostęp do bieżącej wody. W wyniku połączenia Mironic i Santocka woda dotrze do tych miejscowości z dwóch stron, pokrywając zarówno zapotrzebowanie na ilość wody, jak i dostarczając ją pod żądanym ciśnieniem. Miejscowość Różanki, leżąca na trasie do obszarów z deficytem wodnym, może być również zasilana ze wspólnego wodociągu, ponieważ koszty na modernizację własnego ujęcia nie są wcale małe i mogą nie gwarantować najlepszych efektów. Rola obecnych czynnych wodociągów w gminie Kłodawa mogłaby się sprowadzać do zabezpieczania potrzeb awaryjnych, na wypadek katastrof wodociągu miejskiego, jak również do sprzedaży wody w beczkowozach na tereny, do których prawdopodobnie nigdy nie dotrze trasa rurociągu. Wodociągi w Santocku oraz Łośnie mogłyby być przejęte pod nadzór Spółki PWiK jako dobre wodociągi bez potrzeby ich remontowania przynajmniej w ciągu najbliższych lat.

Wybrane realne problemy wodne w gminie, których rozwiązanie umożliwi pełną integrację sieci

Kłodawa – wymagany był rurociąg ∅250 o długości 1800 m do Kłodawy + zestaw hydroforowy dla podwyższenia ciśnienia ze względu na duże różnice w wysokościach rzędnych terenu. Zestaw hydroforowy został zakupiony z funduszu gminnego.

Zasilanie Chwalęcic [pkt 1 na mapie] musiało odbywać się niezależnie od podłączenia z miejscowością Kłodawa, ponieważ znaczna różnica ciśnień mogłaby spowodować nieprawidłową pracę przepompowni wody na stacji w Kłodawie (zamykanie klapy zwrotnej jak przy awarii).

Do bazy letniskowej dla mieszkańców Gorzowa w Chwalęcicach powinna być doprowadzona woda z wodociągu Gorzowskiego przewodem początkowo ∅180 (długość 800 metrów) oraz do Chwalęcic rurociągiem ∅160 o długości 1100 m.

Przygotowanie zbiorczej infrastruktury w sieci miejskiej w celach dalszej rozbudowy i zgodnie z zagospodarowaniem nowych terenów.

Na obszarach wiejskich, gdzie jest położona sieć wodociągowa z rur azbestowo-cementowych powinna być ona wymieniana systematycznie i równolegle z budową nowej kanalizacji grawitacyjno-ciśnieniowej.

Propozycja połączenia istniejących oddzielnych sieci wodociągowych w system centralnego zasilania w wodę:

- wybudowanie nowego rurociągu ∅160 łączącego Kłodawę z Wojcieszycami o długości 900 metrów,
- wybudowanie nowego rurociągu łączącego Kłodawę z Mironicami o dł. 1100 metrów,
- wybudowanie nowego rurociągu do Różanek, alternatywnie:
- z Wojcieszyc ∅160 długość 2500 metrów,
- z Gorzowa ∅200 (180-250) długości 3500 metrów.

Szacunek kosztów scalania układu wodociągowego dla gminy Kłodawa

Podstawowe założenia przyjęte w szacunkowych kosztach włączenia miejscowości najbliższych oraz dalszych w układ wspólnego zasilania wodą ze Spółki PWiK Gorzów Wielkopolski były następujące:

- wodociągi Santocko, Wojcieszyce oraz Łośno są dobre i nie wymagają większych nakładów na remonty urządzeń,
- przyjęte średnice będą w najbliższym czasie (lub już zostały) zweryfikowane niezbędnymi obliczeniami przedprojektowymi,
- gmina włączy się w miarę swoich możliwości w ponoszenie pewnych kosztów, wcześniej zaplanowanych,
- jednostkowe koszty układania rurociągów magistralnych są takie same jak dla układania sieci w mieście, to znaczy będą wykonywane z najlepszych materiałów (PE HD), najwyższej jakości armatura oraz będzie naprawiana nawierzchnia drogi z tej racji, że rurociągi będą na ogół przebiegać wzdłuż głównych ciągów komunikacyjnych,
- połączenia wewnątrz gminy pomiędzy już istniejącymi wodociągami będą wykonywane z nieco tańszych, ale dobrych materiałów, na przykład z nieplastyfikowanego PVC, podobnie jak sieci rozdzielcze,

- wykonawcami prac związanych z układaniem rurociągów wewnątrz gminy powinny być dobre wyspecjalizowane firmy z gminy (tej lub innej), zatrudniające tańszą, niż w mieście siłę roboczą.

Koszt scalenia sieci wewnątrz gminy:

rurociąg wykonany z PVC łączący Kłodawę z Wojcieszycami ∅160 o długości 900 m
900 m × 400 zł/mb = 360 000 zł
cenę jednostkową przyjęto przy założeniu wykonywania robót przez tańszych wykonawców lokalnych
rurociąg wykonany z PVC łączący Kłodawę z Mironicami ∅160 o długości 1100 m
1100 m × 400 zł/mb = 440 000 zł
rurociąg wykonany z PVC łączący Wojcieszyce z Różankami ∅160 o długości 2500 m (wariant a)
2500 m × 400 zł/mb = 1 000 000 zł – nie uwzględniać w przy założeniu wariantu b)
rurociąg wykonany z PE bezpośrednio z Gorzowa z ulicy Walczaka ∅180 o długości 3500 m (wariant b) powinien być brany pod uwagę w kontekście podłączenia Wawrowa i ewentualnie Janczewa w gminie Santok. W kosztach tego odcinka powinna partycypować gmina Santok.
3500 m × 600 zł/mb = 2 100 000 zł
Budowa odcinka jest również konieczna w przypadku decyzji o podłączeniu obszarów z deficytem wodnym: Rybakowo, Santoczno, Zdroisko.

Koszt doprowadzenia wody do miejscowości z deficytem wodnym:
sieć magistralna ∅160 wykonana z PVC o długości 5000 m wzdłuż szosy na Strzelce Krajeńskie oraz 4300 m do Santoczna
5000 m × 450 zł/mb = 2 250 000 zł
4300 m × 400 zł/mb = 1 720 000 zł (droga lokalna)
sieć rozdzielcza ∅110, wykonana z PCV o długości 3000 m z Santoczna do Rybakowa
3000 m × 250 zł/mb = 750 000 zł (wykonawca lokalny)
Razem miejscowości deficytowe: 4 720 000 zł
rurociąg wykonany z PVC łączący Chwalęcice z Santockiem ∅160 o długości 600 m w celu zamknięcia pierścienia
600 m × 400 zł/mb* = 240 000 zł
* wykonawca lokalny

Koszt wymiany rurociągów azbestowo-cementowych w całej gminie:
Długość sieci azbestowo-cementowej według informacji w Gminie Lubiszyn wynosi:
15 km sieci magistralnej i rozdzielczej minus 1,8 km planowanej do wymiany = 13,2 km,
z tego: 4,1 km o średnicy 150 mm oraz 9,1 km o średnicy 100 mm.

Cenę jednostkową wykonania 1 mb rurociągu z PVC o średnicy 110 mm przyjęto najniższą z możliwych z uwagi na: równoczesne wykonywanie najdroższych prac związanych z wykopami przy użyciu sprzętu mechanicznego z wykopami pod przewody kanalizacyjne, wszystkie prace ręczne będą wykonywane przy udziale lokalnej siły roboczej
rurociąg z PCV ϕ 110 o długości 9100 m: 9100 m × 150zł/mb = 1 365 000 zł
rurociąg z PCV ϕ 160 o długości 4100 m: 4100 m × 200 zł/mb = 820 000 zł

Rozbudowa sieci i szacunek kosztów na przykładzie gminy Lubiszyn

Stan istniejący sieci wodociągowej w gminie Lubiszyn przedstawiono na rysunku 2 oraz w tabeli 5. Integrację obecnej sieci z wariantem zasilania zewnętrznego i szacunkowym kosztem jej wykonania przedstawiono w zbiorczej tabeli 6.

Tabela 6. Integracja sieci wewnętrznej w gminie Lubiszyn w kierunku zasilania zewnętrznego

Nr odcinka	Długość odcinka/średnica [m / mm]	Trasa rurociągu	Cena jedn. wykonania [zł/mb]	Wycena w [tys. zł]
1	4200 / 160	Baczyna – Wysoka	270	1 134,0
2	3500 / 110	Wysoka – Tarnów	200	700,0
3	2500/ 110	Lubiszyn – Brzeźno	200	500,0
4	2000 /110	Gajewo – Smoliny	200	400,0
5	2500 /110	Ściechów St. – Gajewo	200	500,0
			Razem:	**3 234,0**

Źródło: opracowanie własne.

Natomiast rozbudowę sieci w różnych jej kierunkach dla zlikwidowania deficytów wodnych we wszystkich miejscowościach oraz szacunek kosztów jej wykonania zestawiono w tabeli 7.

Tabela 7. Rozbudowa sieci wodociągowej w celu likwidacji niedoborów na terenie gminy Lubiszyn

Nr odcinka	Długość odcinka/średnica [m / mm]	Trasa rurociągu	Cena jedn. wykonania [zł/mb]	Wycena w [tys. zł]
6	1400/110	Brzeźno – Buszów	150,0	210,0
7	2100/110	Buszów – Łąkomin	150,0	315,0
8	2500/110	Gajewo – Mystki	150,0	375,0
9	1400/90	Marwice – Smółczyn	100,0	140,0
10	2800/90	Lubno – Kolonia /Czuchla	100,0	280,0
			Razem:	**1 320,0**

Źródło: opracowanie własne.

Z tabeli 7 wynika, że do zlikwidowania znaczącej części (75%) deficytu potrzeba 900 tys. zł, co w przeliczeniu na jedną miejscowość daje koszt rzędu 300 tys. zł, a więc jest on porównywalny z wybudowaniem oddzielnego ujęcia wody dla każdej z tych miejscowości.

W wyniku dalszego podsumowania kosztów okazuje się, że wariant zcalający sieć wodociągową, nawet w tańszym wykonaniu, jest dużo bardziej kosztowny w porównaniu z drugim wariantem zasilania wewnętrznego. Inwestycja zcalania sieci musiałaby uwzględniać dokładny rachunek zysków, biorąc za podstawę dostawy wody do wszystkich mieszkańców wsi. Natomiast w przypadku konieczności modernizacji większości stacji uzdatniania, co może nastąpić w niedalekiej przyszłości, wskutek coraz ostrzejszych wymagań jakościowych, obydwa rodzaje kosztów mogą się zrównoważyć.

Podsumowanie

Dla każdej z pięciu analizowanych gmin występowały w czasie prowadzenia badań w latach 1999 i 2000 oraz dalszych w 2003 roku dość znaczne różnice pod względem wyposażenia gminy w infrastrukturę wodociągową (nie zawsze będącą we własnym posiadaniu), nadzorowaną przez różne podmioty o różnym stopniu dbałości. Znacznie różniły się też podejścia osób zarządzających i odpowiedzialnych za dostawy wody dla mieszkańców wsi. Problemem wspólnym były natomiast bardzo niskie budżety gmin oraz konieczność ustanowienia niewygórowanych opłat za wodę ze względu na przewagę obszarów, w których żyją niezamożni mieszkańcy.

Przeprowadzona w pracy dyskusja ogólnego stanu zaopatrzenia w wodę pięciu gmin ościennych miasta, które dysponuje dostateczną ilością wody, została doprowadzona do następujących stwierdzeń: dla zlikwidowania pełnych lub niepełnych niedoborów wody bardziej opłaca się i lepiej chroni się środowisko rozbudowując istniejącą sieć wodociągową oraz łącząc poszczególne ujęcia w gminie.

Potencjalnym źródłem zasilania tak scalonej sieci mogą być: wewnętrzne, z istniejących ujęć na terenie gminy, zewnętrzne, z sąsiadującego z gminą wodociągu miejskiego, posiadającego rezerwę dobrej jakościowo wody.

Zasilanie wewnętrzne jest możliwe, gdy: stan techniczny ujęć oraz stacji uzdatniania jest dobry, a wymagane prace modernizacyjne nie są zbyt wysokie i zapewnią odpowiednią jakość wody, rozbudowa sieci wodociągowej nie wymaga znacznych nakładów, gmina jest w stanie zapewnić fundusze na rozbudowę.

Zasilanie zewnętrzne jest możliwe, gdy:
- uzyska się zgodę miejscowych władz na przyłączenie lokalnej sieci do sieci zewnętrznej,
- koszty przyłączenia nie przekroczą spodziewanych zysków w przedsiębiorstwie miejskim,
- nie spowoduje to drastycznych zmian w cenie wody, na którą muszą zgodzić się mieszkańcy.

Szczegółowa analiza stanu zaopatrzenia w wodę dwóch gmin ościennych wykazała, że prezentowane gminy mają dwie skrajne sytuacje pod względem zabezpieczenia przyszłych 100% potrzeb wodnych. Gmina Kłodawa, mająca największe problemy z dostawą wody do miejscowości położonych najbliżej sieci miejskiej i po ich rozwiązaniu ma obecnie największe szanse na uzyskanie każdej ilości dobrej wody z sieci miejskiej, ponieważ dotychczasowe zainwestowanie w kierunku tej gminy z udziałem funduszy europejskich SAPARD ze strony miejskiego wodociągu było jednocześnie przygotowaniem się do dalszego rozwoju. Gmina Lubiszyn z kolei ma największą szansę stać się gminą niezależną. Posiada ona największy potencjał własnych ujęć gminnych, dość dobrych technicznie, ale mająca też różne problemy z uzyskaniem obecnie wysokich wymagań jakościowych, stawianych wodzie pitnej i do celów gospodarstw rolnych. Niezbędne środki, potrzebne do zlikwidowania deficytu wodnego, określonego dotarciem wody do wszystkich miejscowości, a także potrzebnych na modernizację stacji uzdatniania, ma szanse uzyskać drogą kredytowania oraz dofinansowania ze środków światowych PHARE. W wyniku narastających problemów z jakością wody, gmina jest skłonna przyjąć wariant z zewnętrznego źródła dostawy wody, o ile uzyska na ten cel odpowiednie fundusze.

Literatura

[1] LGPP/DGA, Przedsiębiorstwo Wodociągów i Kanalizacji Sp.z o.o., *Przegląd Strategiczny*, Poznań, listopad 1999.
[2] H.Labijak, J.Pańczakowa, *Stan sanitarny i techniczny oraz funkcjonowanie lokalnych ujęć wodnych na terenach wiejskich województwa poznańskiego,* Zeszyty Naukowe P.P. Budownictwo Lądowe, Poznań 1990 Nr 32, s.99-110.
[3] H.Sikorska-Tomicka, *Systemy kontroli fizyko-chemicznej wód eksploatowanych małych ujęć wodnych*, w: *Problemy gospodarki wodno-ściekowej w regionach rolniczo-przemysłowych*, Białystok 1989.
[4] J.Aleksandrowicz, K.Janicki, *Pożywienie, woda i sól stołowa w ochronie zdrowia społecznego*, PAN, Kraków 1978.
[5] *Strategia zrównoważonego rozwoju dla miasta Gorzowa Wlkp.*, Urząd Miasta G.W., listopad 1999.
[6] E.W. Mielcarzewicz, *Wpływ strefowania systemów wodociągowych na efektywność ekonomiczną i techniczną gospodarki wodno-ściek*owej, w*: Zag.zaop.w wodę miast i wsi*, t.4, Poznań 1986, s. 81-93.

CONDITION OF WATER SYSTEM SUPPLY AND PROSPECTS FOR DEVELOPMENT FOR COMMUNITIES SURROUNDING THE CITY OF GORZÓW WLKP.

Summary

The report is a part of work completed in frames of the Local Government Partnership Program aiming to prove the actual possibilities of equal access to drinking water and the household use water for all country-dwellers. In five chosen communities surrounding the city of Gorzów Wlkp. the investigation of the water supply condition was carried out and the data concerning the existing water intakes, the water treatment stations and the length of the water supply network were collected. The technical condition of these objects was estimated and the necessary network length was determined in order to eliminate of the water supply deficit. The costs of the water supply system integration were preliminarily estimated. Thę report presents conditions influencing the process of decision-making regarding to the alternative sources of delivery for such a network, eq: internal community intakes or external network of water-supply system of the city neighbouring the community and having reserves of good quality water.

Joanna Dolecka
Maria Orzechowska

ZASOBY WODNE I STAN UWODOCIĄGOWIENIA WSI W WOJEWÓDZTWIE PODLASKIM

Streszczenie

W referacie przedstawione zostaną źródła zaopatrzenia w wodę i aktualny stan zasobów wodnych województwa podlaskiego oraz charakterystyka wiejskich systemów wodociągowych i ocena stopnia zwodociągowania podlaskich wsi.

Wstęp

Wzrost poziomu życia w wiejskich jednostkach osadniczych związany jest nierozerwalnie z rozwojem infrastruktury technicznej, do której między innymi zaliczamy sieci wodociągowe i kanalizacyjne.

Na początku lat dziewięćdziesiątych ponad 58% wiejskich gospodarstw domowych było zaopatrywane w wodę z wodociągów zbiorowych (około 29,5%) i zagrodowych (28,6%), zaś 42% gospodarstw nadal wykorzystywało studnie kopane.

Wyraźne przyspieszenie w procesie wodociągowania polskiej wsi, zmierzające do wyrównania dysproporcji w poziomie warunków życia i pracy na wsi w stosunku do miast, nastąpiło w połowie lat dziewięćdziesiątych. Wtedy bowiem, liczba wiejskich gospodarstw domowych podłączonych do wodociągów zbiorowych wzrosła prawie dwukrotnie.

W chwili obecnej stan wyposażenia wsi w sprawnie działające sieci i nowoczesne urządzenia wodociągowe wynosi ponad 67% i choć uległ znacznej poprawie, nie jest jeszcze w pełni zadowalający. W realnych warunkach za optymalny można by uznać stan, w którym pokrycie siecią wodociągową terenów wiejskich w kraju osiągnęłoby poziom rzędu 85-90%.

W niniejszym referacie przedstawione zostaną źródła zaopatrzenia w wodę i aktualny stan zasobów wodnych na terenach wiejskich oraz charakterystyka wiejskich systemów wodociągowych województwa podlaskiego.

I. Zasoby wodne

Województwo podlaskie leży w północno-wschodniej części Polski i zaliczane jest do regionów o charakterze rolniczo-przemysłowym. W strukturze podziału powierzchni dominują użytki rolne (grunty orne, łąki, pastwiska) oraz rozległe obszary leśne. Województwo zajmuje powierzchnię ok. 20 tys. km^2, z czego ponad 90% stanowią tereny wiejskie, na których podstawową formą własności są prywatne gospodarstwa rolne [1,3].

Podstawowym źródłem zaopatrzenia w wodę ludności województwa są wody podziemne pochodzące z czwartorzędowych i trzeciorzędowych poziomów wodonośnych. Wody te charakteryzują się stosunkowo dobrą jakością, w związku z czym wymagają ochrony ilościowej i jakościowej. Szacunkowe zasoby dyspozycyjne wód podziemnych na obszarze województwa podlaskiego oceniane są na ok. 72390 m^3/h, z czego zatwierdzone w kategorii B eksploatacyjne zasoby komunalnych ujęć wody stanowią 43,2% (31253,7 m^3/h).

Tereny wiejskie województwa, zgodnie z nowym podziałem administracyjnym obejmują 14 powiatów, w skład których wchodzi łącznie 105 gmin. Ujęcia wód podziemnych, działające w oparciu o ponad 540 studni wierconych, występują w 102 gminach.

Gminy Suraż i Jedwabne w całości zaopatrywane są w wodę z komunalnych ujęć miejskich, zaś gminy Supraśl, Wasilków, Dobrzyniewo Kościelne, Augustów oraz Suwałki częściowo z ujęć miejskich w Białymstoku, Augustowie i Suwałkach, a częściowo z ujęć własnych. Jedyną gminą na terenie województwa, która do dziś nie posiada zbiorowego systemu zaopatrzenia w wodę jest gmina Przytuły w powiecie łomżyńskim.

Łączne zatwierdzone zasoby wód podziemnych na terenach wiejskich wynoszą 20927,6 m^3/h, co stanowi 28,9% całkowitych zatwierdzonych zasobów eksploatacyjnych w województwie podlaskim. Zasoby te w poszczególnych gminach są bardzo zróżnicowane, a ich wartości kształtują się w granicach od 15 m^3/h (gmina Wasilków) do 457 m^3/h (gmina Brańsk). Generalnie zaś, wielkości zatwierdzonych zasobów wodnych w 60% gmin wiejskich w województwie

dr inż. Joanna Dolecka, Politechnika Białostocka, Katedra Wodociągów i Kanalizacji; dr inż. Maria Orzechowska, Politechnika Białostocka, Katedra Wodociągów i Kanalizacji

mieszczą się w przedziale 100÷299 m^3/h. W przypadku powiatów największe zasoby eksploatacyjne posiadają powiaty: białostocki – 3666 m^3/h, wysokomazowiecki – 2427,5 m^3/h, sokólski – 2118,5 m^3/h, najmniejsze zaś powiaty: grajewski –551 m^3/h, kolneński – 672,5 m^3/h oraz sejneński – 677 m^3/h [2]. Szczegółowe zestawienie zatwierdzonych w kategorii B zasobów eksploatacyjnych wód podziemnych przedstawiono w tabelach 1,2.

Tabela 1. Zasoby wodne w gminach województwa podlaskiego i stopień ich wykorzystania

Powiat	Gmina	Liczba stacji wodociągowych	Zasoby wód podziemnych (m^3/h)	Pobór wody z ujęć (tys.m^3/rok)	Wykorzystanie zasobów (%)
augustowski	Augustów	5	391,0	338,2	9,8
	Bargłów Kościelny	3	214,0	197,5	10,5
	Lipsk	1	60,0	3,9	0,7
	Nowinka	3	117,0	81,3	7,9
	Płaska	5	186,0	88,0	5,4
	Sztabin	2	118,0	136,1	13,1
białostocki	Choroszcz	3	269,0	125,5	5,3
	Czarna Białostocka	2	227,0	69,5	3,5
	Dobrzyniewo Kościelne	6	409,0	218,8	6,1
	Gródek	4	355,0	252,3	8,1
	Juchnowiec Kościelny	3	256,0	404,7	19,5
	Łapy	4	309,0	271,8	10,0
	Michałowo	4	414,0	222,7	6,1
	Poświętne	2	147,0	185,1	14,3
	Supraśl	1	53,0	-	-
	Suraż	-	wodociąg miejski w Surażu		
	Turośń Kościelna	5	316,0	177,4	6,4
	Tykocin	6	421,0	182,4	4,9
	Wasilków	1	15,0	4,5	3,5
	Zabłudów	3	191,0	98,1	6,2
	Zawady	3	304,0	63,6	2,4
bielski	Bielsk Podlaski	5	415,5	282,6	7,7
	Boćki	1	114,0	69,5	6,9
	Brańsk	4	457,0	256,8	6,4
	Orla	3	328,0	151,2	5,2
	Rudka	1	58,0	44,3	8,7
	Wyszki	3	241,0	189,7	9,0
grajewski	Grajewo	2	97,0	114,2	13,4
	Radziłów	4	235,0	121,7	5,9
	Rajgród	2	63,0	42,4	7,7
	Szczuczyn	2	91,0	63,5	7,9
	Wąsosz	2	65,0	121,1	21,2
hajnowski	Białowieża	1	135,0	161,6	13,6
	Czeremcha	1	98,0	169,7	19,7
	Czyże	3	275,0	64,5	2,7
	Dubicze Cerkiewne	2	241,0	82,6	3,9
	Hajnówka	2	183,0	70,2	4,4
	Kleszczele	1	56,0	13,5	2,7
	Narew	2	142,5	101,7	8,1
	Narewka	4	202,5	87,2	4,9
kolneński	Grabowo	2	130,0	63,5	5,6
	Kolno	4	250,5	123,8	5,6
	Mały Płock	2	154,0	53,3	3,9
	Stawiski	2	101,0	34,1	3,8
łomżyński	Jedwabne	-	wodociąg miejski w Jedwabnem		
	Łomża	8	397,9	344,3	9,9
	Miastkowo	2	95,0	95,6	11,5
	Nowogród	1	68,0	49,8	8,3
	Piątnica	4	293,0	411,5	16,0
	Przytuły	-	-	-	-
	Śniadowo	2	70,0	103,7	16,7
	Wizna	2	186,0	120,6	7,4
	Zbójna	1	51,0	50,7	11,3
moniecki	Goniądz	4	327,0	99,4	3,5
	Jasionówka	4	130,3	68,2	5,9
	Jaświły	3	205,6	163,5	9,0
	Knyszyn	1	118,0	-	-
	Krypno	3	267,0	146,7	6,2
	Mońki	5	306,1	109,4	4,1
	Trzcianne	2	119,0	84,5	8,1
sejneński	Giby	1	128,0	66,0	5,9
	Krasnopol	1	125,0	106,8	9,7
	Puńsk	2	170,0	271,0	18,1
	Sejny	3	254,0	126,2	5,7
siemiatycki	Drohiczyn	1	123,0	224,1	20,7
	Dziadkowice	3	241,0	11,9	5,3
	Grodzisk	2	192,0	129,8	7,7
	Mielnik	1	168,1	47,9	3,2
	Milejczyce	1	171,5	36,1	2,4
	Nurzec Stacja	4	276,2	104,9	4,3
	Perlejewo	2	195,0	82,2	5,7
	Siemiatycze	3	203,0	179,1	10,0
sokólski	Dąbrowa Białostocka	5	361,5	143,0	4,5
	Janów	2	141,6	104,0	8,4
	Korycin	3	161,5	106,9	7,5
	Krynki	2	115,0	109,6	10,8
	Kuźnica	2	119,0	58,2	5,6
	Nowy Dwór	4	240,0	61,6	2,9
	Sidra	2	115,8	65,2	6,4
	Sokółka	4	362,1	44,4	1,4
	Suchowola	4	262,0	101,8	4,4
	Szudziałowo	3	240,0	62,8	3,0
suwalski	Bakałarzewo	1	90,0	130,9	16,6
	Filipów	6	312,0	138,2	5,0
	Jeleniewo	4	206,0	215,1	11,9
	Przerośl	3	233,0	179,5	8,8
	Raczki	3	182,0	161,4	10,0
	Rutka-Tartak	1	60,0	102,1	19,4
	Suwałki	6	166,0	192,6	13,2
	Szypliszki	3	262,0	187,0	8,1
	Wiżajny	3	178,0	89,6	5,7
wysokomazowiecki	Ciechanowiec	2	125,6	73,7	6,7
	Czyżew-Osada	2	185,0	196,0	12,1
	Klukowo	3	187,1	157,6	9,6
	Kobylin-Borzymy	4	312,4	221,9	8,1
	Kulesze Kościelne	2	167,0	130,3	8,9
	Nowe Piekuty	2	194,0	159,6	9,4
	Sokoły	7	446,9	249,3	6,4
	Szepietowo	6	456,5	369,0	9,2
	Wysokie Mazowieckie	4	353,0	465,1	15,0
zambrowski	Kołaki Koscielne	3	222,3	250,0	12,8
	Rutki	3	187,0	124,0	7,5
	Szumowo	6	386,0	386,6	11,4
	Zambrów	2	94,6	57,3	6,9

Źródło: opracowanie własne.

Tabela 2. Zatwierdzone zasoby wodne i stan zwodociągowania terenów wiejskich województwa podlaskiego (2000)

Lp.	Tereny wiejskie	Zasoby wodne m^3/h	Pobór wody tys.m^3/rok	Ilość stacji wodociągowych	% zwodociągowanych wsi	Długość sieci wodociągowej km	% ludności korzystającej z sieci wodociągowej
1.	Powiat augustowski	1086,0	845,0	19	59,6	604,6	54,6
2.	Powiat białostocki	3666,0	2276,4	47	63,6	972,7	63,0
3.	Powiat bielski	1613,5	1003,1	17	89,0	531,6	70,0
4.	Powiat grajewski	551,0	462,5	12	45,2	196,6	42,6
5.	Powiat hajnowski	1333,0	751,0	16	80,6	482,1	70,2
6.	Powiat kolneński	672,5	274,7	11	25,6	118,2	25,2
7.	Powiat łomżyński	1160,9	1176,2	20	58,4	510,7	56,8
8.	Powiat moniecki	1473,0	671,7	22	64,6	425,0	51,7
9.	Powiat sejneński	677,0	570,0	7	59,6	387,2	54,0
10.	Powiat siemiatycki	1569,8	916,0	17	81,7	581,4	60,3
11.	Powiat sokólski	2118,5	857,5	31	63,0	691,2	46,2
12.	Powiat suwalski	1689,0	1396,4	30	76,9	825,4	65,0
13.	Powiat wysokomazowiecki	2427,5	2022,5	32	97,3	791,5	76,7
14.	Powiat zambrowski	889,9	817,9	14	85,8	386,0	80,5
Ogółem		20927,6	14032,3	295	70,4	7504,2	60,0

Źródło: opracowanie własne.

2. Pobór wody z ujęć

Podstawowymi elementami wiejskich systemów wodociągowych są najczęściej jedno- lub dwustopniowe stacje wodociągowe z tradycyjnymi urządzeniami hydroforowymi, które zazwyczaj współpracują z jedną lub dwoma studniami wierconymi. Na terenach wiejskich województwa podlaskiego woda podziemna ujmowana jest przez 541 studni głębinowych, zaś jej uzdatnianie odbywa się w 295 stacjach wodociągowych. Stosowane powszechnie rozwiązania układu stacji wynikają z przyjętej technologii uzdatniania wody i obejmują takie procesy, jak: odżelazianie i odmanganianie lub napowietrzanie, odżelazianie, odmanganianie.

Ilość wody podziemnej pobranej z ujęć na potrzeby gospodarki i ludności województwa wyniosła w 2000 roku 48170,1 tys.m^3/rok, co stanowiło 17,6% zatwierdzonych zasobów eksploatacyjnych. Struktura poboru wody w województwie kształtowała się następująco: potrzeby przemysłu i zakładów produkcyjnych – 17,5%, potrzeby rolnictwa, leśnictwa i hodowlanych stawów rybnych – 21,7% oraz pobór przez wodociągi zbiorowe – 60,8%.

Na terenach wiejskich rejestrowane w 2000 roku pobory wody podziemnej wyniosły 13985,1 tys.m^3/rok, co stanowiło 29% ogólnej ujmowanej ilości wody w województwie i 7,6% zatwierdzonych zasobów eksploatacyjnych. Potrzeby wodne w poszczególnych gminach są bardzo zróżnicowane, a ich wartości kształtowały się w granicach od 3,9 tys.m^3/r (gmina Lipsk) do 465,1tys.m^3/r (gmina Wysokie Mazowieckie). Największe wykorzystanie zatwierdzonych zasobów wodnych przy średnich wartościach poborów wody zaobserwowano w gminie Wąsosz – 21,2%, najmniejsze zaś, wynoszące jedynie 0,7%, w gminie Lipsk.

W odniesieniu do powiatów największe pobory wody zarejestrowano w powiatach białostockim – 2276,4 tys. m^3/r i wysokomazowieckim – 2022,5 tys. m^3/r, najmniejsze natomiast w powiatach kolneńskim – 274,7 tys. m^3/r i grajewskim – 462,5 tys.m^3/r [2]. Zestawienie poborów wody w poszczególnych gminach i powiatach województwa podlaskiego przedstawiono w tabelach 1, 2.

3. Uwodociągowienie terenów wiejskich

W województwie podlaskim zbiorowym systemem zaopatrzenia w wodę w 2000 roku objęte były 104 gminy wiejskie (gmina Przytuły w powiecie łomżyńskim jako jedyna nie została zwodociągowana). Całkowita długość sieci wodociągowej w województwie wyniosła 8904,5 km, z czego 7504,2 km to sieć obsługująca tereny wiejskie. Wyraźne przyspieszenie w procesie wodociągowania podlaskich wsi nastąpiło pod koniec lat dziewięćdziesiątych. Wtedy bowiem, przyrost długości sieci wodociągowej na terenach wiejskich wyniósł ponad 1030 km, co stanowiło ok. 16% całkowitej długości istniejącej sieci [1,2]. Najintensywniej przebiegało wodociągowanie wsi w gminach Trzcianne, Radziłów, Giby, Mielnik, Wyszki i Śniadowo, gdzie przyrost długości sieci był rzędu od 22 do około 40 km. Najdłuższą w chwili obecnej sieć wodociągową w województwie posiada gmina Bargłów Kościelny – 205,7 km, najkrótszą zaś gmina Lipsk, jedynie 2,1 km.

W odniesieniu do powiatów rozbieżności dotyczące długości sieci wodociągowych nie są aż tak znaczne, jak w przypadku poszczególnych gmin, niemniej zróżnicowanie jest wyraźnie widoczne. Największe długości sieci występują w powiatach białostockim –972,7 km, suwalskim – 825,4 km i wysokomazowieckim – 791,5 km, najmniejsze w powiatach kolneńskim – 118,2 km oraz grajewskim – 196,6 km.

Uwodociągowienie wsi w województwie podlaskim, czyli procent wsi wyposażonych w zbiorowe systemy zaopatrzenia w wodę jest bardzo zróżnicowany, a jego wartości kształtują się w granicach od 3,7% (gmina Lipsk) do 100%, przy średnim wskaźniku wojewódzkim wynoszącym 70, 4%. Najwyższe wskaźniki zwodociągowania wsi (100%) posiadają 22 gminy w województwie, czyli ok. 21% wszystkich gmin, zaś w około 8% gmin uwodociągowienie nie przekracza 20%.

Zwodociagowanie podlaskich wsi nie jest zbieżne z zaopatrzeniem w wodę gospodarstw wiejskich, czyli procentem ludności korzystającej z sieci wodociągowych. Średnio na terenach wiejskich w województwie do istniejących sieci wodociągowych podłączonych jest około 60% gospodarstw, podczas gdy wskaźnik krajowy korzystających z sieci wodociągowej szacowany jest na poziomie około 67,5%.

W przypadku powiatów największe uwodociągowienie wsi występuje w powiatach wysokomazowieckim – 97,3%, bielskim – 89% i zambrowskim – 85,8%, najniższe zaś w powiatach kolneńskim – 25,6% oraz grajewskim – 45,2%. Odsetek gospodarstw wiejskich korzystających ze zbiorowego systemu zaopatrzenia w wodę kształtuje się w granicach od 25,2%÷42,6% (powiat kolneński, grajewski) do 76,7%÷80,5% (powiat wysokomazowiecki, zambrowski) [2].

Stan zwodociągowania w poszczególnych gminach i powiatach województwa podlaskiego oraz długości sieci wodociągowej przedstawiono w tabelach 2,3.

Tabela 3. Stan uwodociągowienia gmin województwa podlaskiego (2000)

Powiat	Gmina	Długość sieci wodociągowej (km)	Szacunkowy % korzystających z sieci	Zwodociągowanie wsi (%)
augustowski	Augustów	200,3	67,4	94,6
	Bargłów Kościelny	205,7	72,4	79,4
	Lipsk	2,1	9,2	3,7
	Nowinka	49,0	46,8	55,5
	Płaska	73,9	89,2	81,3
	Sztabin	73,6	43,4	46,2
białostocki	Choroszcz	99,7	55,2	82,1
	Czarna Białostocka	54,9	75,7	88,2
	Dobrzyniewo Kościelne	105,3	75,0	92,6
	Gródek	46,4	47,0	30,8
	Juchnowiec Kościelny	119,9	85,2	90,2
	Łapy	66,3	89,8	92,0
	Michałowo	63,5	44,7	25,5
	Poświętne	78,6	93,4	100,0
	Supraśl	38,9	67,2	46,7
	Suraż	26,4	76,8	100,0
	Turośń Kościelna	103,6	85,0	100,0
	Tykocin	70,5	60,0	69,0
	Wasilków	34,6	70,0	84,6
	Zabłudów	55,9	33,8	26,5
	Zawady	8,2	21,9	17,9
bielski	Bielsk Podlaski	160,3	68,8	89,8
	Boćki	68,4	46,9	70,0
	Brańsk	134,2	68,6	100,0
	Orla	39,0	73,2	100,0
	Rudka	22,7	80,8	100,0
	Wyszki	107,0	61,7	89,1
grajewski	Grajewo	73,3	39,5	50,0
	Radziłów	53,9	59,3	62,5
	Rajgród	10,4	7,6	24,1
	Szczuczyn	25,1	36,6	38,0
	Wąsosz	33,9	60,8	47,1
hajnowski	Białowieża	27,6	96,6	100,0
	Czeremcha	62,2	77,0	60,0
	Czyże	59,6	63,4	94,4
	Dubicze Cerkiewne	67,4	90,7	100,0
	Hajnówka	99,5	72,0	100,0
	Kleszczele	40,6	82,0	85,7
	Narew	51,1	46,7	46,3
	Narewka	74,1	62,7	100,0
kolneński	Grabowo	13,5	24,8	17,6
	Kolno	60,9	36,0	22,7
	Mały Płock	17,0	16,5	30,8
	Stawiski	23,2	32,0	45,7

Powiat	Gmina	Długość sieci wodociągowej (km)	Szacunkowy % korzystających z sieci	Zwodociągowanie wsi (%)
łomżyński	Jedwabne	16,1	17,5	12,8
	Łomża	135,3	94,2	100,0
	Miastkowo	46,5	45,2	56,5
	Nowogród	27,3	67,5	66,7
	Piątnica	130,8	76,0	91,1
	Przytuły	-	-	-
	Śniadowo	109,8	65,9	95,3
	Wizna	19,2	28,2	25,0
	Zbójna	25,7	30,3	15,8
moniecki	Goniądz	52,0	52,6	67,7
	Jasionówka	40,3	47,8	83,3
	Jaświły	87,7	52,1	95,2
	Knyszyn	40,8	51,3	92,9
	Krypno	79,8	74,9	93,3
	Mońki	71,7	40,3	82,5
	Trzcianne	53,3	52,2	68,2
sejneński	Giby	68,3	62,4	62,1
	Krasnopol	36,0	30,8	13,5
	Puńsk	161,8	84,1	93,9
	Sejny	121,1	42,0	68,8
siemiatycki	Drohiczyn	98,6	74,6	94,6
	Dziadkowice	70,9	73,4	100,0
	Grodzisk	104,0	67,3	93,5
	Mielnik	58,9	67,5	76,5
	Milejczyce	29,8	46,3	55,6
	Nurzec Stacja	62,0	47,7	67,7
	Perlejewo	42,5	53,4	60,6
	Siemiatycze	114,7	63,4	93,5
sokólski	Dąbrowa Białostocka	142,5	54,2	87,8
	Janów	89,6	52,0	87,9
	Korycin	89,0	77,8	100,0
	Krynki	20,2	56,5	12,5
	Kuźnica	31,6	33,9	23,3
	Nowy Dwór	73,1	61,0	73,3
	Sidra	37,0	31,7	55,6
	Sokółka	56,1	37,0	49,0
	Suchowola	117,7	61,2	88,1
	Szudziałowo	34,4	31,9	35,1
suwalski	Bakałarzewo	106,3	60,6	78,1
	Filipów	85,3	57,3	69,2
	Jeleniewo	126,8	87,5	93,9
	Przerośl	76,3	66,5	91,7
	Raczki	120,8	57,2	77,1
	Rutka-Tartak	75,1	79,1	91,7
	Suwałki	104,5	70,8	66,7
	Szypliszki	58,4	57,9	65,3
	Wiżajny	71,9	62,3	75,0
wysokomazowiecki	Ciechanowiec	44,3	45,3	65,7
	Czyżew-Osada	122,9	74,1	100,0
	Klukowo	76,7	85,0	100,0
	Kobylin-Borzymy	79,4	84,4	100,0
	Kulesze Kościelne	69,0	86,7	100,0
	Nowe Piekuty	65,7	85,0	100,0
	Sokoły	100,1	88,6	100,0
	Szepietowo	110,0	73,8	100,0
	Wysokie Mazowieckie	123,4	98,5	98,1
zambrowski	Kołaki Koscielne	53,0	85,4	100,0
	Rutki	67,9	57,7	58,7
	Szumowo	89,8	91,8	80,0
	Zambrów	175,3	92,0	100,0

Źródło: opracowanie własne.

Podsumowanie

Województwo podlaskie zaliczane jest do regionów o charakterze rolniczo-przemysłowym. Zajmuje obszar 20180 km^2 i szóste miejsce pod względem powierzchni wśród województw. Ponad 90% powierzchni województwa stanowią tereny wiejskie, na których dominującą formą własności są prywatne gospodarstwa rolne.

Podstawowym źródłem zaopatrzenia w wodę ludności województwa są wody podziemne o stosunkowo dobrej jakości, pochodzące z czwartorzędowych i trzeciorzędowych pokładów wodonośnych. Łączne zatwierdzone w kategorii B zasoby eksploatacyjne wód podziemnych na terenach wiejskich wynoszą 20927,6 m^3/h, zaś ich wykorzystanie w przeważającej liczbie gmin (75% gmin), jest niewielkie i nie przekracza 10%.

Bardzo zróżnicowanie kształtują się również pobory wody z ujęć w poszczególnych gminach; od 3,9 tys.m^3/rok w gminie Lipsk do 465,1 tys.m^3/rok w gminie Wysokie Mazowieckie. Większość eksploatowanych na terenach wiejskich ujęć wód podziemnych posiada znaczne rezerwy zasobów wodnych i w najbliższym czasie, nawet przy dużym tempie rozwoju wiejskich systemów zaopatrzenia w wodę, będą w stanie zapewnić pokrycie potrzeb wodnych.

Zbiorowym systemem zaopatrzenia w wodę w województwie podlaskim objęto na koniec 2000 roku 104 gminy wiejskie, w których całkowita długość istniejącej sieci wodociągowej wyniosła 7504,2 km. Średni wskaźnik zwodociągowania terenów wiejskich w województwie wynosi 70,4%, co może sugerować, że ogólny stan zaopatrzenia w wodę podlaskich wsi nie jest najgorszy. Niestety w odniesieniu do poszczególnych gmin ich stan uwodociągowienia jest bardzo zróżnicowany i pozostawia jeszcze wiele do życzenia. Przeciętne wskaźniki zwodociągowania wahają się bowiem w granicach od 3,7% do 100% wsi. Najwyższe wskaźniki posiadają zaledwie 22 gminy wiejskie, czyli około 21% ogólnej ilości gmin w województwie, zaś w około 8% gmin wskaźnik uwodociągowienia nie przekracza 20% wsi. W województwie podlaskim na terenach wiejskich do istniejących sieci wodociągowych podłączonych jest średnio około 60% gospodarstw, co w porównaniu ze średnią w kraju ilością korzystających z sieci wodociągowej jest wielkością aż o 17,5% niższą. Najwyższe uwodociągowienie wsi na Podlasiu występuje w gminach powiatu bielskiego, wysokomazowieckiego i zambrowskiego, najniższe zaś w powiatach kolneńskim i grajewskim.

Literatura

[1] *Ochrona środowiska 2001. Informacje i opracowanie statystyczne*, GUS, Warszawa 2001.

[2] *Plan zagospodarowania przestrzennego województwa podlaskiego. Uwarunkowania zewnętrzne i wewnętrzne zagospodarowania*, Białystok 2001.

[3] *Studium diagnostyczne obszaru funkcjonalnego Zielone Płuca Polski*, cz. 1, *Środowisko przyrodnicze, infrastruktura techniczna*, Białystok 2000.

WATER RESOURCES AND WATER SUPPLY STATE IN THE COUNTRIES OF THE PODLASKIE VOIVODSHIP

Summary

The article presents the present water resources state and characteristic of rural waterworks in the podlaskie voivodship and evaluation of water supply systems in the countries.

Referat powstał w ramach pracy statutowej S/IIŚ/24/01 realizowanej w Katedrze Wodociągów i Kanalizacji.

Elwira Tomczak

JAKOŚĆ WÓD WODOCIĄGOWYCH I GRUNTOWYCH W GMINIE WIDAWA

Streszczenie

W trosce o zdrowie użytkowników ważne jest określenie jakości wody przeznaczonej do bezpośredniej konsumpcji pochodzącej ze studni. cembrowanych i głębinowych. W ramach profilaktyki od 1999 roku na terenach wiejskich województwa łódzkiego prowadzone są badania jakości wody, które mają charakter kontrolno-edukacyjny z uwzględnieniem aspektu zdrowotnego. W celu porównania jakości wody konsumpcyjnej pochodzącej z różnych źródeł wytypowano w 2001 roku obszar rolniczy - gminę Widawa. Dokonano okresowego poboru wody z wytypowanych kilkunastu studni cembrowanych (woda gruntowa), reprezentujących 12 wsi oraz lokalnego wodociągu (woda głębinowa) zaopatrującego region w wodę pitną. W ramach badań określano własności organoleptyczne i fizyko chemiczne pobranych próbek wody między innymi zawartość azotanów, azotynów, chromu, siarczanów, manganu, żelaza, chlorków, tlenu rozpuszczonego.

Wstęp

Zasadniczym czynnikiem, decydują o przydatności wody naturalnej do określonego celu jest jej jakość. Na szczególną uwagę zasługuje woda przeznaczona bezpośrednio do celów konsumpcyjnych. Eksploatowane ujęcia wody powinny dostarczać użytkownikom wodę dobrej i bardzo dobrej jakości. W rzeczywistości niejednokrotnie zdarza się, że jest inaczej. Woda o stopniu zanieczyszczenia przekraczającym dopuszczalne normy wpływa niekorzystnie na organizm ludzki. Niektóre z niepożądanych składników mogą odkładać się w tkankach, powodując różne schorzenia. Ważnym dla konsumenta jest również zachowanie cech organoleptycznych dostarczanej wody do picia Niekiedy trudno jest określić charakter przyczynowo-skutkowy, gdyż działanie szkodliwych składników jest powolne i dopiero długa i ciągła ekspozycja prowadzi do ciężkich schorzeń [1,2].

W większych i mniejszych aglomeracjach miejskich problem jakości wody jest rozwiązywany na drodze monitoringu prowadzonego przez wyspecjalizowane jednostki organizacyjne. Natomiast użytkownicy własnych, przydomowych studni sami zwykle określają jakość wody do picia na podstawie subiektywnych odczuć, najczęściej smakowych i zapachowych, bez profesjonalnej kontroli sanitarnej. W ramach profilaktyki podjęto się na terenie województwa łódzkiego w ciągu najbliższych lat prowadzenia badań jakości wody, które mają mieć charakter kontrolno-edukacyjny z uwzględnieniem aspektu zdrowotnego. Pierwsze kontrolne pobrania wody z przydomowych studni gospodarczych zostały przeprowadzone w 1999 roku i są kontynuowane w latach następnych, szczególnie na tych terenach gdzie rolnicy podchodzą jeszcze nieufnie do prowadzenia lokalnych wodociągów wiejskich, mając na uwadze między innymi aspekt ekonomiczny przedsięwzięcia.

I. Charakterystyka regionu badań

Widawa, niegdyś jedno z najstarszych miast województwa sieradzkiego, jest obecnie siedzibą gminy w powiecie łaskim. Gmina Widawa leży w południowo-zachodniej części województwa łódzkiego. Obecnie w niej zamieszkuje 8600 mieszkańców (w Widawie 1,3 tys.). Gmina obejmuje obszar 17,5 tys. ha. Są to przede wszystkim obszary rolnicze. Ludność zajmuje się głównie uprawą zbóż, hodowlą bydła i trzody chlewnej. Nie można zapomnieć również o uprawach nasiennych i sadownictwie, jak również o gospodarstwach zielarskich i pszczelarskich.

Do obiektów przemysłowych zalicza się:

- Zakład Produkcji Płynów Infuzyjnych „Baxter" w Chociwiu,
- Zakład Produkcji Farb i Lakierów „Sigma" w Chociwiu,
- Zakład Stolarki Budowlanej „Sylwan" w Chociwiu,
- Zakłady Przetwórstwa Mięsnego w Widawie i Patokach,
- Drobne zakłady wytwórczo-usługowe.

Widawa znajduje się na terenie Parku Krajobrazowego Międzyrzecza Warty i Widawki. Powstał on w 1989 roku w celu ochrony węzła hydrologicznego, który tworzą Widawka, Nieciecz i Grabia, oraz zachowania mało zmienionego krajobrazu dolin rzecznych z meandrującymi korytami i starorzeczami. Stoki dolin rzecznych porastają murawy i zarośla kserotermiczne o charakterze stepu kwietnego. Na terenie Parku zachowały się naturalne zbiorowiska leśne, które chroni się w „Rezerwacie leśno-torfowiskowym Korzeń" (600 ha). Opodal wsi Świerczów planowany jest następny rezerwat mający chronić śródlądowy bór suchy z ponad 100-letnim drzewostanem (http://free.art.pl/widawa/).

dr inż. Elwira Tomczak, Politechnika Łódzka, Wydział Inżynierii Procesowej i Ochrony Środowiska

2. Charakterystyka, lokalizacja i ocena ujęć wodociągowych

W eksploatacji jest obecnie 8 studni obsługujących lokalny wodociąg. Główne ujęcia znajdują się w Widawie, gdzie również zlokalizowana jest Stacja Uzdatniania Wody w miejscowości Chociw. Mniejsze ujęcia znajdują się natomiast w miejscowościach Górki Grabiańskie i Brzyków.

Pobór wód podziemnych dla Widawy i okolic odbywa się z dwóch studni głębinowych zlokalizowanych na terenie miejscowości Widawa (ulica Wieluńska i Kiełczygłowska). Studnie zlokalizowane są w odległości 600 m od siebie. Wieś Chociw, gdzie znajdują się również dwa ujęcia wody położona jest przy trasie wiodącej z Widawy do Szczercowa. Ujęcie Górki Grabiańskie znajduje się w północnej części gminy blisko trasy Widawa – Zduńska Wola, Brzyków – na południowy zachód od Widawy. Użytkownikiem wodociągów jest Urząd Gminy w Widawie, który posiada pozwolenie wodno-prawne na pobór tych wód podziemnych w ustalonych kategoriach.

Tabela 1. Charakterystyka ujęć na terenie gminy Widawa

Ujęcie	Rok powstania	Wydaj-ność eksploatacyjna	Promień leja depresyj-nego	Stratygrafia warstwy wodonośnej	Głębokość [m]	Długość sieci [km]	Liczba osób	Woda pobrana z ujęć [m^3]
Widawa Wieluńska Kiełczygłowska	 1971 1989	 61 42,1	 398,5 198	 czwartorzęd czwartorzęd	 30 40	53,4	2580	103 900
Chociw		31,15 50,5	114,57 255,7	czwartorzęd dolna kreda	50 50,6	50,1	1700	105 400
Górki Gra- Biańskie	1966 1993	53 50	* 132	górna kreda górna kreda	50 51	4	*	18 300
Brzyków	1975 1999	15,9 25	118 243,72	czwartorzęd czwartorzęd	22 30	8,7	*	21 300

Źródło: Materiały Urzędu Gminy.

3. Uzdatnianie wody wodociągowej

Proces uzdatniania wody prowadzony jest według technologii charakterystycznej dla wód głębinowych. W Stacji Uzdatniania Wody w **Widawie** zamontowane są sprężarki, 2 aeratory, 3 filtry ciśnieniowe pionowe, 3 hydrofory oraz zlokalizowana jest chlorownia.

Napowietrzanie wody

Woda ze studni dopływa do SUW i poddawana jest napowietrzaniu w aeratorach ciśnieniowych o średnicy Ø = 0,6 m. Ilość powietrza doprowadzanego do mieszacza ciśnieniowego wynosi 5% ilości uzdatnionej wody. Przy eksploatacji dwóch studni jest to 1,4 dm^3/s, s przy eksploatacji studni przy ul. Kiełczygłowskiej – 0,6 dm^3/s. Przepustowość aeratorów jest wystarczająca dla dwóch pracujących studni.

Filtracja wody

W wyniku technologicznych badań wody stwierdzono, że żelazo można usunąć poprzez napowietrzanie i filtrację na 2 filtrach (ciśnieniowych Ø = 1,8 m) żwirowych z prędkością przepływu 5÷15 m/h. Przy cyklach pracy 120 i 687 godzin.

Dezynfekcja wody

Ustalone zostało ciągłe lub okresowe chlorowanie wody 2% roztworem podchlorynu sodu chloratem C-52. Dawkę chloru przyjęto w wysokości 1 mg/dm^3.

Sprężarkownia i hydrofornia

Spężarkownia jest źródłem sprężonego powietrza do napowietrzania wody surowej, płukania filtrów, uzupełniania poduszki powietrznej w hydroforach.

Zastosowano system jednostopniowego podnoszenia wody. Praca pompy głębinowej sterowana jest ciśnieniem na hydroforach. Wydajność pompy wynosi 42 m^3/h. Przyjęto następujący układ ciśnień na hydroforach: P_{min} = 4,2 at i P_{max} = 5,0 at. Zastosowano trzy hydrofory o średnicy Ø1,8 m i pojemności 10 m^3 każdy.

Odstojnik wód popłucznych

Zanieczyszczone związkami żelaza wody popłuczne są w odstojnikach oczyszczane przy czasie przetrzymania 4 godziny. Zastosowano odstojnik sześciokomorowy z kręgów żelbetowych o Ø1,6 m i pojemności czynnej V = 15 m^3. Wody popłuczne pozbawione zawiesin odprowadzane są do rowu przydrożnego korytem betonowym o szerokości B = 0,30 m i długości L = 7,60 m, a następnie rowem otwartym o B = 0,30 m i długości L = 70 m. Stężenie żelaza na odpływie do rowu mieści się w granicach dopuszczalnych 7,57 mg/dm^3.

Przepompownia popłuczyn

Przepompownia pracuje okresowo tj. po opróżnieniu odstojnika popłuczyn (raz na dwa miesiące), przy występowaniu przecieków w hali technologicznej oraz w czasie odbioru odcieku z poletek osadowych.

Poletka osadowe

Zatrzymany w odstojnikach osad składowany jest na poletku osadowym, a odciek z poletek kierowany jest do przepompowni popłuczyn. Dobowe ilości osadów wynoszą 3,11 kg.

Odbiornik wód popłucznych i wylot

Docelowym odbiornikiem oczyszczonych wód popłucznych jest rzeka Nieciecz, lewobrzeżny dopływ Widawki. Oczyszczone wody popłuczne odprowadzane są do rowu przydrożnego, a następnie kanałem krytym do rzeki.

Stacja wodociągowa w **Chociwiu** wyposażona jest w dwa hydrofory Ø1200 mm o pojemności 2,5 m^3 każdy. Sprężarkownia jest źródłem sprężonego powietrza dla utrzymania poduszki powietrznej w hydroforach (agregat sprężarkowy o wydajności 16 m^3/h mocy 22 kW). Przewidziano możliwość chlorowania 1% roztworem podchlorynu sodu. Dawka chloru do dezynfekcji 1 mg/dm^3.

W **Górkach Grabiańskich** znajduje się budynek hydroforni oraz odstojniki i bezodpływowe zbiorniki związane z odżelazianiem i eksploatowaniem wody z ujęcia.

Zgodnie z badaniami prowadzonymi przez PSSE w Łasku (1999,2000 rok) wody surowe w Widawie należą do twardych, słabo alkalicznych (pH = 7,6), o znacznej zawartości żelaza 1,2÷1.32mg/dm^3 i amoniaku w granicach 0,06÷0,16mgN/dm^3. Woda surowa z wodociągu Chociw należy do alkalicznych, o średniej twardości. W Górkach Grabieńskich jest twarda o odczynie alkalicznym i wykazuje zawartość żelaza 2mg/dm^3, manganu 0,3mg/dm^3 oraz amoniaku 0.28÷0,64mgN/dm^3. Woda w Brzykowie wykazuje podwyższoną zawartość żelaza i manganu. Po uzdatnieniu, wody z w/w ujęć i nie budzą zastrzeżeń pod względem chemicznym i bakteriologicznym.

4. Metodyka i zakres badań

Mając na celu zapoznanie się z jakością wód gruntowych gminy Widawa, wytypowano na terenie badawczym 12 studni. Głębokość tych studni wynosiła od 5 do 10 m. W celu lepszego zobrazowania jakości tych wód wybrano studnie zlokalizowane w miejscowościach oddalonych od siebie o kilka, a nawet kilkanaście km. Wytypowane punkty czerpalne znajdowały się miejscowościach: Chociw, Górki Grabiańskie, Izydorów, Ligota, Podgórze, Restarzew, Rogóźno, Świerczów, Widawa, Witoldów, Zawady i Zborów.

Od marca do maja 2001 roku przeprowadzono pobory próbek wód na 12 wyżej wymienionych stanowiskach. Badano podstawowe, charakteryzujące jakość wody wskaźniki: azotany, azotyny, chlor całkowity, chlorki, chrom, mangan, miedź, przewodność, siarczany, tlen rozpuszczony, twardość, żelazo ogólne, mętność i odczyn. Nie prowadzono badań mikrobiologicznych. W miesiącach maju i czerwiecu wykonano również analizę jakościową wody wodociągowej w miejscowości Widawa.

Za pomocą Spektrofotometru RD/2010 przeprowadzono dla każdej próbki analizę jakościową wody. Określono 13 wskaźników dostatecznie charakteryzujących jakość wody. Wyniki końcowe podano jako średnią z trzech oznaczeń. Zgodnie z procedurami dołączonymi do aparatu zalecanymi Amerykańską Agencję Ochrony Środowiska oznaczano:

- twardość wody – (0 do 4,00 mg/dm^3 Ca i Mg jako $CaCO_3$),
- żelazo ogólne – (0 do 3,00 mg/dm^3 Fe),
- siarczany – (0 do 70 mg/dm^3 SO_4^{2-}),
- chlor ogólny – (0 do 2,0 mg/dm^3 Cl_2),
- chlorki – (0 do 20 mg/dm^3 Cl^-),
- chrom – (0 do 0,6 mg/dm^3 Cr^{6+}),
- mangan – (0 do 0,7 mg/dm^3Mn),
- miedź – (0 do 5 mg/dm^3 Cu),
- azotany – (0 do 4,5 mg/dm^3 $N\text{-}NO_3^-$),
- tlen rozpuszczony SHR (0 do 45.0 mg/dm^3 O_2),
- mętność – (0 do 450 FAU),
- przewodność – (µS/cm w 20°C).
- pH – (1 do 14).

Odniesiono jakość analizowanych wód do norm obowiązujących w Polsce i dyrektywy Unii Europejskiej [3,4]. Aktualne warunki jakim powinna odpowiadać woda do picia i na potrzeby gospodarcze określone są rozporządzeniem Ministra Zdrowia z dnia 4 września 2000r. (Dz.U. nr 82 poz.937 – łącznie określono 68 wskaźników). W związku z projektem przystąpienia Polski do Unii Europejskiej wynikła potrzeba ujednolicenia przepisów i dostosowania Normy Polskiej do dyrektywy UE. Stąd też w nowym rozporządzeniu niektóre parametry jakości wody są już takie same jak w dyrektywie UE. 5 grudnia 1998 roku weszła w życie Dyrektywa Unii Europejskiej nr 98/83/EC, dotycząca jakości wody przeznaczonej do spożycia przez ludzi. W wielu przypadkach jest mniej restrykcyjna niż normy krajowe, ale państwa członkowskie, które posiadają we własnym prawie wyższy poziom ochrony, nie muszą obniżać go do zgodnej z dyrektywą [5].

5. Wyniki badań wody dla studni gospodarskich (studnie gruntowe)

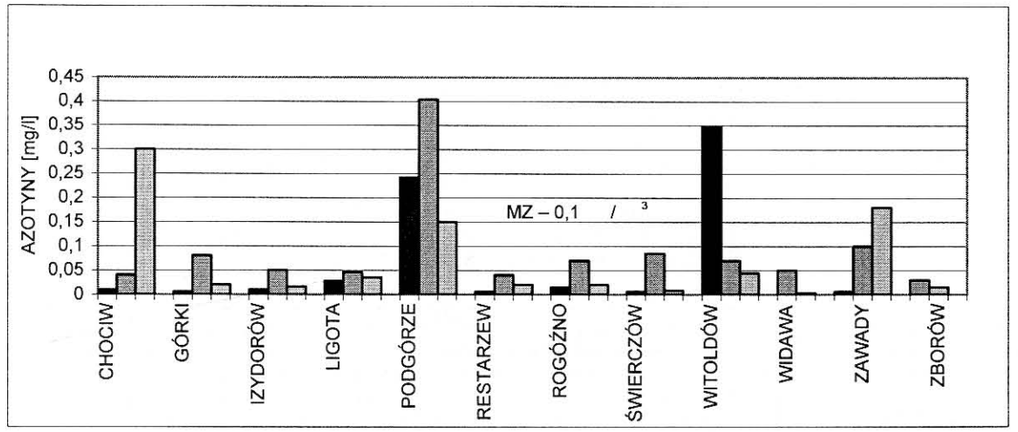
Na rysunkach 1, 2 i 3 przedstawiono wybrane zmiany zawartości analizowanych wskaźników dla 12 studzien w trzech kolejnych miesiącach (marcu, kwietniu i maju), odnosząc ich poziom do obowiązujących aktualnie norm.

Na rysunku 1 przedstawiono zawartość azotynów w wodzie pitnej. Norma zawartości dla azotynów wynosi 0,5 mg/dm^3 wg Dyrektywy Unii Europejskiej (DUE), natomiast według rozporządzenia Ministra Zdrowia (RMZ) 0,1 mg/dm^3. Dla wody ze studni w Chociwiu, Podgórzu, Witoldowie i Zawadzie wykazano przekroczenie normy (RMZ), spowodowane najprawdopodobniej kontaktem wody studziennej z wodami opadowymi lub spływającymi z pól.

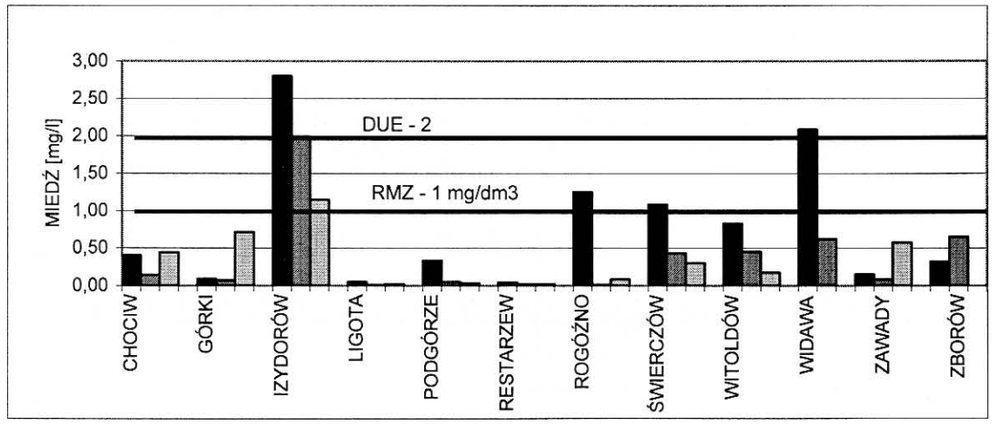
Norma zawartości miedzi w wodzie pitnej wynosi 1 mg/dm^3 (RMZ) i 2,0 mg/dm^3 (DUE). Poziom zawartości miedzi w wodzie studziennej gminy Widawa (rysunek 2) przekracza normę RMZ i DUE ze szczególnym wskazaniem studni w Izydorowie, Rogoźnie, Świerczowie i Widawie, które ten wskaźnik mają przekroczony nawet w stosunku do DUE.

Zawartość żelaza w wodzie (rysunek 3) przy normie wynoszącej 0,2 mg/dm^3 była przekroczona w Górkach, Podgórzu, Świerczowie i Zawadach.

Rysunek 1. Zawartość azotynów w wodzie studziennej w marcu, kwietniu i maju



Rysunek 2. Zawartość miedzi w wodzie studziennej w marcu, kwietniu i maju



Rysunek 3. Zawartość żelaza w wodzie studziennej w marcu, kwietniu i maju

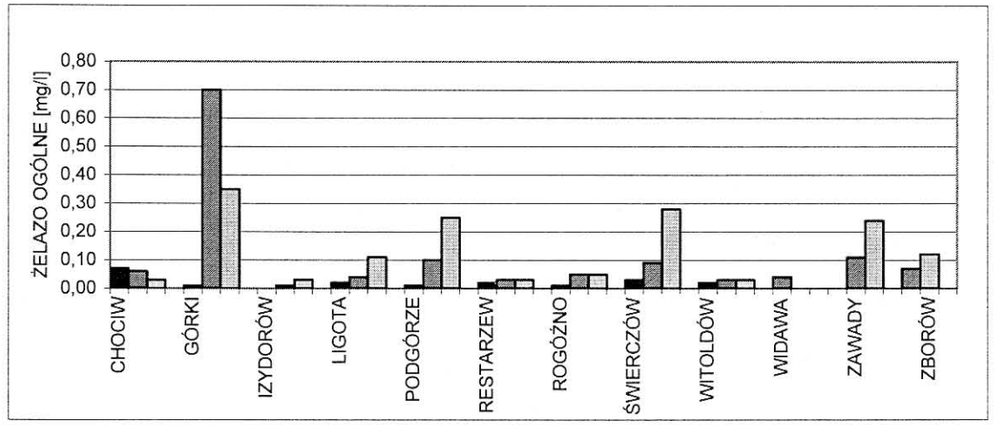


Tabela 2. Wyniki analizy wody studziennej w wybranych miejscowościach gminy Widawa

Rodzaj oznaczenia	Studnie badawcze																					Normy	
	Chociw			Górki Grabiańskie			Izydorów			Ligota			Podgórze			Restarzew			Rogóźno			Dz.U. Nr 82 poz. 937 z 2000 r.	Dyrektywa UE 98/83/EC z 1998 r.
	Marzec	Kwiecień	Maj	Marzec	Kwiecień	Maj	Marzec	Kwiecień	Maj	Marzec	Kwiecień	Maj	Marzec	Kwiecień	Maj	Marzec	Kwiecień	Maj	Marzec	Kwiecień	Maj		
Azotany [mg/dm³]	8	10	9	20	18	17	8	4	4	6	8	7	13	3	3	3	3	3	4	6	5	50	50 NO_3
Azotyny [mg/dm³]	0,009	0,040	0,300	0,006	0,080	0,020	0,010	0,050	0,016	0,028	0,046	0,035	0,242	0,404	0,150	0,006	0,040	0,020	0,015	0,070	0,020	0,1	0,50
Chlor [mg/dm³]	-	0,02	0,02	-	0,03	0,00	-	0,02	0,00	-	0,04	0,00	-	0,01	0,06	-	0,03	0,07	-	0,05	0,04	0,3	_
Chlorki [mg/dm³]	20,9	18,0	13,5	7,5	23,0	17,5	23,9	27,5	7,5	12,3	10,0	15,5	15,0	5,5	11,5	13,0	12,0	8,5	68,0	12,0	22,0	250	250
Chrom [mg/dm³]	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,05	0,05
Mangan [mg/dm³]	-	0,037	0,049	-	0,538	0,319	-	0,033	0,020	-	0,119	0,360	-	0,067	0,128	-	0,135	0,062	-	0,016	0,005	0,05	0,05
Miedź [mg/dm³]	0,40	0,14	0,44	0,09	0,07	0,71	2,80	1,99	1,15	0,05	0,01	0,02	0,33	0,05	0,03	0,04	0,02	0,02	1,25	0,01	0,08	1,0	2,0
Przewodność [µS/cm⁻¹]	623	539	610	565	530	1198	1295	1254	1276	425	444	407	562	351	386	318	646	486	1058	500	586	2500	2500
Siarczany [mg/dm³]	80	90	105	57	60	75	50	70	70	50	53	40	51	24	24	10	10	45	24	44	60	250	250
Tlen rozpuszczony [mg/dm³]	5,7	-	-	6,7	-	-	6,2	-	-	5,9	7,7	-	3,3	-	-	6,4	-	-	5,6	-	-	-	-
Twardość [mgMg/dm³]	70,00	41,4	64,4	10,24	3,40	0,32	5,60	2,70	8,60	6,04	5,60	4,62	8,16	9,69	9,27	29,00	23,9	26,5	10,75	15,10	13,25	60-500	–
[mgCa/dm³]	12,00	28,2	4,40	0,68	0,96	1,00	1,00	0,75	0,05	0,10	0,02	0,02	0,18	0,03	0,74	4,6	13,4	16,0	0,80	0,05	0.05		
Żelazo ogólne [mg/dm³]	0,07	0,06	0,03	0,01	0,70	0,35	0,00	0,01	0,03	0,02	0,04	0,11	0,01	0,10	0,25	0,02	0,03	0,03	0,01	0,05	0,05	0,2	0,2
Mętność	3	4	5	2	8	7	0	1	5	0	1	6	3	5	5	2	6	3	3	4	2	nie więcej niż 1	akceptowalna
pH	6,818	6,861	7,051	6,804	7,065	6,653	6,872	6,898	6,955	6,806	7,051	7,011	6,851	6,917	6,998	6,893	6,882	7,027	6,733	7,028	6,969	6,5–8,5	6,5–9,5
Barwa	woda przezroczysta			woda lekko żółta			woda przezroczysta			woda lekko żółta			woda lekko brunatna			woda lekko żółta			woda lekko żółta			nie więcej niż 15	akceptowalna

Źródło: opracowanie własne.

W większości studzien zaobserwowano przekroczenie ilości występowania manganu (według norm RMZ i DUE – 0,05 mg/dm³). Można stwierdzić, że przy normie 0,3 mg/dm³ (RMZ) dla chloru nie nastąpiło przekroczenie tego wskaźnika w żadnej ze studni. Podobnie jak i dla zawartości chlorków (norma 250 mg/dm³). Zawartość tlenu rozpuszczonego w wodzie pitnej nie jest określona żadnymi normami. Poziom tlenu rozpuszczonego w wodzie studziennej gminy Widawa oscylował między 3,3-6,7 mgO_2/dm^3. Poziom przewodności w wodzie pitnej określony jest DUE i RMZ wynosząc 2500 µS/cm – wartości te nie były przekraczane. Norma poziomu pH wody pitnej wynosi 6,5-9,5. Wartości pH wody studziennej utrzymywały się w normie. Dyrektywa Unii Europejskiej określa mętność wody pitnej na akceptowaną przez konsumentów, natomiast Rozporządzeniem MZ normą mętności jest 1 mg/dm^3SiO_2. Wartość mętności w studniach była zróżnicowana w zależności od miejsca poboru. Zawartość azotanów nie przekraczała normatywnej wartości 50 mg NO_3^-/dm^3 (DUE i RMZ).

Przykładowe wyniki analiz, które były prowadzone w marcu, kwietniu i maju 2001 roku dla kilku studni zestawiono w tabeli 1. Wartości wskaźników jakości wody pitnej odniesiono do Dyrektywy Unii Europejskiej i Rozporządzenia Ministra Zdrowia.

Podsumowanie

Z analizy wskaźników jakości można wyciągnąć następujące wnioski:

- obserwuje się przekroczenie norm dopuszczalnych dla manganu w większości punktów czerpalnych. W wodzie studziennej w miejscowości Zborów w miesiącu maju stężenie manganu wzrosło 18-krotnie w stosunku do miesiąca poprzedniego i wyniosło 2,565 mg/dm³ (jest to wartość, która 50-krotnie przewyższa normy!),
- szczególnie niekorzystne jest w wodzie występowanie podwyższonych zawartości azotynów,
- w wodach gruntowych gminy Widawa obserwuje się przekroczenie norm dla miedzi i w mniejszym stopniu dla żelaza,
- azotany, chlor, chlorki, przewodność, siarczany mieściły się w granicach dopuszczalnych przewidzianych normami dla wody do celów spożywczych,
- nie wykryto w badanych wodach studziennych chromu (wyjątkiem jest studnia w miejscowości Zborów, gdzie w miesiącu kwietniu stężenie chromu wyniosło 0,01 mg/dm³, (norma RMZ – 0,003 mg/dm³ Cr^{6+}),
- woda studzienna posiadała zazwyczaj żółte lub lekko brunatne zabarwienie.

Na podstawie przeprowadzonej analizy jakości wód stwierdzono, że wody studzienne z gminy Widawa (wody gruntowe) charakteryzują się zmiennością niektórych wskaźników jakości wody pitnej. Może być to spowodowane zwiększonymi opadami deszczu w tym okresie, jak i również infiltracją składników nawozów sztucznych i naturalnych z pobliskich pól. Natomiast w wodach wodociągowych (głębinowych) nie zauważono znaczącej zmiany wartości wskaźników w zależności od czasu poboru próbek. Analizy przeprowadzane przez nas i SUW w Widawie były zbieżne. Wynika stąd, że najbezpieczniejsze jest spożywanie wód wodociągowych (ujęcia głębinowe), które ponadto są okresowo monitorowane przez wyspecjalizowane jednostki.

Rolnicy do spożycia dla siebie i zwierząt domowych powinni korzystać z wody wodociągowej, natomiast do celów gospodarczych (nawadnianie pól i ogrodów, gospodarcze cele pozakonsumpcyjne) mogą używać wody studziennej. We własnym dobrze pojętym interesie powinni jednak okresowo poddawać analizie wodę z własnych studni, do czego zostali zachęceni naszymi badaniami, które spotkały się z dużą przychylnością.

Literatura

[1] Gomółka E. i Szaynok A., *Chemia wody i powietrza*, Wrocław 1986.
[2] Kowal A. i Świderska –Bróz M., *Oczyszczanie wody*, PWN, Warszawa 1996.
[3] *Council Directive 98/83/EC of November 1998 on the quality of water intended for human consumption*, „Official Journal of the European Communities" 1998 No L330/32, EN, 1-20.
[4] Rozporządzenie Ministra Zdrowia z 4 września 2000 r. (Dz.U. Nr 82, poz. 937).
[5] Zięba L., *Wpływ nowej dyrektywy Unii Europejskiej w sprawie jakości wody do picia na działalność przedsiębiorstw wodociągowych w Polsce*, „Ochrona środowiska" 1999 nr 4, s. 3-8.

QUALITY OF TAP AND GROUND WATER IN WIDAWA REGION

Summary

The parameters which characterise water quality are determined according to the water functions. Of special importance seems to be the determination of the quality of water which is for immediate consumption by farmers who have either dug or deep wells. For sanitary reasons, the quality of drinking water from farm wells should be controlled periodically. These tests have control, educational and sanitary aspects. The control tests were made for different 12 sources from Widawa region (an agricultural region situated in the south-west part of Łódź district) in 2001. The following thirteen parameters were taken into account: nitrates, nitrites, chlorides, chromium, copper, dissolved oxygen, manganese, hardness, pH, conductance, etc. Within a prophylactic program which covers the province of Łódź in the next years water quality tests will be carried out.

Joanna Szczykowska

OCENA STOPNIA ZANIECZYSZCZENIA WÓD POCHODZĄCYCH ZE STUDNI AWARYJNYCH NA TERENIE MIASTA BIAŁEGOSTOKU

Streszczenie

Korzystając z „Zestawienia istniejących studni awaryjnych położonych na terenie miasta Białegostoku" do badań wytypowano punkty poboru prób wody. Wszystkie wytypowane studnie wiercone są studniami awaryjnymi z zamontowaną pompą ręczną (typ K-1500-1-00 o wydajności maksymalnej 5 m^3/h). Są to studnie powszechnie dostępne przez co narażone na dewastacje. W wielu przypadkach ich stan techniczny uniemożliwia eksploatację. W doborze studni kierowano się informacjami, dotyczącymi: głębokości i wydajności studni oraz jakości ujmowanej wody. Wybrane do badań studnie są często eksploatowane podczas awarii w dostawach wody wodociągowej i budzą zastrzeżenia pod względem jakości ujmowanej wody.
Odległości analizowanych studni od budynków mieszkalnych wynoszą od około 10 do 30 m. Przy czym omawiane studnie najczęściej umiejscowione są na trawnikach, w pobliżu piaskownic i sprzętów zabaw dla dzieci, w bezpośrednim sąsiedztwie „mini ogródków" oraz osiedlowych parkingów. Zgodnie z wytycznymi należy wyznaczyć i zachować strefę bezpośredniej ochrony sanitarnej studni, jako pas wokół nich, o promieniu 8 m i wyłączyć go z jakiegokolwiek użytkowania. Na podstawie analizy uzyskanych wyników badań należy stwierdzić, iż próby wody pobierane ze wszystkich punktów badawczych charakteryzowały się wysokimi wartościami barwy i mętności (tab.3.). Pod względem zawartości manganu żadna z badanych studni, w okresie objętym badaniami, nie spełniała wymagań normowych. Tak duże stężenia manganu dyskwalifikują wszystkie przebadane studnie głębinowe jako źródła wody pitnej. Ponadto we wszystkich analizowanych studniach stwierdzono sezonowy wzrost stężenia amoniaku podczas wiosennych roztopów i obfitych opadów atmosferycznych, umożliwiających przenikanie zanieczyszczeń w głąb warstw wodonośnych. Przyczyną zanieczyszczania wód podziemnych mogą być płytkie wody gruntowe, których ochrona nie jest brana pod uwagę przy planowaniu użytkowania terenu w otoczeniu takich ujęć.

Wstęp

Na terenie miasta Białegostoku wydzielono trzy użytkowe poziomy wodonośne. Dwa z nich – międzymorenowy i spągowy – to poziomy wgłębne, o znacznym rozprzestrzenieniu, powszechnie ujmowane studniami wierconymi. Poziom trzeci – przypowierzchniowy jest poziomem lokalnym, ujętym do eksploatacji kilkoma otworami studziennymi. Wymienione poziomy wodonośne różnią się charakterem zwierciadła wody, głębokością występowania, warunkami izolacji i odnawialności, co znajduje odzwierciedlenie w składzie chemicznym wód, pochodzących z każdego poziomu [1]. Przypowierzchniowa warstwa wodonośna wykształcona jest z gliny zwałowej o dużej miąższości, lokalnie przykrytej piaskami w postaci niewielkich płatów lub wzgórz. Pierwsza, wgłębna użytkowa warstwa stanowi podstawową warstwę wodonośną, ujmowaną powszechnie przez studnie głębinowe. Wykształcona jest z piasków i żwirów bardzo dobrze posegregowanych i przemytych. Miąższość tej warstwy waha się w różnych rejonach od 4 m do 40 m, przy średniej około 17 m. Zasilana jest na znacznym obszarze przez przesączanie się warstwy pierwszej [1].

Wodociągi Białostockie zaopatrują mieszkańców miasta w wodę z trzech ujęć:

- brzegowego na rzece Supraśl w Wasilkowie,
- ze stawów infiltracyjno-retencyjnych w Wasilkowie,
- głębinowego z czwartorzędowych poziomów wodonośnych w Jurowcach.

Zgodnie z dyrektywami Unii Europejskiej [2,3], mieszkańcy są na bieżąco informowani o jakości wody podawanej do sieci. Podczas awarii w dostawach wody wodociągowej często eksploatowane są studnie awaryjne, ujmujące wodę o nieznanych parametrach. Lokalizacja studni jest ściśle określona w planach zagospodarowania osiedla, miasta, dzielnicy oraz innych jednostek osadniczych i oparta jest na zarządzeniu nr 295 Ministra Gospodarki Przestrzennej i Budownictwa z dnia 21 września 1995 r. Departamentu Spraw Obronnych". Wody ujmowane przez studnie pochodzą z poziomu czwartorzędowego. W profilach litologicznych studni dominują piaski drobnoziarniste, pylaste oraz iły z wtrąceniami pyłów. Warstwy nieprzepuszczalne utworzone są z gliny ilastej lub zwałowej. Zwierciadło wód jest napięte, co oznacza że woda znajduje się między dwoma warstwami nieprzepuszczalnymi. Zasilanie odbywa się na drodze infiltracji opadów atmosferycznych lub wodami z płytszych poziomów wodonośnych, przesączających się przez utwory o niskiej przepuszczalności [1,4]. Omawiane studnie są zatem narażone na zanieczyszczenie i w związku z tym uznano za celowe określenie jakości ujmowanych wód. W pracy przedstawione zostaną wyniki analizy fizykochemicznej wód pochodzących z wybranych studni awaryjnych, które wytypowano do badań korzystając z Zestawienia istniejących studni awaryjnych położonych na terenie miasta Białegostoku [4].

dr inż. Joanna Szczykowska, Politechnika Białostocka, Katedra Technologii Wody, Ścieków i Osadów

I. Charakterystyka punktów poboru prób

Wszystkie wytypowane punkty poboru prób wody są to studnie powszechnie dostępne przez co narażone na dewastacje. W wielu przypadkach ich stan techniczny utrudnia lub wręcz uniemożliwia prawidłową eksploatację. Odległości analizowanych studni od budynków mieszkalnych wynoszą od około 10 m do 30 m, przy czym są one najczęściej umiejscowione na trawnikach, w pobliżu piaskownic i sprzętów zabaw dla dzieci, w bezpośrednim sąsiedztwie „mini ogródków" oraz osiedlowych parkingów. Zgodnie z wytycznymi [5] należy wyznaczyć i zachować strefę bezpośredniej ochrony sanitarnej studni, jako pas wokół nich, o promieniu 8 m i wyłączyć go z jakiegokolwiek użytkowania.

W tabeli 1 przedstawiono lokalizację oraz głębokości wybranych pięciu przykładowych studni, natomiast w tabeli 2 zamieszczono dane techniczne filtrów.

Tabela 1. Zestawienie lokalizacji i głębokość wybranych studni awaryjnych

	ę ś	ę ś
Witosa 6-20	44,0	44,0
Gruntowa 20	21,0	20,5
Wierzbowa 3	43,0	41,5
Mieszka I 23	47,5	47,5
Warszawska 81	54,0	53,5

Źródło: opracowano na podstawie danych uzyskanych w Urzędzie Wojewódzkim w Białymstoku

Tabela 2. Zestawienie danych technicznych filtrów wybranych studni

		C ęś	C ęś	C ęś
Witosa 6-20	Siatkowy z obsypką, siatka nr 10,12	średnica $9^{5/8}$.	średnica $9^{5/8}$.	średnica $9^{5/8}$.
		35,7-29,24 m	41,9-35,7 m	43,9-41,9 m
		długość 6,46 m	długość 6,2 m	długość 2,0 m
Gruntowa 20	Siatkowy z obsypką, siatka nr 16	średnica 160 mm	średnica 160 mm	średnica 160 mm
		13,7-(-0,5) m	19,0-13,7 m	20,5-19,0 m
		długość – 13,2 m	długość – 5,3 m	długość – 1,5 m
Wierzbowa 3	Siatkowy z obsypką nyl.12	średnica $9^{5/8}$.	średnica $9^{5/8}$.	średnica $9^{5/8}$.
		33,37-25,88 m	39,31-33,37 m	11,5-39,31 m
		długość – 7,49 m	długość – 5,94 m	długość – 2,19 m
Mieszka I 23	Siatkowy – siatka nyl. nr 10	Średnica $9^{5/8}$.	Średnica $9^{5/8}$.	Średnica $9^{5/8}$.
		39,25-31,37 m	46,15-39,25 m	47,5-46,15 m
		długość – 7,88 m	długość – 6,90 m	długość – 1,35 m
Warszawska 81	Siatkowy – siatka nyl. nr 10	Średnica $9^{5/8}$.	Średnica $9^{5/8}$.	Średnica $9^{5/8}$.
		45,93-39,43 m	51,33-45,93 m	53,5-51,33 m
		długość – 6,50 m	długość – 5,40 m	długość – 2,17 m

Źródło: opracowanie na podstawie danych uzyskanych w Urzędzie Wojewódzkim w Białymstoku

2. Omówienie wyników badań

Badania przeprowadzono w cyklu od czerwca 2001 roku do maja 2002 roku. Pobór próbek wody, przeznaczonych do analizy, odbywał się zgodnie z metodyką opartą na PN-76/C-04620/03. Oznaczenia wykonywano w dniu poboru próby, zgodnie z obowiązującą metodyką badań [6]. Przedmiotem badań były następujące oznaczenia: barwa, mętność, odczyn, przewodność elektrolityczna właściwa, żelazo ogólne, mangan, twardość ogólna, azotany (V), azotany (III) oraz azot amonowy, fosfor, ChZT-Mn. Wyniki badań obliczano jako średnią z co najmniej trzech oznaczeń równoległych.

Próby wody pobierane ze wszystkich punktów badawczych charakteryzowały się wysokimi wartościami barwy, które oscylowały w granicach 10÷30 $mg \cdot dm^{-3}$ Pt oraz mętności w granicach 0÷20 $mg \cdot dm^{-3}$ SiO_2 (tabela 3). Odczyn badanych wód na ogół mieścił się w dopuszczalnym zakresie 6,5÷9,5 pH. Wartości przewodności elektrolitycznej właściwej były znacznie mniejsze od najwyższej dopuszczalnej normowo wartości 2500 $\mu S\ cm^{-1}$ i zawierały się w przedziale 198÷1430 $\mu S\ cm^{-1}$.

Zawartość żelaza ogólnego w wodach omawianych pięciu studni wahała się od 0,01 mg·dm^{-3} Fe do 4,0 mg·dm^{-3} Fe. Wzrost stężenia żelaza ogólnego odnotowano w miesiącach: marcu, czerwcu, sierpniu i wrześniu. Był to okres wiążący się z opadami atmosferycznymi. Wysokie stężenia żelaza pogarszają własności organoleptyczne wody podwyższając barwę i mętność, a przy wyższych stężeniach zmieniają również jej smak.

Podwyższonym stężeniom żelaza w badanych studniach towarzyszyły znaczne ilości manganu. Dopuszczalna normowo zawartość manganu w wodzie do picia nie może przekroczyć 0,05 mg·dm^{-3} Mn [8]. Największą zawartość omawianego parametru stwierdzono w wodach pobieranych ze studni nr 2 zlokalizowanej przy ulicy Gruntowej. Średnia wartość manganu, obliczona na podstawie wyników uzyskanych podczas całego cyklu objętego badaniami, w omawianym punkcie poboru wynosiła 0,34 mg·dm^{-3} Mn, przy czym wartość minimalna to 0,18 mg·dm^{-3} Mn, a maksymalna 0,77 mg·dm^{-3} Mn (tabela 3). Studnia ta charakteryzuje się najmniejszą głębokością wśród wszystkich badanych studni (20,5 m p.p.t.). Pod względem zawartości manganu żadna z badanych studni, w okresie objętym badaniami, nie spełniała wymagań stawianych wodzie do picia. Stężenia manganu w wodzie pochodzącej ze studni nr 3 wynosiły od 0,1 mg·dm^{-3} Mn do 0,353 mg·dm^{-3} Mn. Tak duże stężenia manganu dyskwalifikują wszystkie przebadane studnie awaryjne jako źródła wody pitnej.

Stężenia amoniaku, w analizowanych próbach ulegały wahaniom w skali roku kalendarzowego. Przy czym najwyższymi stężeniami amoniaku charakteryzowały się próby wody pochodzące ze studni nr 5, w której podczas całego cyklu badawczego zawartość omawianego parametru przekraczała dopuszczalną wartość normową. W przypadku najpłytszej studni nr 2, zlokalizowanej przy ul Gruntowej 20, najwyższe stężenie amoniaku wynoszące 1,11 mg·dm^{-3} zaobserwowano w marcu. Taka sama sytuacja miała miejsce w przypadku studni nr 5, w której najwyższe stężenie amoniaku o wartości 0,955 mg·dm^{-3} zaobserwowano również podczas marcowego poboru. W tym okresie droga migracji zanieczyszczeń do wód podziemnych jest ułatwiona, ze względu na obfite opady atmosferyczne, roztopy i odmarzanie gruntu. Jak wynika z dalszej analizy uzyskanych wyników badań zawartość amoniaku ulegała stopniowemu obniżaniu i do końca okresu objętego badaniami pozostała na zbliżonym poziomie. Związane jest to z długotrwałym brakiem opadów atmosferycznych uniemożliwiającym wymywanie i przedostawanie się zanieczyszczeń do analizowanych wód.

Równocześnie stwierdzono niskie stężenia azotanów (V), występujących w ilościach od wartości niewykrywalanych, stosowaną metodą analityczną, do 29,04 mg·dm^{-3}. Nie stwierdzono przekroczenia normy ustalonej dla wód pitnych, w której najwyższe dopuszczalne stężenie azotanów (V) wynosi 50 mg·dm^{-3}, co może świadczyć o ich pochodzeniu geologicznym, w ilościach typowych dla danej warstwy wodonośnej [8].

Cechą wspólną wszystkich studni okazał się gwałtowny wzrost stężenia azotanów (III) w próbach pochodzących z poborów w tym samym terminie. Wzrost stężenia omawianego jonu odnotowano w lutym i marcu, w okresie wiosennych roztopów, wiążących się z opadami deszczu. Przy czym stężenia azotanów (III) w tym okresie oscylowały w przedziale 0,015÷0,046 mg·dm^{-3} i nie przekraczały wartości normy wynoszącej 0,1 mg·dm^{-3} [8].

W wodach podziemnych na ogół obserwuje się niewielkie stężenia fosforanów [7], co potwierdzają uzyskane wyniki badań. Najwyższe wartości fosforu ogólnego w całym omawianym cyklu badawczym oznaczono podczas poborów w lutym i marcu. W tym okresie nastąpiły obfite opady deszczu i śniegu. Wówczas stężenia fosforu utrzymywały się w granicach 0,32÷0,78 mg·dm^{-3} i nie przekraczały wartości 5 mg·dm^{-3} ustalonej jako norma [8]. Najwyższą wartość fosforu ogólnego stwierdzono w wodach pobieranych ze studni nr 4, gdzie średnia wartość stężenia obliczona na podstawie wyników z całego cyklu badawczego wynosiła 0,32 mg·dm^{-3}, przy czym wartość minimalna to 0,08 mg·dm^{-3}, a maksymalna 0,62 mg·dm^{-3}.

Wody pochodzące ze wszystkich przebadanych studni są generalnie średnio twarde, o przeciętnej twardości ogólnej wynoszącej około 250-300 mg·dm^{-3} $CaCO_3$.

Podsumowanie

Wyniki porównano do norm podanych w rozporządzeniu Ministra Zdrowia [8].Analiza uzyskanych wyników badań wskazuje na znaczny stopień zanieczyszczenia wody pochodzącej z omawianych studni. Dotyczy to zarówno parametrów organoleptycznych jak i fizykochemicznych. Próby wody pobierane ze wszystkich punktów badawczych charakteryzowały się wysokimi wartościami barwy i mętności (tabela 3). Pod względem zawartości manganu żadna z badanych studni, w okresie objętym badaniami, nie spełniała wymagań stawianych wodzie do picia. Tak duże stężenia manganu dyskwalifikują wszystkie przebadane studnie jako źródła wody pitnej.

Podczas wiosennych roztopów i obfitych opadów atmosferycznych, umożliwiających przenikanie zanieczyszczeń w głąb warstw wodonośnych, stwierdzono sezonowy wzrost stężenia amoniaku, azotanów (V) i azotanów (III) we wszystkich badanych punktach.

Zanieczyszczenia mogą przedostawać się do wód przez warstwę nadległą lub ze skażonych wód podziemnych położonych w wyższych poziomach. Możliwe jest również skażenie wody w miejscu zasilania warstw wodonośnych. Bezpośrednia migracja zanieczyszczeń powierzchniowych i atmosferycznych występuje również na wychodniach tych warstw. Istotną rolę w zanieczyszczeniu wód podziemnych odgrywają okna hydrogeologiczne, czyli nieciągłości lub miejsca o zwiększonej przepuszczalności w nakładzie albo podłożu warstwy wodonośnej oraz strefy ucisków i spękań. W słabo izolowanych poziomach wodonośnych analizowanych studni istnieją korzystne warunki do infiltracji z powierzchni terenu i migracji zanieczyszczeń w warstwie wodonośnej. Tym bardziej, że wokół badanych ujęć wody brak jest jakichkolwiek stref ochronnych.

Studnie awaryjne powinny być zatem objęte stałym nadzorem sanitarnym, a woda poddawana systematycznej kontroli. Zgodnie z dyrektywami Unii Europejskiej należy prowadzić monitoring jakości wody przeznaczonej do spożycia przez ludzi, informować konsumentów o jakości wody do spożycia, podejmować działania konieczne, aby żadne substancje czy materiały w nowych instalacjach, zastosowane przy uzdatnianiu i dystrybucji wody przeznaczonej do spożycia przez ludzi nie pogarszały jakości wody – bezpośrednio ani pośrednio nie wpływały ujemnie na zdrowie ludzi [2].

Tabela 3. Uśrednione wyniki badań

M	B	J	O	ś	
			.	x.	ś
Studnia nr 1	Odczyn	pH	7,21	7,9	7,65
	Barwa	mg·dm^{-3} Pt	5	30	12
	Mętność	mg·dm^{-3} SiO_2	5	10	8,57
	Fe ogólne	mg·dm^{-3}	0,03	4,0	1,67
	Mangan	mg·dm^{-3}	0,1	0,199	0,15
	Fosfor	mg·dm^{-3}	0,06	0,78	0,31
	Azotany (V)	mg·dm^{-3}	0,44	22,44	7,6
	Azotany (III)	mg·dm^{-3}	n.w.	0,023	0,007
	Amoniak	mg·dm^{-3}	0,12	1,35	0,75
Studnia nr 2	Odczyn	pH	6,9	7,4	7,1
	Barwa	mg·dm^{-3} Pt	10	25	15
	Mętność	mg·dm^{-3} SiO_2	5	20	15
	Fe ogólne	mg·dm^{-3}	0,01	2,87	1,14
	Mangan	mg·dm^{-3}	0,18	0,77	0,34
	Fosfor	mg·dm^{-3}	0,15	0,76	0,3
	Azotany (V)	mg·dm^{-3}	4,8	29,04	7,8
	Azotany (III)	mg·dm^{-3}	n.w.*	0,046	0,018
	Amoniak	mg·dm^{-3}	0,06	1,11	0,49
Studnia nr 3	Odczyn	pH	7,3	8,1	7,74
	Barwa	mg·dm^{-3} Pt	15	30	24
	Mętność	mg·dm^{-3} SiO_2	5	20	17
	Fe ogólne	mg·dm^{-3}	0,02	3,54	1,8
	Mangan	mg·dm^{-3}	0,1	0,353	0,167
	Fosfor	mg·dm^{-3}	0,14	0,36	0,22
	Azotany (V)	mg·dm^{-3}	n.w.	21,12	4,94
	Azotany (III)	mg·dm^{-3}	n.w.	0,02	0,007
	Amoniak	mg·dm^{-3}	0,13	0,54	0,25
Studnia nr 4	Odczyn	pH	6,8	8,2	7,71
	Barwa	mg·dm^{-3} Pt	10	20	15
	Mętność	mg·dm^{-3}SiO_2	n.w.	20	12
	Fe ogólne	mg·dm^{-3}	0,02	3,04	1,8
	Mangan	mg·dm^{-3}	0,1	0,266	0,17
	Fosfor	mg·dm^{-3}	0,08	0,62	0,32
	Azotany (V)	mg·dm^{-3}	n.w.	20,24	7,9
	Azotany (III)	mg·dm^{-3}	n.w.	0,02	0,01
	Amoniak	mg·dm^{-3}	0,01	0,62	0,25
Studnia nr 5	Odczyn	pH	7,4	8,0	7,78
	Barwa	mg·dm^{-3} Pt	10	30	21
	Mętność	mg·dm^{-3} SiO_2	5	15	10
	Fe ogólne	mg·dm^{-3}	0,01	3,3	1,8
	Mangan	mg·dm^{-3}	0,068	0,155	0,112
	Fosfor	mg·dm^{-3}	0,24	0,75	0,21
	Azotany (V)	mg·dm^{-3}	n.w.	24,64	7,63
	Azotany (III)	mg·dm^{-3}	n.w.	0,02	0,008
	Amoniak	mg·dm^{-3}	0,72	0,95	0,78

* Nie wykryto.

Źródło: opracowania własne.

Literatura

[1] Madejski C., Madejska E., *Mapa hydrogeologiczna Polski w skali 1:50 000, arkusz Białystok (339)*, Ministerstwo Ochrony Środowiska, Zasobów Naturalnych i Leśnictwa, Państwowy Instytut Geologiczny, Warszawa 1998, s. 15-21.
[2] http://free.ngo.pl/3 sektor /2/ gis.htm
[3] *Prawo ochrony środowiska*, t. 7 *Woda*, Ministerstwo Ochrony Środowiska, Zasobów Naturalnych i Leśnictwa, Warszawa 1996.
[4] Opracowania geologa Wodociągów Białostockich, *Zestawienie istniejących studni awaryjnych położonych na terenie miasta Białegostoku*, maszynopis, Urząd Wojewódzki w Białymstoku.
[5] Rozporządzenie Ministra Ochrony Środowiska, Zasobów Naturalnych i Leśnictwa z 5 listopada 1991 w sprawie zasad ustanawiania stref ochrony źródeł i ujęć wody (Dz.U. Nr 116, poz.504).
[6] *Wykaz norm z zakresu analityki wody i ścieków*, Instytut Gospodarki Przestrzennej i Komunalnej – Zespół Normalizacji, Warszawa 1993.
[7] Gomółka E., Szaynok A., *Chemia wody i powietrza*, Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 1997.
[8] Rozporządzenie Ministra Zdrowia z 4 września 2000 r. w sprawie warunków, jakim powinna odpowiadać woda do picia i na potrzeby gospodarcze (Dz.U. Nr 82, poz. 037, załącznik nr 2).

THE ESTIMATION OF THE POLLUTION OF WELL WATER LOCATED IN BIALYSTOK CITY

Summary

Based on The list of emergency well located in Bialystok city, it was selected about 50 wells. All wells are equipped with hand-operated pump (type K-1500-1-00, efficiency 5 m^3/h). All wells are not guarded against vandalism. Their technical condition makes them useless. The choice of wells was made based of their depth, efficiency and water's quality. All selected wells are often exploited during a water-pipe network's breakdowns and all are a the source of low quality water.
A distance from selected wells to residential buildings is about 10÷30 meters. Most of selected wells are located on lawns near playgrounds, gardens and estate car parks. In accordance with the rules, area within a radius of 8 meters should be determined and excluded from any kind of exploitation.
The analysis of research results shows, that samples of water from all wells are characterised by high value of colour and turbidity (tab.3). During test period, none of examined wells, didn't meet drinking water's demands. So big concentration of manganese disqualify all examined wells as a source of drinking water. Moreover, there was detected seasonal growth of ammonia's concentration during spring thaw and heavy rainfalls making pollutant penetrations into water-bearing layer possible. The source of well's water pollution could be shallow ground water, which protection from pollution is not taken into consideration during developing area around wells.

Badania przeprowadzono realizując Pracę Statutową S/IIŚ/23/01.

Lech Magrel

MAŁA RETENCJA WODNA NA OBSZARZE WOJEWÓDZTWA PODLASKIEGO

Streszczenie

W referacie przedstawiono potencjalne możliwości zastosowania zbiorników małej retencji w województwie podlaskim do roku 2015. Omówiono także funkcje, rodzaje i formy małej retencji w zlewniach głównych rzek województwa podlaskiego. Jest to referat przeglądowy omawiający problem niedoborów wody do różnych celów - przemysłowych, rolniczych, rekreacyjnych i pitnych.

Wstęp

Niedobór wody występujący w ostatnich latach powodowany jest postępem cywilizacyjnym związanym z rozwojem przemysłu i technologii oraz intensyfikacją rolnictwa, który stał się główną przyczyną naruszenia równowagi przyrodniczej na całym niemal świecie, a w niektórych regionach doprowadził już do powstania trwałych i niekorzystnych zmian bilansu wodnego.

Mała retencja wodna pozwala na szeroki zakres działań technicznych i nietechnicznych powodujących poprawę jakościową i ilościową zasobów wodnych. Rozmiar i zakres małej retencji powinien być dostosowany do potrzeb rolnictwa i polityki ekologicznej państwa oraz krajowych i lokalnych planów zagospodarowania przestrzennego. Podejmowane działania, a szczególnie budowa zbiorników wodnych nie powinny kolidować z planami ochrony walorów przyrodniczych.

Zasoby wodne powstają na obszarach rolnych i leśnych, w których opady atmosferyczne są retencjonowane i częściowo wykorzystywane, stąd też gospodarka rolna i leśna ma duży wpływ na bilans wodny zlewni rzecznych.

Prowadzenie prawidłowej gospodarki wodnej na terenach rolniczych, w tym eksploatacja systemów meliora-cyjnych, odpowiednie kształtowanie krajobrazu rolniczego w granicach małych zlewni rzecznych ma duży wpływ na jakość i wielkość zasobów wód powierzchniowych i podziemnych.

Ze względu na ochronę zasobów wodnych, jak również ochronę walorów przyrodniczych, niezbędne jest ograniczenie produkcji rolniczej i jej intensyfikacji na obszarach cennych przyrodniczo, na przykład odcinki dolin rzecznych, oczka wodne, mokradła, bagna.

Gospodarka wodą stanowi istotny problem z punktu ochrony środowiska naturalnego. Najbardziej skutecznym i najlepszym sposobem ochrony wód jest niedopuszczenie do ich szybkiego odpływu i oszczędne nimi gospodarowanie.

Do uzyskania wymiernych efektów zwiększenia zasobów wodnych niezbędne są kompleksowe (wielokierunkowe) działania obejmujące całościowo problematykę ich ochrony. Powinny być one dostosowane do potrzeb gospodarczych i warunków środowiska przyrodniczego. Niezbędne jest szersze wprowadzenie instrumentów informacyjno-edukacyjnych, uaktywnienie samorządów i społeczności lokalnej na rzecz ochrony zasobów wodnych.

Celem poprawy zasobów wodnych jest przystąpienie do realizacji programu rozwoju małej retencji wodnej, która w znacznym stopniu poprawi nasze zasoby wodne.

I. Mała retencja wodna w systemie gospodarki wodnej

W celu ograniczenia zmienności zasobów wodnych w czasie niekorzystnego oddziaływania suszy oraz powodzi, zaspokojenia potrzeb retencjonowania, to jest magazynowania wody w okresach jej nadmiaru, który grozi powodzią oraz wykorzystanie jej w okresach posusznych. Jest to równoznaczne ze zwiększeniem zasobów wodnych.

Biorąc powyższe pod uwagę, niezbędne jest podjęcie działań dla poprawy struktury bilansu wodnego, zapewnienia odpowiedniej ilości wody dla celów gospodarczych, w tym rolnictwa, przy uwzględnieniu potrzeb i ochrony walorów przyrodniczych. Jednym ze sposobów poprawy zasobów wodnych jest zwiększenie zdolności retencji. Zasoby wodne powstają głównie na obszarach rolniczych i leśnych, tam są retencjonowane i częściowo wykorzystywane. Dlatego też poprawa struktury bilansu wodnego w dużym stopniu zależy od prawidłowego gospodarowania tymi zasobami w małych zlewniach rolniczych, a więc u źródeł tworzenia się zasobów wodnych.

Jak dużą rolę odgrywa prawidłowe gospodarowanie wodą na obiektach melioracyjnych świadczy fakt, że ponad 18% powierzchni kraju jest wyposażona w różnego typu techniczne urządzenia melioracyjne. Zdrenowanych zostało około 4,7 mln ha gruntów ornych i 1,8 mln ha użytków zielonych. Ponad 24 500 km rzek i cieków dostosowano

dr inż. Lech Magrel, Politechnika Białostocka, Katedra Technologii Wody, Ścieków i Osadów

(uregulowano) do potrzeb rolnictwa. W administracji służb melioracyjnych znajduje się 155 zbiorników wodnych o pojemności 154 mln m^3 wody oraz 616 stacji pomp o łącznej wydajności 875 $m^3 \times s^{-1}$.

Intensyfikacja rolnictwa może powodować obniżenie wód gruntowych i zmniejszenie przepływów w małych ciekach. Natomiast metodami małej retencji nie wprowadza się istotnych zmian naturalnego reżimu wód, lecz jedynie niezbędne korekty poprawiające gospodarkę wodną (bilans wodny) bez zachwiania biologicznej równowagi ekosystemu. W niektórych przypadkach następuje odtworzenie elementów systemu wodnego zniekształconego przez człowieka.

Do zasadniczych elementów małej retencji wodnej w systemie gospodarki wodnej zalicza się małe zbiorniki wodne, piętrzenia na ciekach, jak również zasilania bagna, mokradła, oczka wodne, retencję glebową.

Poprawę systemu gospodarki wodnej uzyskuje się również przez prawidłową eksploatację systemów wodnych i melioracyjnych [1].

2. Zasoby wodne Polski

Polska ma skromne zasoby wodne w stosunku do innych krajów europejskich. Według Instytutu Melioracji i Gospodarki Wodnej odnawialne zasoby wód powierzchniowych (średni roczny odpływ z powierzchni Polski) w przeliczeniu na jednego mieszkańca wynoszą 1 580 m^3, podczas gdy dla Europy – 4 560 m^3. W rzeczywistości zasoby wód powierzchniowych dostępne dla ludności i gospodarki są niższe. Po uwzględnieniu konieczności zachowania przepływu nienaruszalnego, uwarunkowanego kryteriami hydrobiologicznymi, wielkość zasobów dyspozycyjnych średnio na terenie kraju szacuje się na 250 m^3 wody na jednego mieszkańca na rok.

Występuje duża zmienność zasobów w przestrzeni i czasie. Najbardziej deficytowymi, jeśli chodzi o naturalne zasilanie z opadów atmosferycznych, są tereny położone w pasie środkowej Polski.

Najniższe odpływy jednostkowe w rzekach występują na obszarze byłych województw: toruńskiego, wrocławskiego, poznańskiego, włocławskiego. Nieco inna sytuacja ma miejsce, gdy uwzględni się liczbę ludności, wówczas najmniejszy jednostkowy zasób wód własnych mają byłe województwa: warszawskie (165 m^3/mieszkańca /rok), łódzkie (190) i katowickie (195) [2].

Oprócz zmienności przestrzennej występuje duża zmienność czasowa zasobów zarówno w roku, jak i wieloleciu. W naszych warunkach klimatycznych największe przepływy w ciekach występują zazwyczaj wiosną, najmniejsze zaś latem i jesienią. Stosunek maksymalnego do minimalnego średniego odpływu na terenie kraju wynosi 2,6. Dla poszczególnych rzek stosunek ten jest znacznie większy i może osiągnąć wielkości dwucyfrowe w potokach górskich i małych ciekach nizinnych. Ostatnie lata należą do wyjątkowo suchych. W okresie letnim występuje deficyt wody, a jednocześnie w tych samych latach powodzie powodują wystąpienie strat gospodarczych. Klęski żywiołowe (susza i powodzie) niekorzystnie oddziaływają zarówno na środowisko przyrodnicze, jak i możliwość rozwoju gospodarczego kraju, a w tym szczególnie rolnictwa. Sytuację pogarsza fakt, że znaczna część wód powierzchniowych i podziemnych charakteryzuje się złą jakością w skutek zanieczyszczeń pochodzących ze źródeł punktowych i obszarowych [29].

Człowiek od zarania dziejów podejmował różnorakie działania w celu ograniczenia klęsk żywiołowych, jakimi są powodzie i susze. Budował wały przeciwpowodziowe, zbiorniki wodne, systemy melioracyjne itp. Działania te w dużym stopniu umożliwiły rozwój cywilizacyjny i gospodarczy, lecz również spowodowały zmiany w środowisku przyrodniczym. Aktywność gospodarcza człowieka przyczyniła się w wielu przypadkach do zmniejszenia naturalnej zdolności retencyjnej zlewni. Szybkie odprowadzenie wód wiosennych wezbrań i po opadach atmosferycznych pogorszyło strukturę bilansu wodnego oraz zmniejszyło i tak małe naturalne zasoby Polski. Na terenie prawie całego kraju w wyniku naturalnych procesów jak i działań technicznych nastąpiło obniżenie poziomu wód gruntowych oraz obserwuje się zmniejszenie przepływów w ciekach. Szczególnie dotkliwy niedobór wody występuje w okresie wegetacyjnym, a zwłaszcza gdy suche lato poprzedzone jest bezśnieżną zimą [2].

Pogorszenie struktury bilansu wodnego wynika również ze zwiększającego się poboru wód dla celów komunalnych, przemysłu i rolnictwa. W porównaniu z krajami europejskimi Polska ma większy udział poborów wody dla przemysłu, podobny dla potrzeb komunalnych i znacznie niższy dla potrzeb rolniczych. W ostatnich latach na skutek przekształceń gospodarczych i społecznych nastąpił wyraźny spadek zużycia wody we wszystkich sektorach gospodarki. Należy się liczyć, że wraz z rozwojem gospodarczym następować będzie zwiększenie poborów przez przemysł, przy ustabilizowanych potrzebach komunalnych [2].

Dużą niewiadomą są perspektywiczne potrzeby rolnictwa. W warunkach klimatycznych Polski opady atmosferyczne w okresie wegetacyjnym są mniejsze od ewapotranspiracji roślin uprawnych. W chwili obecnej pobór wody dla potrzeb rolnictwa jest stosunkowo niewielki. Głównie nawadniane są zmeliorowane użytki zielone wyposażone w urządzenia piętrzące (okpło 25% zmeliorowanych łąk i pastwisk).

Również rolnictwo nienawadniane odgrywa bardzo ważną rolę w kształtowaniu bilansu wodnego. Wielkość plonów w dużym stopniu zależy od dostępności wody dla roślin, a tym samym od wielkości ewapotranspiracji. Wzrost plonów jaki nastąpił w ostatnich dziesięcioleciach, musiał spowodować zwiększenie zużycia wody na ewapotranspirację. W odróżnieniu od przemysłu i gospodarki komunalnej, gdzie zużyte wody w dużym procencie (70-90%) w postaci mniej lub bardziej oczyszczonych ścieków odprowadzane są do wód powierzchniowych, to wody transpirowane przez roślinność. Odprowadzane są do atmosfery w postaci pary wodnej. Brak jest wiarygodnych analiz wpływu wzrostu plonów na zasoby wodne w zlewniach rolniczych [2].

3. Funkcje małej retencji

Zbiorniki zawsze stanowiły ważny element w otoczeniu człowieka i przez całe stulecia budowane były dla potrzeb gospodarczych, jak również dla celów ozdobnych. Powszechnym było podpiętrzanie wody na małych rzekach dla wykorzystania energii wodnej (młynówki, folusze, małe elektrownie wodne, stawy rybne), budowano wiele stawów stanowiących centralny element zabudowy wsi lub upiększających ozdobne parki, ogrody dworskie oraz wsie. Ocenia się, że w Polsce w okresie przedwojennym było ponad 8 000 zbiorników wodnych i piętrzeń na ciekach wykorzystywanych dla celów gospodarczych. Likwidacja zbiorników wodnych i spiętrzeń, w wielu przypadkach spowodowała znaczne zmniejszenie zdolności retencyjnej zlewni rzecznych, głównie przez obniżenie poziomu wody w ciekach oraz wód gruntowych w terenach przyległych. Odbudowa przynajmniej części zlikwidowanych zbiorników, jak również budowa nowych ma duże znaczenie zarówno z punktu widzenia poprawy bilansu wodnego, jak i zachowania walorów przyrodniczych krajobrazu [3].

Rola i zadania zbiorników wodnych są bardzo zróżnicowane. Różne mogą być cele budowy zbiornika, a jego funkcje uzależnione od typu, wielkości usytuowania w krajobrazie, jakości gromadzonej wody.

Zbiorniki wodne można podzielić na:

- magazynujące wodę dla celów gospodarczych, jak np. zaopatrzenie wsi i gospodarstw w wodę, nawodnienia rolnicze, przeciwpożarowe, wodopoje, hodowlane stawy rybne, pozyskanie energii elektrycznej,
- wykorzystywane dla celów rekreacyjnych, do których zaliczyć można kąpieliska, stawy ozdobne, wędkarskie (nieprzemysłowa hodowla ryb),
- budowane do celów przyrodniczych: ostoje fauny i flory, enklawy wodne, jako siedliska dla wielu gatunków ryb, ptaków i innych zwierząt,
- wykorzystywane do oczyszczania wody (biofiltry), ochrony przed erozją itp.
- przeciwpowodziowe [3].

Bez względu na cel budowy zbiornika zawsze pełni on rolę elementu zwiększającego zasoby wodne. Zdolność retencyjna zbiornika zaporowego wynika nie tylko z jego pojemności.

Piętrzenie wody w cieku powoduje podwyższenie poziomu wód gruntowych w terenach przyległych, a tym samym zwiększeniu zasobów wód podziemnych. Oddziaływanie pojedynczego małego zbiornika na przepływ w cieku i zasoby wodne zlewni są stosunkowo niewielkie, jednak przy dużej ich liczbie to może być znaczące i w dużym stopniu przyczynić się do poprawy bilansu wodnego małej zlewni rzecznej. Budowa małych zbiorników jedynie dla poprawy struktury bilansu wodnego (wyrównania przepływu w cieku) z punktu widzenia ekonomicznego jest zazwyczaj nieopłacalna. Natomiast jeśli weźmie się pod uwagę ich różne funkcje gospodarcze, rekreacyjne i przyrodnicze, to wówczas oczywistym staje się celowość propagowania ich budowy. Małe zbiorniki wodne przynoszą bowiem korzyści nie tylko właścicielowi obiektu, ale mają również znaczenie ogólnospołeczne, wynikające z ochrony zasobów wodnych oraz ich dużego znaczenia przyrodniczego [2].

Małe zbiorniki wodne, a szczególnie stawy i najmniejsze zbiorniki zaporowe o wysokości piętrzenia poniżej 1,5 m, zróżnicowanej konfiguracji dna i urozmaiconych brzegach oraz porośnięte roślinnością wodną są cennymi enklawami przyrodniczymi z bogatą i różnorodną fauną i florą. Są jednym z podstawowych elementów wzbogacającą biologiczną różnorodność krajobrazu rolniczego. Ponadto małe zbiorniki szczególnie porośnięte roślinnością wodną, stanowią naturalne „biofiltry". Ich efektywność w oczyszczaniu wody, a głównie usuwaniu związków biogennych (azot i fosfor) jest bardzo wysoka. Mogą więc przyczynić się do ograniczenia transportu zanieczyszczeń obszarowych pochodzenia rolniczego i poprawy jakości wód powierzchniowych [3].

Należy podkreślić, że budowa małych zbiorników wodnych nie stoi w sprzeczności z programem budowy większych, wielofunkcyjnych zbiorników retencyjnych, np. znacznie małych zbiorników w ochronie przeciwpowodziowej na obszarach górskich jest ograniczone, ze względu na niewielką pojemność retencyjną warstw wodonośnych oraz duże i szybkie przybory wody w ciekach. Również małe zbiorniki nie zawsze są w stanie zretencjonować odpowiednią objętość wody dla zaspokojenia potrzeb dużych miast i przemysłu. Natomiast w wielu przypadkach małe zbiorniki mogą ograniczyć konieczność budowy zbiorników o dużej pojemności [3].

Retencjonowanie wody w każdej formie i postaci wpływa na kształtowanie odpływu ze zlewni. Stwarza szansę poprawy reżimu odpływu zmienionego w wyniku antropopresji. Obiekt retencji o pojemności relatywnie dużej w stosunku do odpływu może wpływać na formowanie i kształt fali wezbraniowej. Funkcja retencji umożliwiająca bardziej racjonalne wykorzystanie zasobów wodnych jest bardzo ważna, oczywista i powszechnie dostrzegana. Jest także najczęstszym argumentem podawanym jako uzasadnienie retencjonowania wody.

Potencjalne funkcje obiektu retencyjnego oraz możliwości i zakres zaspokajania powstawania różnych celów powinny być rozpoznane już na etapie powstawania koncepcji. Ustalenie tych informacji stwarza możliwości:

- znalezienia współpartnerów zainteresowanych powstaniem obiektu, co może ułatwić uzyskanie zgody na jego powstanie,
- rozłożenie kosztów realizacji inwestycji na różnych zainteresowanych,
- opracowanie zasad wykorzystania obiektu i gromadzonej w nim wody zgodnie z wymogami rozwoju zrównoważonego [1].

Sposób i możliwość wykorzystania obiektów retencyjnych zależą od ich rodzaju i wielkości. Największe możliwości stwarzają zbiorniki powstałe w wyniku spiętrzenia rzek. W przypadku obiektów wielofunkcyjnych niezbędne jest ustalenie zasad gospodarowania zasobami wody. Najczęściej z uwagi na stosunkowo nieduże pojemności zbiorników wykonywanych w ramach programu małej retencji, wystarczy ustalenie hierarchii ważności

zaspokajania potrzeb potencjalnych użytkowników oraz określenie podstawowych ograniczeń np. dostęp do akwenu, sposób użytkowania wód, ekstremalne poziomy piętrzenia czy wartości przepływu nienaruszalnego [1].

4. Rodzaje i formy małej retencji

Pod pojęciem mała retencja rozumie się szeroki zakres działań technicznych i nietechnicznych powodujących poprawę jakościową i ilościową zasobów wodnych na skutek spowolnienia obiegu wody i związków chemicznych w małych zlewniach rzecznych. Zakłada się, że retencjonowana woda w okresach jej nadmiaru może być wykorzystana w okresach posusznych do zasilania cieków, jak również do celów gospodarczych i przyrodniczych [1].

Małą retencję traktuje się jako działanie kompleksowe, szeroko przestrzenne oraz długofalowe, obejmujące obszar całych zlewni rzecznych. Metodami małej retencji nie wprowadza się istotnych zmian w naturalny reżim wód, lecz jedynie niezbędne korekty pozwalające na poprawę bilansu wodnego bez zachwiania biologicznej równowagi ekosystemu. Działania w zakresie małej retencji w pewnym stopniu mogą spowodować odtworzenie niektórych elementów systemu wodnego, zniekształconego dotychczasową gospodarczą działalnością człowieka.

Od pięciu lat realizowany jest w Polsce program rozbudowy małej retencji. W tych latach zarówno w ramach programu, jak i niezależnie od niego zrealizowano wiele obiektów. Jednocześnie w dalszym ciągu są eksploatowane liczne, podobne obiekty, wykonane w minionych dziesięcioleciach. Świadczy to jednoznacznie o roli jaką odgrywa mała retencja w zaspokajaniu licznych, lokalnych potrzeb gospodarczych, społecznych i przyrodniczych. Równocześnie może to świadczyć o zróżnicowanych nadziejach związanych z koniecznością doskonalenia gospodarki wodnej w skali poszczególnych dorzeczy bądź całego kraju. Bardzo ważne są zagadnienia sterowania małą retencją, zwłaszcza dysponowania nią w sytuacjach krytycznych, to jest w czasie powodzi lub suszy. Niektórzy autorzy określają małą retencję jako niesterowalną, inni przyjmują, że retencja zbiornikowa jest sterowalna, natomiast retencja glebowa i retencja leśna są niesterowalne. Zagadnienie to wymaga bliższej analizy celem wyjaśnienia roli małej retencji w gospodarce wodnej, a zwłaszcza w bilansie wodnym. Istnieje kilka kryteriów klasyfikacji małej retencji. W referacie oparto się na uproszczonym podziale gospodarki wodnej.

Występuje wiele rodzajów i form retencji naturalnej i sztucznej współzależnych i powiązanych ze sobą. W sposób uproszczony możliwy jest podział retencji na następujące formy:

- krajobrazowa (siedliskowa),
- glebowa,
- wód gruntowych i podziemnych,
- wód powierzchniowych,
- śnieżna i lodowcowa.

Podział ten dotyczy form najczęściej występujących na obszarach nizinnych, to jest w strefach o najpilniejszych, dużych i średnich potrzebach retencji, według podziału opracowanego przez IMGW i IMUZ. Retencja krajobrazowa (w tym leśna), glebowa i gruntowa, a więc formy wielkoobszarowe z reguły nie podlegają sterowaniu. Sterowaniu (w większości przypadków, choć nie zawsze) podlega retencja zbiornikowa: to znaczy stawy hodowlane i zbiorniki retencyjne (o pojemności całkowitej do 5 hm^3). Stawy hodowlane ze względów produkcyjnych są, a przynajmniej powinny być, corocznie spuszczane i osuszane.

Następuje to zwykle w okresie jesienno-zimowym. Gospodarka wodna stawów hodowlanych jest odmienna od gospodarki zbiorników i sadzawek parkowych, w których w sposób trwały (wieloletni) utrzymywane jest piętrzenie. Specyficzną formę retencji zbiornikowej stanowią obiekty liniowe regulujące odpływ (zazwyczaj okresowo piętrzące jazy i zastawki) na rzekach i głównych rowach. Zwierciadło zgromadzonej wody utrzymywane jest w korycie, bez powodowania zalewów doliny. Niekiedy eksploatowane są kaskady piętrzeń, składające się z wielu takich obiektów i umożliwiające nawodnienie znacznych obszarów [1].

Możliwości sterowania retencją zbiornikową w decydującej mierze zależą od sposobu jej zasilania. Generalnie możemy wyróżnić cztery typy zasilania. Są to:

- zasilanie fluwiogeniczne, przez rzeki, strumienie, czasem przez główne rowy o stałym przepływie; rytm zasilania w znacznej mierze zależy od zmienności przepływów wód powierzchniowych w ciekach zasilających;
- zasilanie soligeniczne, przez wody naporowe, źródła, niekiedy sieć drenarską prowadzącą stale wodę; rytm zasilania w znacznej mierze zależy od zmienności stosunków hydrogeologicznych i napływu wód podziemnych;
- zasilanie topogeniczne, przez wody gruntowe, o swobodnym zwierciadle; w tym przypadku woda w zbiorniku podnosi się i opada w rytmie wahań wód gruntowych pierwszego poziomu wodonośnego;
- zasilanie kanaligeniczne związane z przerzutem wody; jest to określenie umowne, ale chyba uprawnione, skoro łacińskie słowo *canalis* oznacza zarówno kanał, jak i rurę; długość przerzutu może być bardzo różna: od kilkunastu metrów, gdy zbiornik zlokalizowany jest tuż przy korycie zasilającej go rzeki do kilkudziesięciu kilometrów, gdy następuje przerzut między zlewniami [4].

Typ zasilania ma zasadniczy wpływ na oddziaływanie zbiornika na stosunki przyrodnicze i gospodarkę wodną przyległych terenów, a niekiedy całych zlewni. Obiekty regulujące odpływ najczęściej charakteryzują się zasilaniem fluwiogenicznym, rzadziej kanaligenicznym i soligenicznym. Dla stawów charakterystyczne jest zasilanie kanaligeniczne, rzadziej soligeniczne i fluwiogeniczne. Zasilanie zbiorników jest bardzo zróżnicowane, przy czym zasilane topogenicznie i soligenicznie mogą być zazwyczaj zbiorniki najmniejsze (mini retencja), natomiast większe są zasilane kanaligenicznie lub fluwiogenicznie.

Rozbudowa małej retencji zbiornikowej przynosi w Polsce istotne efekty społeczne, gospodarcze i przyrodnicze. Zapotrzebowanie na małą retencję jest bardzo duże, gdyż pozwala ona na pokrycie wielu lokalnych potrzeb wodnych, umożliwia aktywizację licznych małych miejscowości, wzbogaca środowisko przyrodnicze oraz zapewnia istotne efekty krajobrazowe i rekreacyjne. Z tych względów należy w dalszym ciągu popierać inicjatywy lokalne związane z budową małych zbiorników. Nie można jednak liczyć, aby takie działania pozwoliły rozwiązać problemy gospodarki wodnej w skali dorzeczy czy całego kraju. Małe zbiorniki, nawet bardzo liczne, mają znikomy wpływ na redukcję fal powodziowych, a zwłaszcza kulminacji przepływów w większych rzekach. W przypadku długotrwałych suszy małe zbiorniki mogą się przyczynić do pogłębienia niżówek. Mała retencja jest niewątpliwie jedną z ważnych metod rozwiązywania problemów gospodarki wodnej, ale wyłącznie w skali lokalnej. Dla rozwiązania narastających zagrożeń związanych z nadmiarami i niedoborami wody w skali całej Polski niezbędne są duże zbiorniki, o znacznej retencji dyspozycyjnej [5].

Nie do końca wyjaśniony jest również wpływ innych form małej retencji, szczególnie na przepływ wody w ciekach w okresach niżówkowych.

Mała retencja, łącznie z małymi zbiornikami, zaliczana jest do tak zwanej retencji niesterowalnej, w odróżnieniu od dużych zbiorników, w których możliwe jest regulowanie pojemności użyteczną w zależności od potrzeb i warunków klimatycznych (np. utrzymywanie pojemności powodziowej). Z punktu widzenia gospodarki wodnej „mała retencja" jest niekontrolowaną, automatycznie działającą retencją o pojemności trudnej do określenia. Zwiększenie retencji krajobrazowej, glebowej czy też gruntowej wpływa na zmianę obiegu wody w zlewni, obniża stany powodziowe w rzece i w wielu przypadkach podwyższa przepływy niżówkowe, jednak procesu tego me można regulować dowolnie. Przez zwiększenie retencji niesterowalnej zwiększa się potencjalna możliwość gromadzenia wód w okresach jej nadmiaru i dłuższego przetrzymywania w glebie, gruncie lub na powierzchni terenu w sposób przyjazny dla środowiska przyrodniczego [5].

5. Mała retencja w województwie podlaskim do 2015 roku

Nieodłączną, naturalną cechą zasobów wodnych jest ich zróżnicowanie w czasie i przestrzeni. W okresach suchych pojawiają się deficyty wody, a wiosną lub po nawalnych opadach deszczu nawiedzają Polskę kataklizmy powodzi, niekiedy tak tragiczne jak lipcowa powódź w dorzeczu Odry z 1997 roku. Wykonywane od lat regionalne plany gospodarki wodnej poprzez tak zwane bilanse wodno-gospodarcze próbowały określić potrzeby wszystkich użytkowników oraz możliwości ich zaspakajania między innymi drogą stosownej zabudowy hydrotechnicznej, łagodzącej także (choć w części) klęski powodzi. Z przeprowadzonych w latach osiemdziesiątych bilansów wodno-gospodarczych wynikało, iż w perspektywie roku 2000 wielkość zapotrzebowania wody przez gospodarkę województwa (w przedziale rocznym) wyniesie 394 mln m^3, w tym 328 mln m^3 stanowić będą potrzeby rolnicze. W okresie roku suchego przy aktualnym stanie zabudowy hydrotechnicznej i po uwzględnieniu zasobów zgromadzonych w Zbiorniku Siemianówka, niedobory wodne oszacowano na 324 mln m^3, a rolnicze na 248 mln m^3.

Wskazywano również, iż jednym ze sposobów równoważenia deficytów może być budowa wielozadaniowych zbiorników, nadpiętrzanie jezior oraz budowa obiektów małej retencji.

Przeprowadzone analizy jednoznacznie potwierdzają, że poprzez małą retencję można ograniczyć znacząco deficyty wody, można również usprawnić zarządzanie zasobami wodnymi. Nic więc dziwnego, iż programowanie działań w tym zakresie rozpoczęto na Podlasiu już w latach siedemdziesiątych [1].

Rok 1995 należy uznać za przełomowy w realizacji obiektów małej retencji. W tymże bowiem roku, 21 grudnia wiceprezes Rady Ministrów, Minister Rolnictwa i Gospodarki Żywnościowej – Roman Jagieliński podpisał ze Stanisławem Żelichowskim – Ministrem Ochrony Środowiska, Zasobów Naturalnych i Leśnictwa porozumienie dotyczące współpracy w zakresie programu małej retencji, a w szczególności poprawy stanu, zwiększenia i odbudowy zasobów wodnych.

W porozumieniu tym stwierdzono między innymi potrzebę:

- zintensyfikowania prac przy tworzeniu wojewódzkich programów małej retencji uwzględniających odbudowę, modernizację, budowę urządzeń magazynujących wodę do objętości całkowitej jednego zbiornika 5 mln m^3 oraz innych urządzeń i systemów retencjonujących wodę,
- powstrzymania dalszej degradacji istniejących i budowa nowych urządzeń melioracyjnych, ze szczególnym uwzględnieniem melioracji nawadniających i urządzeń piętrzących, odbudowa obiektów zniszczonych,
- współdziałania w zakresie uruchomienia wszelkich dostępnych źródeł finansowania, które mogą wspierać działania inwestycyjne, konserwacyjne i eksploatacyjne zawarte w programach małej retencji [7].

Jako priorytetowe kierunki działań z zakresu małej retencji przyjęto:

- odbudowę, modernizację i budowę urządzeń piętrzących: jazów, zastawek, mnichów i stopni na ciekach melioracji podstawowych i szczegółowych zlokalizowanych na zmeliorowanych użytkach rolnych,
- uzupełnienie i modernizację na obiektach melioracyjnych pod kątem zachowania równowagi ekologicznej,
- odbudowę, modernizację i budowę budowli piętrzących i stopni przeciwerozyjnych na ciekach o dużych spadkach podłużnych,
- zatrzymanie wód wiosennych, roztopowych i opadowych w sadzawkach, potorfiach, oczkach wodnych i zaniżeniach terenowych, wyrobiskach żwiru, gliny i pospółki w uzgodnieniu z zainteresowanymi rolnikami, wykorzystującymi zgromadzoną wodę,

- odbudowę i modernizację oraz budowę nowych sztucznych zbiorników wodnych o pojemności do 5 mln m^3 na rzekach i potokach dla potrzeb nawodnień rolniczych, hodowli ryb, ptactwa wodnego, ochrony przeciwpowodziowej, przeciwpożarowej, energetyki oraz podniesienia walorów krajobrazowych i estetycznych przyrody,
- odbudowę, modernizację i budowę nowych stawów rybnych na wniosek zainteresowanych rolników – za zwrotem części kosztów w trybie opłat melioracyjnych po wykonaniu inwestycji,
- piętrzenie istniejących małych jezior i magazynowanie dodatkowych zasobów wody w ilości do 5 mln m^3 z wykorzystaniem jej do nawodnień rolniczych, zaopatrzenia w wodę gospodarstw, hodowli ryb ptactwa wodnego, wykorzystania przeciwpowodziowego i energetycznego z jednoczesnym podniesieniem walorów krajobrazowych i estetycznych środowiska przyrodniczego [9].

Program powinien być przygotowany w układzie zlewni poszczególnych rzek i cieków z podziałem na gminy, uzgodniony z Wydziałem Ochrony Środowiska w Urzędzie Wojewódzkim i Regionalnym Zarządem Gospodarki Wodnej, uwzględniać potrzeby i wnioski gmin oraz miejscowej ludności, w szczególności rolników.

Powyższy program zaproponowanych rozwiązań technicznych stanowi wypadkową wielu czynników i uwarunkowań formalno-prawnych, przyrodniczych i gospodarczych. Sporządzono go zarówno w układzie wojewódzkim, zlewniowym jak i gminnym.

Składa się z trzech części:

- Przyrodnicze uwarunkowania i możliwości retencjonowania wód powierzchniowych.
- Koncepcji rozwiązań technicznych budowy obiektów i urządzeń służących retencjonowaniu wód w zlewniach.
- Koncepcja budowy i odbudowy obiektów małej retencji dla gmin [7].

Program małej retencji do 2015 roku został uzgodniony z Wydziałem Ochrony Środowiska i Wydziałem Rolnictwa Urzędu Wojewódzkiego, Regionalnym Zarządem Gospodarki Wodnej, Wojewódzkim Konserwatorem Przyrody i akceptował go wojewoda białostocki i łomżyński. Pozytywnie został zaopiniowany przez Ministerstwo Ochrony Środowiska, Zasobów Naturalnych i Leśnictwa i Ministerstwo Rolnictwa i Gospodarki Żywnościowej.

Po uzyskaniu uzgodnień i opinii synteza programu została złożona do Wojewódzkiego i Narodowego Funduszu Ochrony Środowiska i Gospodarki Wodnej z prośbą o współfinansowanie zamierzeń przyjętych w programie.

W programach małej retencji do 2015 roku na terenie województwa podlaskiego ujęto do realizacji:

- 226/143 zbiorników wodnych o przyroście pojemności 20 048 tys. m^3
- 11/8 oczek wodnych o przyroście pojemności 161 tys. m^3,
- 1/1 mokradeł wodnych o przyroście pojemności 31 tys. m^3,
- modernizację 6-ciu systemów melior. o pow. 3841 ha poj. 595,5 tys. m^3,
- 16/2 budowli piętrzących o powierzchniach oddziaływania 2251 ha poj.1385 tys. m^3,
- remont lub modernizację125 szt. budowli piętrzących na urządzeniach melioracji podstawowych,
- remont lub modernizację 1139 szt. budowli piętrzących na urządzeniach melioracji szczegółowych [7].

Łączny koszt realizacji zamierzeń w poziomie cen 1996 roku oszacowano na kwotę 418 760 tys. zł.

Realizację programu małej retencji rozpoczęto w 1997 roku uzyskując dofinansowanie w formie dotacji na lata 1998-2000 z Narodowego Funduszu Ochrony Środowiska i Gospodarki Wodnej w wysokości 1 050 tys. zł.

W latach 1997-2001 rozpoczęto i zakończono realizację niżej wymienionych obiektów:

- zbiornika wodnego Zarzeczany, gm. Gródek o pow. 8,75 ha i poj. 126 408 m^3,
- zbiornika wodnego Sitawka, gm. Janów o pow. 9,10 ha i poj. 87 200 m^3,
- zbiornika wodnego Grodzisk, gm. Grodzisk o pow.0,5 ha, i poj. 7500 m^3,
- zbiornika wodnego Jasionówka, gm. Jasionówka o pow. 2,40 ha i poj. 41 600 m^3,
- jazu i budowli współprac. w m. Lewonie o pow. nawodnienia 200 ha,
- w m. Karpowicze o pow. nawodnienia 250 ha.

Zbiorcze zestawienie rozpoczętych realizacji przedstawia tabela 3:

- zbiornik wodny Repczyce o pow. 13,0 ha i poj. 205 460 m^3,
- zbiornik wodny Korycin o pow. 7,7 ha i poj. 81 000 m^3,
- zbiornik wodny Kuźnica o pow. 3,74 ha i poj. 52 970 m^3,
- zbiornik wodny Turośń Kośc. o pw. 10,6 ha i poj. 131 000m^3,
- zbiornik wodny Suchowola o pow. 7,48 ha i poj. 76 800 m^3,
- jaz z mostem i elektrownią w m. Kostry Podsękowięta,
- odbudowano jaz na rzece Brzozówka o pow. nawadniania 226 ha,
- jaz na rz. Jaskranka o pow. nawadniania 26 ha,
- remont jazu w Ciechanowcu na rzece Nurzec w celu podtrzymania retencji dolinowej.

6. Mała retencja wodna w zlewni rzeki górnej Narwi, rzeki Biebrzy oraz Niemna w granicach państwa

Zasoby wodne zlewni zgromadzone są w korytach rzek, cieków, kanałów i stale prowadzących wodę rowów oraz w otwartych zbiornikach, stawach, bagnach i mokradłach. Sieć rzeczna jest stosunkowo dobrze rozwinięta i związana jest przede wszystkim z główną rzeką – Narwią, której górny fragment zajmuje przeszło 71% omawianego obszaru. Narew uzupełniają dopływy zbierające wody z północno-wschodniej części województwa. Biebrza z ciekami

lewobrzeżnymi oraz na południu, Bug z ciekami prawobrzeżnymi, głównie z Nurcem, który się z nim łączy poza obszarem województwa.

Kierunek biegu rzek województwa jest zróżnicowany. Przeważają jednak dwa podstawowe: ze wschodu na zachód-Narew, Supraśl, górny odcinek Biebrzy. Nurzec, Bug oraz z południa na północ i z północy na południe – wszystkie dopływy głównych cieków. Spowodowane jest to zróżnicowaniem rzeźby polodowcowej, układem poszczególnych stadiałów i faz pochodu lodowca.

Rzeki w/w zlewni ograniczone są działami wodnymi II i III rzędu, wchodzącymi w skład dorzecza rzeki Wisły oraz I rzędu – dorzecza Niemna. Kształt poszczególnych zlewni cząstkowych jest różnorodny. Nie występują cieki i zlewnie podobne do siebie wielkością i charakterem. Różnią się poza tym morfologią, pokryciem powierzchni, użytkowaniem, co z kolei ma decydujący wpływ na wielkość i reżim odpływu [8].

Zmiany stanów wód, zmienność odpływu zależne są od rodzaju zasilania:

- bezpośredniego pochodzącego z opadów atmosferycznych; rzeki tego regionu mają śnieżno –deszczowy ustrój zasilania; minimalne przepływy notowane są w okresach zmniejszonego zasilania czerwiec-wrzesień: wezbrania roztopowe przypadają na luty-kwiecień: wezbrania te w stosunku do rocznych są niewielkie;
- pośredniego, zależnego od czynników nieklimatycznych, takich jak budowa geologiczno-litologiczna, warunków geomorfologicznych, lesistości, intensywności wykorzystywania gospodarczego (zagospodarowania).

7. Kierunki działań zmierzających do zwiększenia retencji na obszarze zlewni Narwi, Biebrzy oraz Niemna

Pojęcie retencji wodnej oznacza jednocześnie zjawisko i jego miarę. Zjawiskiem tym jest zatrzymywanie wody opadowej w zlewni, a jego miarą – zapas wody zatrzymanej w określonym czasie na danym obszarze. Każdy z rozpatrywanych obszarów charakteryzuje się różną retencyjnością, czyli zdolnością zatrzymywania wody. Wielkość ta wykazuje zmienność w czasie i przestrzeni. Retencja pozwala na regulację obiegu wody opadowej w środowisku przyrodniczym. Wyróżnić można retencję powierzchniową oraz podziemną. Natomiast z punktu widzenia gospodarczego dzielimy ją na naturalną i sztuczną oraz sterowaną i niesterowalną

Duża ilość małych zbiorników, położnych głównie wzdłuż wododziałów to skuteczny czynnik zachowania równowagi środowiska. Spełniać one mogą różnorodne funkcje przede wszystkim przyrodnicze, rekreacyjne w mniejszym stopniu gospodarcze.

Zbiorniki małej i średniej wielkości, zamykające małe zlewnie 3-4 rzędnych dopływów, mają mniejsze znaczenie fizjotaktyczne, natomiast ich rola w zakresie ochrony przed powodzią jest duża. Zbiorniki średniej wielkości określa się jako zbiorniki melioracyjne. Wykorzystanie ich jako zbiorników rekreacyjnych jest ograniczone wskutek wahań zwierciadła wody w czasie ich eksploatacji.

Duże zbiorniki na znacznych dopływach wielkich rzek to obiekty, których funkcje maja charakter przede wszystkim hydrotechniczy. Głównym ich zadaniem jest zasilanie dróg wodnych, hydroenergetyka, ochrona przeciwpowodziowa, zaopatrzenie miast w wodę, nawodnienia użytków rolnych etc.

Najlepszą formą retencjonowania wód jest retencja kompleksowa, to znaczy taka, gdzie współpracują ze sobą wszystkie rodzaje retencji w ich strukturalnym i funkcjonalnym powiązaniu. Zasadniczą rolę spełnia w niej mała retencja sterowana i niesterowalną (naturalna i sztuczna).

W programie retencji podstawowym celem jest zwiększenie zasobów dyspozycyjnych oraz regulacja stanów wód powierzchniowych i podziemnych, co można osiągnąć poprzez:

- zwiększenie infiltracji wód do warstw wodonośnych, poprzez:
- zmiany użytkowania terenu (np. dolesienia),
- zachowanie i odtworzenie terenów podmokłych, stawów i bagien, które powinny podlegać ochronie jako użytki ekologiczne.
- rezygnację z podejmowania nowych inwestycji melioracyjnych o jednostronnym sposobie regulacji stosunków wodnych w glebie [8];
- zmniejszenie spływu powierzchniowego wód opadowych, w wyniku działań zmierzających do:
- utworzenia pasów zieleni prostopadłych do spadków terenu,
- naturalizację sieci rzecznej,
- zmiany w użytkowaniu terenu i sposobach uprawy gruntów rolnych [8];
- gromadzenie części odpływających wód w obszarach dolin i obniżeń, związane z:
- odtworzeniem lub budową małych urządzeń hydrotechnicznych (zastawki, jazy, groble),
- wykorzystaniem terenów podmokłych, bagien, jezior, torfowisk – magazynujących w sposób naturalny wody opadowe [31].

Ważnym czynnikiem mającym wpływ na skuteczność działania obiektów małej retencji jest ich lokalizacja:

- na obszarach źródliskowych rzek, odpowiadających obszarom zasilania wód podziemnych, dominujące znaczenie będą miały zbiorniki i obiekty regulujące stany wód. Powinny one być małe obszarowo i o małym piętrzeniu; ilość magazynowanych wód będzie zależała od ilości obiektów hydrotechnicznych; w tych obszarach, na gruntach o dużej przepuszczalności i dużej pojemności wodnej będzie magazynowana największa ilość wód pochodzących z opadów;
- w dolinach rzek zbiorniki wodne mogą mieć większą pojemność wodną i służyć również do zaopatrzenia w wodę; głównym ich zadaniem będzie, więc zwiększenie zasobów dyspozycyjnych, umożliwienie gromadzenia

wód w przekrojach rzek o największym przepływie, będą one pośrednio wpływać na ograniczenie drenażu wód podziemnych oraz magazynowanie wód w warstwie aeracji o dużej miąższości [8].

Wybór lokalizacji obiektów małej retencji zależy przede wszystkim od warunków naturalnych terenu, a to z kolei wpływa na skuteczność ich działania i nakłady inwestycyjne. Przy wyborze lokalizacji obiektów, kierować się należy kryteriami:

- morfologicznymi – uwzględniającymi rzeźbę i spadki terenu, rzędne terenu, wielkość i kształt dolin rzecznych,
- hydrogeologicznymi – wynikającymi z pojemności wodnej podłoża i jego budowy geologicznej,
- zasobowymi – uwzględniającymi wielkość i stopień wykorzystania zasobów oraz przeznaczenie wód,
- ochrony zasobów – uwzględniające zagospodarowanie i funkcje terenu, występowanie lasów ochronnych, izolację poziomów wodonośnych,
- restytucyjnymi – uwzględniającymi możliwości odtworzenia, odbudowy zbiorników wodnych, stawów, podmokłości [8].

W pierwszej kolejności należy w pełni wykorzystać istniejące melioracyjne i hydrotechniczne obiekty kształtowania retencji (między innymi systemy melioracyjne), w następnej modernizować i odbudowywać, a dopiero w ostatniej budować nowe zbiorniki i urządzenia im towarzyszące.

Ze względu na pilną potrzebę przystąpienia do realizacji programu w zakresie retencji oraz mając równocześnie świadomość o ograniczonych funduszach inwestycyjnych, zachodzi potrzeba wyboru priorytetów w trzech horyzontach czasowych do – 2015 roku:

- krótkookresowych, których realizacja powinna być podjęta natychmiast, a efekty uzyskane w ciągu 3-4 lat; do tej grupy należy zaliczyć obiekty związane z zachowaniem najcenniejszych walorów przyrodniczych;
- średniookresowych, obejmujących systematyczne działania na rzecz modernizacji i odbudowy istniejących obiektów małej retencji, cele te powinny być stopniowo podejmowane w czasie realizacji programu krótkotrwałego oraz osiągnięte w ciągu około l0 lat,
- długookresowych (10-20lat), które sprowadzają się do budowy nowych obiektów pełnego wprowadzenia zasad kompleksowej małej retencji, warunkującej równowagę środowiska przyrodniczego [8].

Poszczególnym obiektom małej retencji należy przypisać różne funkcje: retencję gruntową, nawodnienie, cele przeciwpożarowe, gospodarkę rybacką, cele rekreacyjne i krajobrazowe itp. Powinno się im wyznaczyć funkcje w jednostkach fizjograficznych (w zlewniach cząstkowych) i administracyjnych (gminach) oraz w obszarach prawnie chronionych. Powinny być one zgodne z planami przestrzennego zagospodarowania gmin i województwa. Stworzy to warunki taktyki sterowania retencją.

W programie retencjonowania wód, oprócz nakładów finansowych i korzyści w postaci dodatkowej pojemności retencyjnej, należy zwrócić uwagę na dodatnie i ujemne efekty gospodarcze i przyrodnicze wdrażania programu retencji. Tylko w przypadku wykazania wielofunkcyjności obiektów retencji uzasadnienie dużych nakładów finansowych na przedsięwzięcie będzie przekonywujące.

Przypisując funkcje, jakie mogą spełniać poszczególne obiekty gospodarki wodnej, należy ustalić proporcjonalnie do uzyskiwanych korzyści udział zainteresowanych w kosztach eksploatacji, odbudowy, modernizacji, bądź budowy nowych obiektów.

W krótkookresowym horyzoncie czasu należy przewidzieć działania bezinwestycyjne, polegające na pełnym wykorzystaniu istniejących obiektów gospodarki wodnej (dolinowe obiekty melioracyjne, stawy rybne, zbiorniki wodne). Wszystkie obiekty dolinowe nawadniane podsiąkowo z racji dużej retencji gruntowej powinny być uwzględnione. W programie należy przewidzieć racjonalne gospodarowanie wodą poprzez odpływ regulowany, gospodarowanie wodą przy wysokich stanach wody gruntowej i inne. Odnosi się to również do stawów rybnych, obiektów rekreacyjnych i innych. Działania te będą zgodne z warunkami porozumienia zawartego pomiędzy wicepremierem, ministrem rolnictwa i gospodarki żywnościowej a ministrem ochrony środowiska (21 grudnia 1995), w którym podkreśla się potrzebę wykorzystania środków będących w dyspozycji gmin, co stanowić będzie także element przeciwdziałania bezrobociu.

Obszary strategiczne dla zwiększenia retencji to:

- zlewnia rzeki Płoski i Supraśli (gm.Gródek),
- górna i środkowa część zlewni rzeki Orlanki (gm. Dubicze Cerkiewne),
- zlewnia rzeki Rudnii – dopływu Supraśli (gm.Zabłudów, Narew),
- górna część zlewni rzeki Narewka (gm. Białowieża),
- zlewnie rzek Rumejki i Nereśli (gm.Mońki),
- zlewnia rzeki Łoknica (gm.Czyże),
- zlewnie rzek Bierwichy i Sidry – lewe dopływy górnej Biebrzy (gmina Sidra) [7].

Przed przystąpieniem do opracowania projektów dla obiektów małej retencji w konkretnych zlewniach i lokalizacjach należy rozpoznać indywidualnie warunki naturalne – rzeźbę terenu i budowę podłoża z wykorzystaniem map o większych skalach.

Podsumowanie

Celowość i pilność potrzeb retencjonowania wód uzasadniona jest przede wszystkim w aspekcie zachowania równowagi środowiska przyrodniczego, w mniejszym stopniu w aspekcie rolniczym, przeciwpowodziowym, rekreacyjnym i krajobrazowym.

W programie retencji wód należy preferować małą retencję, rozproszoną głównie w rejonach wododziałowych rzek oraz na obszarach prawnie chronionych. Powinna ona być realizowana w krótkookresowym horyzoncie czasu i przy małych nakładach finansowych. Docelowo należy natomiast programować obiekty średniej retencji o funkcjach przyrodniczych, rolniczych, przeciwpowodziowych, przeciwerozyjnych i rekreacyjnych. Powinno się je lokalizować w dolinach rzek, na obszarach zamykających zlewnie cząstkowe. Celowość programowania dużej retencji jest dyskusyjna.

Obiekty małej retencji powinny być wielofunkcyjne i współpracować ze sobą w strukturalnym i funkcjonalnym powiązaniu. W pierwszym etapie należy programować renaturyzację, modernizację i odbudowę obiektów retencji wodnej, a następnie budowę nowych.

Dla poszczególnych obiektów należy ustalać funkcję, stopień pilności realizacji oraz zasady partycypacji w kosztach poszczególnych użytkowników. Wybór lokalizacji i koncepcje techniczne należy konsultować z przedstawicielami gmin, samorządów lokalnych, właścicielami i użytkownikami, pracownikami Wojewódzkiego Zarządu Melioracji i Urządzeń Wodnych.

W omawianym programie retencjonowania powinna dominować retencja niesterowana, wzbogacająca zasoby wodne i ograniczająca erozję. Cel ten osiągnąć można poprzez zmiany w strukturze użytkowania, dolesianie, poprawę agrotechniki. Natomiast retencja kompleksowa, w miarę możliwości sterowana, o wiodących funkcjach przyrodniczo-rolniczych może być realizowana w oparciu o wykorzystanie zbiorników, oczek wodnych i stawów.

Największe możliwości retencjonowania występują w zalewowych dolinach rzecznych i na mokradłach. Należy przeanalizować możliwości retencjonowania wód wezbraniowych i spływów powierzchniowych w starorzeczach, oczkach wodnych i obniżeniach terenowych. Duże możliwości techniczne występują przy odbudowie istniejących piętrzeń i budowie nowych w oparciu o istniejące obiekty melioracyjne i mokradła. W programie retencji należy przeanalizować możliwości wykorzystania i ewentualnej renaturyzacji istniejących akwenów. Programowane obiekty małej retencji nie powinny wpływać ujemnie na środowisko. Wybór lokalizacji i propozycje rozwiązań technicznych należy ocenić pod tym kątem. Z analizy rozmieszczenia i charakteru zagrożeń ekologicznych w kontekście programu retencji za najistotniejsze należy uznać:

- likwidację mogilników i składowisk odpadów w zlewniach rzek objętych programem,
- likwidację odprowadzenia ścieków bytowo-gospodarczych z terenów wiejskich,
- maksymalne wykorzystanie naturalnych ekosystemów w procesie oczyszczania ścieków po oczyszczalniach mechaniczno-biologicznych,
- maksymalne wykorzystanie fitomelioracji do regulacji stosunków wodnych.

Literatura

[1] Mioduszewski W., *Ochrona i kształtowanie zasobów wodnych w małych rolniczych zlewniach rzecznych, Metodyczne podstawy rozwoju małej retencji,* Materiały informacyjne IMUZ nr 25, Falenty 1994.

[2] Zieliński J., Słota H., *Stan i wykorzystanie zasobów wód powierzchniowych w Polsce*, ImiGW, Warszawa 1996.

[3] Mioduszewski W., *Zasady projektowania, budowy i eksploatacji małych zbiorników wodnych,* Materiały informacyjne IMUZ nr 32, Falenty 1995.

[4] Leśniak E, Chromański K, Bernat J, Różycka M. S., *Mała retencja wodn*, Wydawnictwo Stowarzyszenie Inżynierów i Techników Wodnych i Melioracyjnych, Warszawa 1997.

[5] Kaczmarek Z., *Programowanie gospodarki zbiornikowej*, Wydawnictwo Politechniki Warszawskiej, Warszawa 1960.

[6] Biesiadzki A., *Problemy zagrożenia gospodarki wodnej w woj. Białostockim,* „Wiadomości Melioracyjne i Łąkarskie" 1996 nr 3.

[7] Dokumentacja techniczna, *Program małej retencji dla woj. Białostockiego,* Bipromel, Warszawa 1996.

[8] Dokumentacja techniczna, *Przyrodnicze uwarunkowania i możliwości retencjonowania wód powierzchniowych na obszarze województwa białostockiego*, Bipromel, Warszawa 1996.

[9] Dokumentacja techniczna, *Koncepcja rozwiązań technicznych budowy obiektów i urządzeń służących retencjonowaniu wód na obszarze zlewni Narwi i Biebrzy w województwie białostockim,* Bipromel, Warszawa 1996.

SMALL RETENTION PROGRAMM ON THE AREA OF VOIVODESHIP PODLASKIE

Summary

In the paper there is presented potential possibility of use of the reservoirs of small retention till the year 2015. There was also discussed the problem of functions, kinds and forms of the small retention of the main rivers of Podlaskie Voivodeship. This is review paper, which shows problem of the shortage of water for various purposes - industrial, agricultural, recreational and potable water. This paper was elaborated on the basis of own work No. W/IIŚ in Politechnika Białostocka.

Referat został opracowany w ramach realizacji pracy własnej nr W/IIŚ/ w Politechnice Białostockiej.

Elżbieta Skorbiłowicz
Aleksander Kiryluk
Adam Łukowski

WPŁYW DZIAŁALNOŚCI ROLNICZEJ I BYTOWEJ NA ZASOLENIE PŁYTKICH WÓD PODZIEMNYCH

Streszczenie

Badania przeprowadzono w 10 miejscowościach pobierając próbki wody z 253 studni. W wodach oznaczono zawartość wapnia, magnezu, potasu i sodu oraz zmierzono przewodność elektryczną. Stwierdzono, w większości badanych próbek, ponadnormatywną zawartość potasu, magnezu, sodu i wapnia. Źródłem tych pierwiastków w wodach były zanieczyszczenia z substancji organicznej w obrębie zagrody oraz migracja z gleb, na których usytuowane były studnie.

Wstęp

Obok azotu i fosforu podstawowymi składnikami nawozowymi są potas, magnez, wapń i w mniejszym zakresie sód. Jednym ze źródeł tych składników są odchody zwierzęce i ścieki bytowe gromadzone na terenie zagród wiejskich.

W wyniku ich nieprawidłowego przechowywania składniki pokarmowe ulegają rozproszeniu w środowisku, przenikając do płytkich wód powierzchniowych [4, 2]. Nie wiadomo o możliwości ujemnego wpływu nadmiaru tych kationów na środowisko przyrodnicze, w tym na wzmożenie procesów eutrofizacji wód, czy jakości wody pitnej i do celów gospodarczych.

Jednak dyrektywa Unii Europejskiej [1] dotycząca jakości wody przeznaczonej do spożycia przez ludzi zaleca stężenie potasu nie wyższe niż 10, sodu 20, wapnia 100, a magnezu 30 mg · dm^{-3}. Składniki te są wysoko skorelowane z przewodnością, której wartość według dyrektywy nie powinna być wyższa niż 0,25 mS · cm.

I. Metodyka badań

Badania przeprowadzono w dziesięciu miejscowościach położonych w województwie podlaskim [8 miejscowości] i w województwie mazowieckim [2 miejscowości]. W 2000 roku pobrano z 253 studni próbki wody i oznaczono w nich zawartości potasu, wapnia, magnezu i sodu metodą ASA i wykonano w nich także pomiar przewodności. Zmierzono odległości studni od budynkowe inwentarskich, szamba i stosów obornikowych, oraz określono rodzaj gleb, na których usytuowane były studnie. Warunki i dane dotyczące lokalizacji studni zamieszczono w publikacji Skorbiłowicz, Wiater, Tomkiel [w druku].

Wyniki badań oceniono w oparciu o zalecenia dyrektywy UE [1] i podano procentowy udział wód przekraczający te zalecenia dla każdej miejscowości.

2. Wyniki badań i dyskusja

Zawartości wapnia w badanych wodach wahały się od kilkunastu do kilkuset Mg Ca·dm^{-3} (rysunek1). Największe jego stężenie wystąpiło w wodach ze studni wsi Mostowlany. Wszystkie wody studzienne tej miejscowości zawierały więcej niż 100 mg Ca ·dm^{-3}, czyli powyżej stężenia zalecanego przez dyrektywę UE. W wodach z pozostałych miejscowości wyższe stężenie wapnia, niż zalecane, wystąpiło od 9-85% badanych próbek (tabela 1). Jedynie w wodach studziennych Dzbenina było mniej wapnia niż 100 mg Ca · dm^{-3}, przy średniej zawartości 47 mg Ca · dm^{-3}.

Stężenie magnezu w około 30% badanych wód było wyższe niż zalecane (tabela 1). Zawartość tego składnika wahała się od minimalnych ilości 3, 3 mg do 107 mg Mg · dm^{-3}. Najniższe zawartości magnezu wystąpiły w wodach ze Dzbenina a najwyższe w wodach studni z Mostowlan, Andryjanek, Ciasnego i Kurian (rysunek 2).

Zawartość sodu w większości badanych wód przekraczała zalecenia określone dyrektywą UE. Tylko w dwóch miejscowościach średnia koncentracja tego kationu była niższa niż 20 mg Na · dm^{-3}. W pozostałych miejscowościach średnia zawartość sodu wynosiła od 25,5 do 60,3 mg Na ·dm^{-3}. Wyższą koncentracje sodu od zalecanej charakteryzowało się od 12 do 100% badanych wód w poszczególnych miejscowościach (tabela 1).

dr inż. Elżbieta Skorbiłowicz, Politechnika Białostocka, Katedra Badań Technologicznych; dr inż. Aleksander Kiryluk, Politechnika Białostocka, Katedra Badań Technologicznych; mgr inż. Adam Łukowski, Politechnika Białostocka, Katedra Badań Technologicznych

Tabela 1. Procentowy udział badanych wód przekraczający zalecany przez UE poziom zawartości kationów

Nazwa wsi	Kationy				Przewodność
	Ca	Mg	K	Na	
Andryjanki	46	50	100	92	100
Bronowo	36	20	100	50	100
Ciasne	85	65	100	95	100
Dzbenin	0	0	48	12	95
Kamionka	27	3	100	30	93
Krasne	16	32	100	32	96
Kuriany	16	56	100	88	97
Łupianka Stara	57	33	100	66	100
Mostowlany	0	40	95	85	100
Okuniowiec	9	9	100	100	100

Źródło: opracowanie własne.

Wysoka koncentracja potasu wystąpiła prawie we wszystkich badanych wodach, z wyjątkiem miejscowości Dzbenin, gdzie 48% badanych próbek zawierało ponadzalecaną ilość potasu. Najwięcej potasu zawierały wody z miejscowości Kuriany, Ciasne, Andryjanki i Okuniowiec. Dyrektywa UE zaleca zawartość potasu do 10 mg K · dm^{-3}, a dopuszczalne ilości do 12 mg K · dm^{-3}. Niemal we wszystkich próbkach wykazano większą niż zalecaną koncentrację potasu, a w około 80% ponad dopuszczalną.

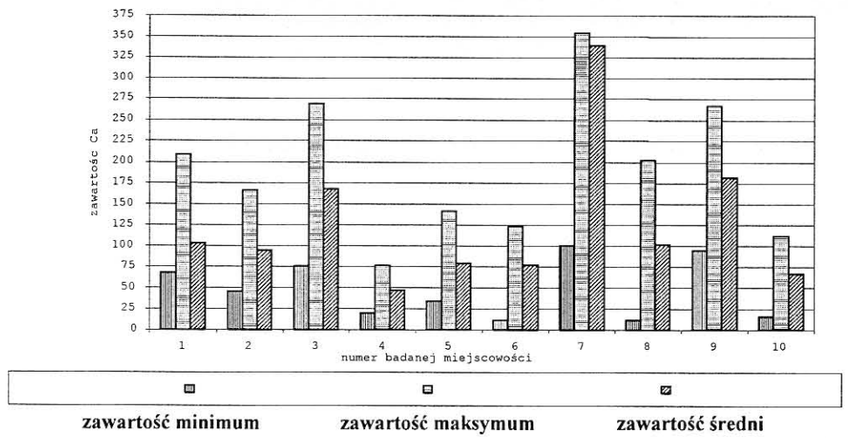
Stężenie omówionych wyżej składników ściśle koreluje z wartością przewodności wody (r = 0,84). Większość badanych wód można zaliczyć do nadmiernie zasolonych, o czym świadczy wysoka przewodność, która wynosiła od 0,11 do 1,77 mS· cm^{-1}. Najwyższe jej wartości stwierdzono w wodach z Andryjanek, Bronowa i Mostowlan (rysunek 5).

Omówione kationy (Ca, Mg, K, Na) występują w glebie i źródłem ich są głównie minerały. W wyniku wietrzenia mogą przedostawać się do wód podziemnych. O uwalnianiu tych składników decyduje w dużej mierze odczyn i rodzaj gleby. Stężenie badanych kationów w wodach studziennych z takich miejscowości, jak Ciasne, i Kuriany można wiązać z wpływem gleby. Miejscowości te położone są na glebach średnich, wytworzonych z glin i mogą one być źródłem tych pierwiastków w wodach. Na zależność tą zwracał uwagę także Skorbiłowicz i in. [4]. Pozostałe miejscowości położone są na glebach lekkich i bardzo lekkich, stąd można przypuszczać, że źródłem tych pierwiastków mogą być odchody zwierząt i ścieki bytowe, gromadzone w obrębie zagrody.

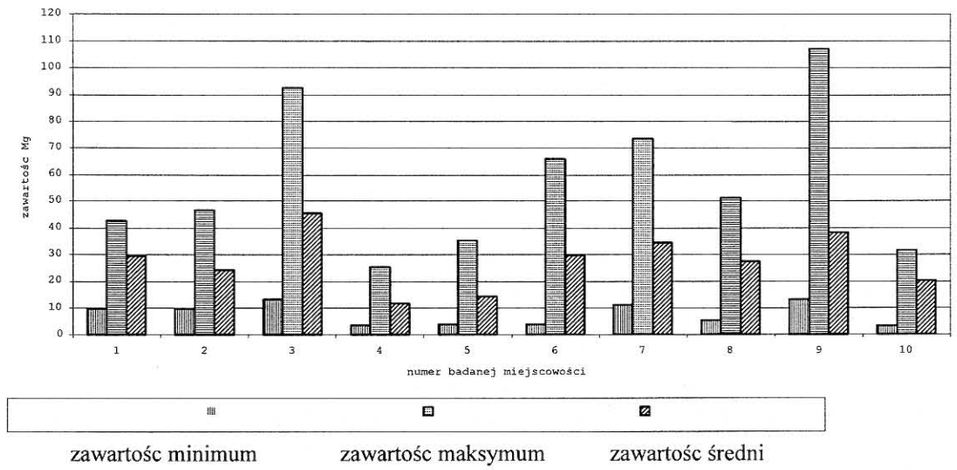
Obornik zawiera przeciętnie 0,7% potasu, 0,36% wapnia, 0,12% magnezu i 0,09% sodu [5]. Składniki te, poza magnezem, nie są związane w trwałe połączenia organiczne i w związku z tym mogą ulegać znacznemu rozproszeniu w środowisku. Wcześniejsze badania Pokojskiej i Dopierały [2000] dowodzą, ze głównym źródłem potasu w wodach ze studni są odchody gospodarskie. Autorzy ci podają, że większość badanych przez nich wód ze względu na koncentracje potasu zaliczyć można, podobnie jak w naszych badaniach do wód pozaklasowych.

Wysokie stężenie wapnia, magnezu, sodu, a przede wszystkim potasu w wodach studziennych należy wiązać z bliskością miejsca gromadzenia odchodów zwierzęcych, a także ścieków bytowych w obrębie zagrody. Kationy te, oprócz biogenów czyli azotu i fosforu decydują o jakości wód, które mieszkańcy wsi czerpią na własne potrzeby i do celów gospodarczych.

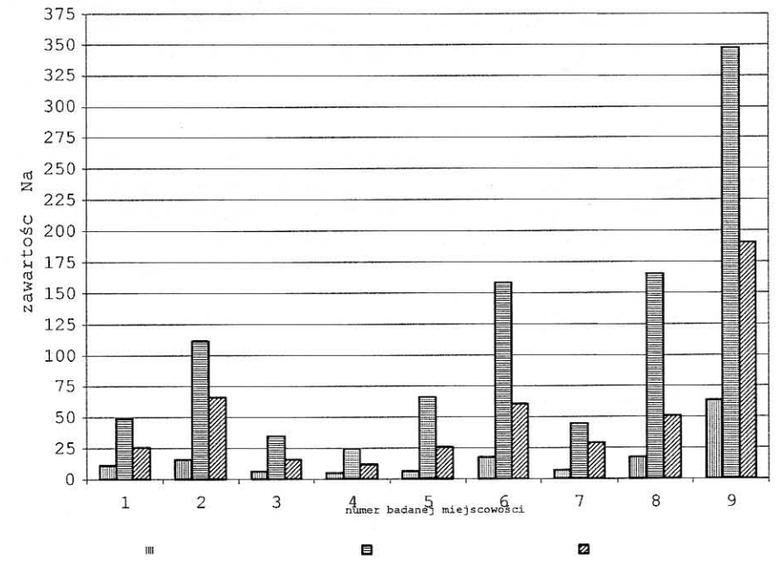
Rysunek 1. Zawartość wapnia w wodach studziennych [mg/l Ca]



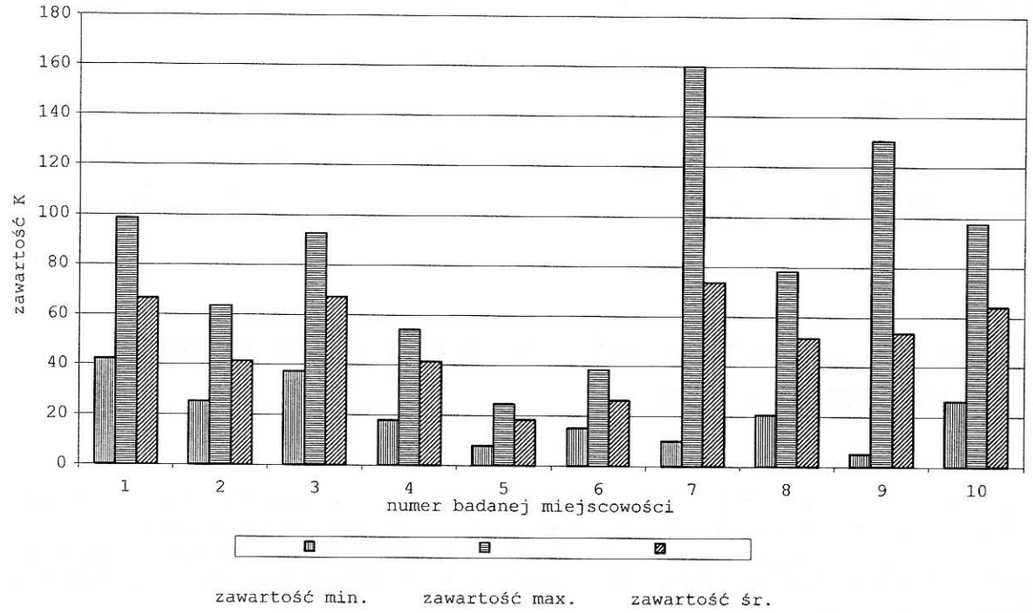
Rysunek 2. Zawartośc magnezu w wodach studziennych [mg/l Mg]



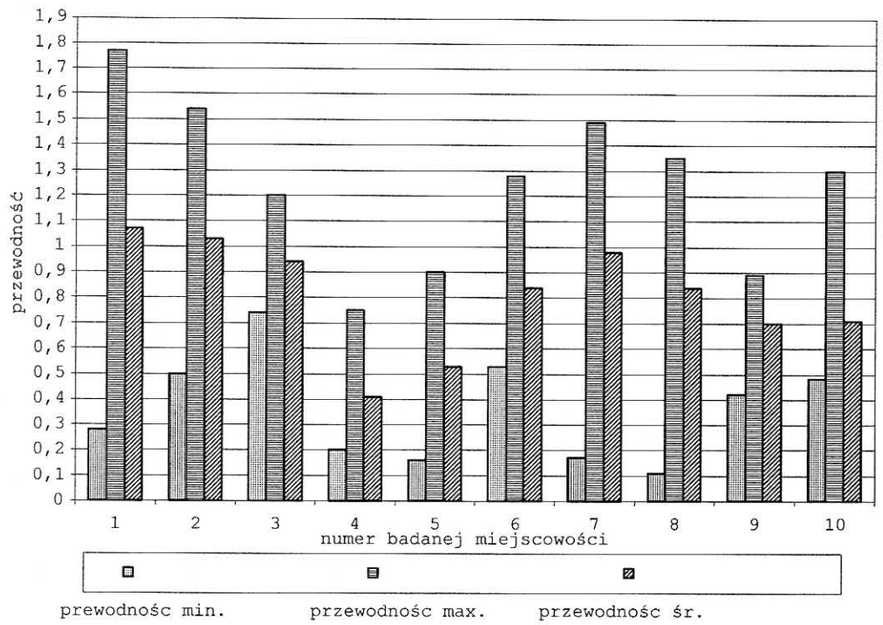
Rysunek 3. Zawartość sodu w wodach studziennych [mg/l Na]



Rysunek 4. Zawartość potasu w wodach studziennych [mg/l K]



Rysunek 5. Przewodność elektryczn wody studziennej [mS/s]



Wnioski

Większość badanych próbek wody charakteryzowało się zwiększoną zawartością wapnia, magnezu, sodu i potasu., co ściśle wiąże się z wysokim stężeniem ich soli.

Przyczyna wysokiego stężenia badanych pierwiastków, oprócz gleby, jest niewłaściwy stan higieny w większości badanych zagród.

Literatura

[1] Council Directive 91/692/EEC of 23 december 1991, relating to the quality of water intended for human consumption. O.I.L.337, 31.12.1991.
[2] Sapek A., Sapek B., Rzepiński W., *Wstępne rozpoznanie zanieczyszczenia wody do picia z ujęć własnych w gospodarstwach rolnych na terenie województwa ostrołęckiego*, Wyd. IMUZ 1993 Nr 8.
[3] Sapek B., *Zagadnienie potasu w świetle oddziaływania rolnictwa na środowisko*, Zesz. Probl. Post. Nauk Rol. Z. 2001 Nr 476, s.281-292.
[4] Skorbiłowicz M., Wiater J., Skorbiłowicz E., *Zastosowanie analizy wieloczynnikowej do oceny jakości płytkich wód podziemnych na obszarach wiejskich*, „Inż. Ekolog." 2001 Nr 5, s. 125-131.
[5] Pokojska U., Dopierała W., *Dynamika składu chemicznego wody z wybranych studni w gminie Kościelec*, w: *Stan i antropogeniczne zmiany jakości wód w Polsce*, red. J. Burchard, Wyd. UŁ, Łódź 2000, s. 239-247.

THE INFLUENCE OF AGRICULTURAL AND VITAL ACTIVITY ONTO SALINITY OF SHALLOW UNDERGROUND WATERS

Summary

The investigations of water samples from 253 wells in 10 localities were conducted. The content of calcium, magnesium, potassium and sodium in waters was determined, electric conduction was measured as well.
In most of studied samples an above-average content of potassium, magnesium, sodu and calcium was found. The source of those elements were pollutants from organic matter in farmstead area, as well as migration from soils, on which wells were located.

Badania realizowano w ramach pracy statutowej Nr S/IIŚ/23/02.

Mirosław Skorbiłowicz
Józefa Wiater
Karol Tomkiel

WPŁYW DZIAŁALNOŚCI ROLNICZEJ I BYTOWEJ NA ZAWARTOŚĆ ZWIĄZKÓW BIOGENNYCH W PŁYTKICH WODACH PODZIEMNYCH

Streszczenie

Dokonano oceny wód studziennych w dziesięciu miejscowościach z uwzględnieniem w nich biogennych pierwiastków azotu i fosforu. Stwierdzono, że głównym źródłem zanieczyszczania wód gruntowych a także i studziennych są działania w gospodarstwie, związane oraz działalnością bytową ludności wiejskiej. z produkcja zwierzęca. Większość prób zawierała ponadnormatywną ilość azotanów III i IV oraz fosforanów.

Wstęp

Z produkcją zwierzęcą związana jest zagroda i jej najbliższe otoczenie. W zagrodzie znajdują się odchody zwierzęce w postaci obornika, gnojówki, gnojowicy oraz pomiotu drobiowego, stanowiącą potencjalne źródło zanieczyszczenia wód gruntowych składnikami nawozowymi, którymi są głownie azot, i fosfor [2]. Składniki te zostają wymyte w głąb profilu gleby i przedostają się nie tylko do wód gruntowych, ale także do pobliskich cieków.
W obrębie zagrody najczęściej usytuowane są studnie o głębokości od kilku do kilkunastu metrów. Wody studzienne narażone są na zanieczyszczenia ze źle przechowywanych odchodów zwierzęcych, a także na spływy wód z terenu zagrody. Innym źródłem zanieczyszczeń tych wód jest niekontrolowany odpływ ścieków z gospodarstw domowych, które nierzadko odprowadzane są do nieczynnych studni [4]. Zanieczyszczenia wprowadzane do gruntu drogą infiltracji przedostają się do wód podziemnych. Szybkość i ilość dostających się składników zależy w dużej mierze od rodzaju gleby [Sapek 1995].
W związku z ustaleniami Komisji Helsińskiej [Helcom], odnoszącymi się do środowiska Morza Bałtyckiego, istnieje wyraźna potrzeba zmniejszenia ładunków azotu i fosforu przedostających się do morza. Zachodzi potrzeba monitorowania jakości wód i wskazywania źródeł ich zmniejszania, ponieważ w rolnictwie azot ulega w znacznej mierze rozproszeniu, w tym ponad 60% do hydrosfery,

I. Metodyka badań

Badania przeprowadzono w dziesięciu wsiach położonych w województwie podlaskim [8 wsi] i w województwie mazowieckim [2 wsie]. W każdej wsi do badań wybrano od 20 do 30 gospodarstw, które prowadzą lub nie prowadzą działalności rolniczej.. W każdym gospodarstwie pobierano wodę ze studni. W sumie pobrano 253 próbek wód studziennych. W obrębie zagrody zmierzono odległości studni od: obory, szamba, stosu obornikowego. Określono także rodzaj gleby, na której usytuowane były zagrody i badane studnie.
W próbach wody oznaczono zawartości form azotu mineralnego $N\text{-}NH_4$, $N\text{-}NO_3$, $N\text{-}NO_2$ oraz zawartość fosforanów metodami kolorymetrycznymi na spektrofotometrze HACH. Wyniki analiz stanowiły podstawę do oceny jakości wód w oparciu o dyrektywę UE [1991 Council].

2. Omówienie wyników i dyskusja

Rozporządzenie Ministra Gospodarki Przestrzennej i Budownictwa [Rozporządzenie 1995] mówi, że odległość studni dostarczającej wodę do picia dla ludzi i na potrzeby gospodarcze powinna wynosić licząc od osi studni co najmniej 15 m od budynków gospodarskich, stosów obornikowych i zbiorników gromadzących nieczystości.
Odległości te były różne w każdej badanej wsi. Najmniej korzystne usytuowanie studni było we wsiach Andryjanki i Mostowlany, bo odpowiednio aż 73% i 65% w odległości mniejszej niż 15 m od obory (tabela 1.)

dr inż. Mirosław Skorbiłowicz, Politechnika Białostocka, Katedra Badań Technologicznych; dr hab. inż. Józefa Wiater, prof. PB, Politechnika Białostocka, Katedra Badań Technologicznych; Karol Tomkiel, Politechnika Białostocka, Katedra Badań Technologicznych

Tabela 1. Warunki lokalizacji badanych studni wiejskich

Miejscowość	Liczba próbek	Odległość studni od obory [m]			Odległość studni od stosu obornika [m]			Głębokość studni [m]		Rodzaj gleby w otoczeniu studni
		min.	max.	% poniżej dopuszcz.	min.	max.	% poniżej dopuszcz.	min.	max.	
Andryjanki	26	4	19	73	7	16	85	6	8	bielicowe,piasek luźny
Bronowo	30	5	40	30	8	25	48	7	25	pseudobielicowe
Ciasne	20	15	50	15	6	40	62	6	10	brunatne, wytworzone z glin zwałowych; bielicowe, wytworzone z piasków luźnych
Dzbenin	24	12	40	20	10	50	50	5	7	bielicowe
Kamionka	25	10	30	24	12	40	25	5	17	czarne ziemie, gleby gliniaste
Krasne	25	15	60	8	18	50	0	7	16	piaski gliniaste mocne
Kuriany	25	10	20	20	10	50	30	6	12	gliny lekkie
Łupianka Stara	30	6	40	40	7	35	40	3	18	piaski gliniaste mocne, pylaste
Mostowlany	20	7	24	65	7	40	60	6	41	piaski gliniaste lekkie
Okuniowiec	23	12	40	21	25	40	0	10	25	piaski słabo gliniaste

Źródło: opracowanie własne.

W większości wsi szamba lub zbiorniki na gnojówkę czy stosy obornika były w odległości zaledwie kilku metrów od studni. Blisko połowa studni badanych usytuowana była w odległości mniejszej niż 15m. Jedynie we wsi Krasne usytuowanie studni było zgodne z wymogami określonymi przepisami.

Nieodpowiedniej lokalizacji studni towarzyszyły najczęściej; zły stan techniczny studni, nieszczelne betonowe kręgi oraz brak zabezpieczenia przed wnikaniem zanieczyszczeń z powietrza. Podobne spostrzeżenia przedstawił wcześniej Bombik [1] i Ostrowska [5].

Zawartości składników chemicznych w badanych wodach studziennych podano w tabeli 2. Ze względu na dużą ilość wyników podano wartości minimalne i maksymalne oraz procentowy udział d próbek przekraczających stężenie poszczególnych składników – zgodnie z dyrektywą UE i rozporządzeniem [6].

Tabela 2. Ocena jakości wód w badanych studniach [zawartość składników w mg dm^{-3}]

Miejscowość	Liczba próbek	pH		$N-NO_3$			$N-NO_2$			$N-NH_4$			$P-PO_4$		
		min.	max.	min.	max.	% prób powyżej normy	min.	max.	% prób powyżej normy	min.	max.	% prób powyżej normy	min.	max.	% prób powyżej normy
Andryjanki	26	6,75	7,92	0,2	72,0	53	0,006	3,300	69	0,03	2,75	23	1,75	64,75	92
Bronowo	30	7,09	8,39	1,3	50,0	63	0,004	0,260	33	0,01	2,75	13	0,17	81,00	67
Ciasne	20	6,87	7,45	1,0	22,3	40	0,002	0,200	15	0,02	0,88	35	3,10	27,50	85
Dzbenin	24	6,43	7,67	1,5	23,4	40	0,001	0,145	30	0,13	0,72	6	0,23	1,84	0
Kamionka	25	6,92	8,82	3,0	44,5	58	0,001	0,022	20	0,10	2,53	33	0,63	2,75	25
Krasne	25	6,55	8,05	0,1	11,2	0	0,003	0,295	16	0,01	0,56	4	0,04	4,75	12
Kuriany	25	6,43	8,50	0,7	13,1	16	0,010	0,430	6	0,01	2,75	28	0,05	7,50	34
Łupianka Stara	30	6,92	8,08	0,4	16,0	13	0,003	0,294	36	0,01	1,94	20	0,01	27,50	40
Mostowlany	20	6,23	6,91	1,6	13,6	35	0,010	0,090	21	0,01	1,29	55	0,16	2,57	55
Okuniowiec	23	6,18	7,78	0,2	17,3	4	0,030	0,050	4	0,02	0,17	0	0,22	4,70	43

Źródło: opracowanie własne.

Dopuszczalne stężenie wynosi:11,3 mg·dm^{-3} $N-NO_3$, 0,03 mg·dm^{-3} $N-NO_2$, 0,5 mg·dm^{-3} $N-NH_4$. Dopuszczalna zawartość fosforanów to 2,2 mg·dm^{-3}.

Jakość wód ze względu na oznaczane wskaźniki była zróżnicowana w poszczególnych wsiach. Najbardziej zanieczyszczone wody wystąpiły we wsiach Andryjanki i Bronowo. Badania wykazały, że 72% próbek zawierało ponad dopuszczalną ilość azotu azotanowego, 69% azotu azotynowego i aż 92% ponadnormatywną zawartość fosforanów. W tej wsi studnie usytuowane były w bliskiej odległości od budynków inwentarskich lub zbiorników na nieczystości. Należy podkreślić, ze wszystkie studnie były stosunkowo płytkie, co niewątpliwie miało wpływ na przesiąkanie nieczystości do wód w obrębie zagrody. Sapek B., Sapek A [7] stwierdzili wcześniej, że źródła zanieczyszczeń wód gruntowych to miejsce niewłaściwego przechowywania i składowania odchodów zwierzęcych wraz z zanieczyszczeniami pochodzącymi z innych źródeł (nieszczelne szamba)a także ścieki bytowe wylewane na powierzchnie potęgujące proces tworzenia się zanieczyszczeń obszarowych na terenach wiejskich. Są one szczególnie źródłem azotanów i azotu amonowego a także fosforanów. We wsi Bronowo także większość badanych wód studziennych zanieczyszczonych była ponadnormatywnie azotanami i fosforanami.

W pozostałych ośmiu badanych wsiach od 34 do 58% badanych wód studziennych wykazywała ponadnormatywna zawartość azotanów V i od 4 do 36% azotanów III. Koncentracja tych biogenów była zależna od intensywności gospodarowania, odległości studni od budynków inwentarskich i zbiorników nieczystości a także od przepuszczalności gleb i poziomu zlegania wód gruntowych.

Najbardziej czyste wody ze względu na obie formy azotu wystąpiły we wsiach: Krasne, Kuriany i Okuniowiec. W tych wsiach, w większości analizowanych gospodarstw nie jest prowadzona intensywna produkcja, poza tym większość studni jest głęboka, ponad 10 m, oraz ich usytuowanie jest raczej prawidłowe. Studnie budowane były na glebach zwięźlejszych. Część prób wód z tych wsi charakteryzowała się jednak ponadnormatywną zawartością azotu amonowego – obejmuje to od 3-55% ilości próbek. Wysokie stężenie azotu amonowego w wodach świadczy o bezpośrednim kontakcie ujęć wody z zanieczyszczeniami pochodzenia organicznego. Mogą to być nie tylko zanieczyszczenia pochodzenia zwierzęcego, ale także nieodpowiednia gospodarka ściekami bytowymi w obrębie zagrody. Duży odsetek badanych wód był zanieczyszczony fosforanami. Fosfor w wodach badanych studni najprawdopodobniej w pewnej części pochodził z odchodów zwierzęcych, który w postaci dwuwodorofosforanów fosforanów został przemieszczony w głąb gleby [Sapek 2000]. Jednak przeważająca część fosforu do wód docierała ze ścieków bytowych, a źródłem ich pochodzenia były głownie detergenty. Kirchmann [3] podaje, że w przybliżeniu 25% fosforu w ściekach bytowych pochodzi z detergentów. Fosfor w środkach czystości występuje w postaci polifosforanów, które dobrze rozpuszczają się w wodzie i przemieszczają w głąb gleby, co w konsekwencji objawia się zwiększonym ich stężeniem w wodach gruntowych.

Podsumowanie

Większość badanych studni usytuowanych było poniżej dopuszczalnej odległości od obór i innych źródeł zanieczyszczeń tj. bliżej niż 15 metrów.

Badane wody studzienne w większości były zanieczyszczone ponadnormatywnymi ilościami azotu $N-NO_3$ i fosforanami $P-PO_4$.

Jakość gleb wpływała na wielkość zanieczyszczeń wód studziennych związkami azotu i fosforu.

Literatura

[1] Bombik T., Kolbuszewski T., Mazurek J., *Stan sanitarno-higieniczny wody pozyskiwanej ze studni przydomowych w wybranej wsi woj. Siedleckiego*, Zesz. Nauk. WSRP w Siedlcach 1989 Nr 22, s.193-203.

[2] Durkowski T., Burczyk P., Walczak B., WesołowskiP., *Zagroda wiejska – źródłem zanieczyszczenia czystości wody i gleby*, w: *Woda jako czynnik warunkujący wielofunkcyjny i zrównoważony rozwój wsi i rolnictwa*, 1997.

[3] Kirchmann H., *Phosphorus flows in Swedish society related to agriculture*, Kungl.Skoghs-och Landbruksakode mies Tidskrift 1998 Nr 137 (7), s. 145-156.

[4] Łubińska W., *Jakość wody a zdrowie. Ocena stanu sanitarnego w wybranych gminach woj. rzeszowskiego w 1996 r.*, ODR, Boguchwale 1996.

[5] Ostrowska B.E., *Wpływ otoczenia zagrody wiejskiej na jakość wody*, w: *Woda jako czynnik warunkujący wielofunkcyjny i zrównoważony rozwój wsi i rolnictwa*, 1997.

[6] Rozporządzenie Min. Zdrowia z 4 września 2000 r. w sprawie warunków, jakim powinna odpowiadać woda do picia i na potrzeby gospodarcze, woda w kąpieliskach oraz zasad sprawowania kontroli jakości wody przez organy Inspekcji Sanitarnej (Dz.U. Nr 82, poz. 937).

[7] Sapek A., Sapek B., *Monitoring jakości wody gruntowej w zagrodzie wiejskiej*, Zesz. Probl. Post. Nauk Rol. 1998 z. 458, s. 495-504.

[8] Sapek A., *Rozpraszanie fosforu do środowiska – mechanizmy i skutki*, Zeszyty Edukacyjne 2000 nr 7.

THE INFLUENCE OF AGRICULTURAL AND VITAL ACTIVITY ONTO CONTENT OF BIOGENIC COMPOUNDS IN SHALLOW UNDERGROUND WATERS

Summary

The estimation of well waters from 10 localities, regarding content of biogenic elements - nitrogen and phosphorus, was made. It was found, that a farm activity connected to animal production and vital activity of rural population, is the main source of ground and well waters pollution. The most of samples contained above-average quantity of nitrates III and IV as well as phosphates.

Badania realizowano w ramach pracy statutowej Nr S/IIŚ/23/02.

Katarzyna Garbarczyk

GOSPODARKA WODNA W ZAKŁADACH PRZETWÓRSTWA MIĘSNEGO

Streszczenie

Przetwórstwo mięsa jest jedną z najbardziej wodochłonnych gałęzi przemysłu spożywczego. Woda jest niezbędna na wszystkich etapach produkcji - od uboju do wyrobu i konfekcjonowania wędlin. W referacie przedstawiono strukturę zużycia i wskaźniki zapotrzebowania na wodę w zakładach mięsnych. Wskazano również możliwości racjonalnego i optymalnego gospodarowania wodą.

Wstęp

Przetwórstwo mięsne jest jedną z gałęzi przemysłu, gdzie produkcja w dobie przemian gospodarczych i recesji, nie uległa istotnemu ograniczeniu, wykazuje nawet tendencję wzrostową. Przetwarzanie surowców rzeźnych wymaga znacznych ilości wody, w skali przetwórstwa spożywczego, przemysł mięsny jest jednym z najbardziej wodochłonnych – tuż po przemyśle cukrowniczym i mleczarskim. Można przyjąć, że woda zużywana przez zakłady mięsne stanowi nieco poniżej 10% wody, którą zużywa cały przemysł spożywczy w Polsce.

Jednakże znaczne ograniczenie poboru wody w gałęziach przemysłu wytwarzających żywność jest nierealne – z uwagi na rosnące wymogi dotyczące higieny pracy i jakości produktu.

I. Przeznaczenie wody w zakładach przetwórstwa mięsnego

Profil produkcji w zakładach przetwórstwa mięsnego oraz zakres działań technologicznych bywa bardzo zróżnicowany – od kompleksowych przedsiębiorstw produkcyjnych (ubój, wytwarzanie i konfekcjonowania wędlin) do zakładów o wąskim spektrum działań – ubojnie, przetwórnie, wyrób wędlin czy chłodzenie mięsa.

Pełny cykl technologiczny składa się z wielu elementów, najważniejsze grupy działań w typowych zakładach przemysłu mięsnego to:

- ubój zwierząt rzeźnych,
- obróbka jelit, podrobów i ubocznych artykułów ubojowych,
- rozbiór mięsa,
- konfekcjonowanie mięsa,
- produkcja wędlin mięsnych i podrobowych.

Woda obecna jest w zasadzie we wszystkich procesach ciągu technologicznego, spełniając różnorodne zadania. Najogólniej można wyróżnić **wodę technologiczną,** która jest używana w procesie powstawania wyrobów, i **wodę techniczną** która jest odpowiedzialna za utrzymanie czystości, przenoszenie energii.

Pełniąc wiele funkcji, woda musi posiadać zróżnicowane parametry, toteż instalacja złożona jest zwykle z kilku układów rozprowadzających wodę o zróżnicowanej temperaturze. W nowoczesnych zakładach o pełnym profilu produkcyjnym najczęściej spotyka się następujące instalacje wodne:

- instalacja wody zimnej,
- instalacja wody ciepłej 38°C z cyrkulacją,
- instalacja wody gorącej 82°C z cyrkulacją,
- instalacja centralnego układu mycia 60°C [1].

Wskaźniki zapotrzebowania na wodę w zakładach przetwórstwa mięsnego

Do prognozowania potrzeb wodnych zakładów, na etapie projektowania, przydatne są wskaźniki ilości zużywanej wody na jednostkę produkcji. Wskaźniki scalone przeciętnego zapotrzebowania na wodę w obiektach związanych z ubojem i przetwórstwem mięsa podaje Rozporządzenie Ministra Infrastruktury w sprawie określenia przeciętnych norm zużycia wody z dnia 14 stycznia 2002 r; przedstawiono je w tabeli 1.

dr inż. Katarzyna Garbarczyk, Politechnika Białostocka, Katedra Wodociągów i Kanalizacji

Tabela 1. Przeciętne normy zużycia wody w zakładach przetwórstwa mięsnego

Rodzaj zakładu	Jednostka odniesienia (j.o.)	Przeciętne normy zużycia wody (m^3/j.o.)
Rzeźnie		
bydło: sztuki duże sztuki małe	 1 szt. 1 szt.	 0,3 0,1
trzoda chlewna	1 szt.	0,5
konie	1 szt.	0,35
Przetwórstwo mięsa		
zakłady przetwórstwa mięsnego oraz wytwórnie wyrobów garmażeryjnych	1 tona wyrobu	50
b) wytwórnie konserw	1 tona wyrobu	35

Źródło: [2].

Na potrzeby prognozowania zapotrzebowania na wodę techniczną i technologiczną o zróżnicowanych parametrach konieczne są bardziej szczegółowe wskaźniki. Przykładowe wartości przyjmowane do prognozowania potrzeb zakładu na etapie jego projektowania przedstawia tabela 2 [3].

Tabela 2. Wartości wskaźników dla poszczególnych potrzeb wodnych zakładu prowadzącego ubój i przetwórstwo mięsa

	Wskaźnik zapotrzebowania na wodę		
	Woda zimna	Woda ciepła	Woda gorąca
Ubój trzody	150 l/szt.	280 l/szt.	4 l/szt.
Ubój bydła	100 l/szt.	100 l/szt.	10 l/szt.
Przetwórstwo	6 m^3/tonę	3 m^3/tonę	0,5 m^3/tonę
Pracownicy: praca czysta praca brudna	33 l/osobę 66 l/osobę		

Źródło: [3].

Rozbiór wody odbywa się nierównomiernie. Zmienność dobową charakteryzuje współczynnik N_d, który przyjmuje się na poziomie 1,1. Świadczy to o stosunkowo małej zmienności zużycia wody w ciągu roku. Wysoki jest natomiast współczynnik nierównomierności godzinowej N_h, określający nierównomierność rozbiorów wody w poszczególnych godzinach doby. Dla omawianej gałęzi przemysłu jest on stosunkowo wysoki i wynosi około 5.

2. Struktura zużycia wody na poszczególnych etapach produkcji

Różne etapy produkcji, wydziały zakładu i ciągi technologiczne zużywają wodę na cele produkcyjne i poza-produkcyjne. Wielkość potrzeb zależy od profilu i zakresu produkcji oraz zastosowanych technologii.

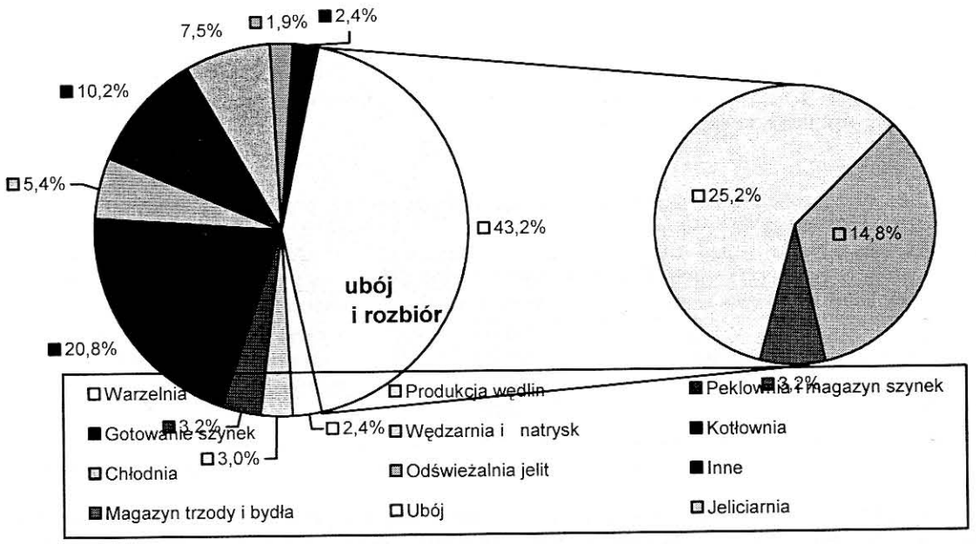
Przykładową strukturę zużycia wody w zakładzie o pełnym cyklu produkcyjnym – prowadzącym ubój, rozbiór i przetwórstwo mięsa wieprzowego i wołowego przedstawiono na rysunku 1.

Diagram pokazuje udział procentowy ważniejszych działów w zużyciu wody w dobie o średnim zużyciu ($Qd_{śr}$).

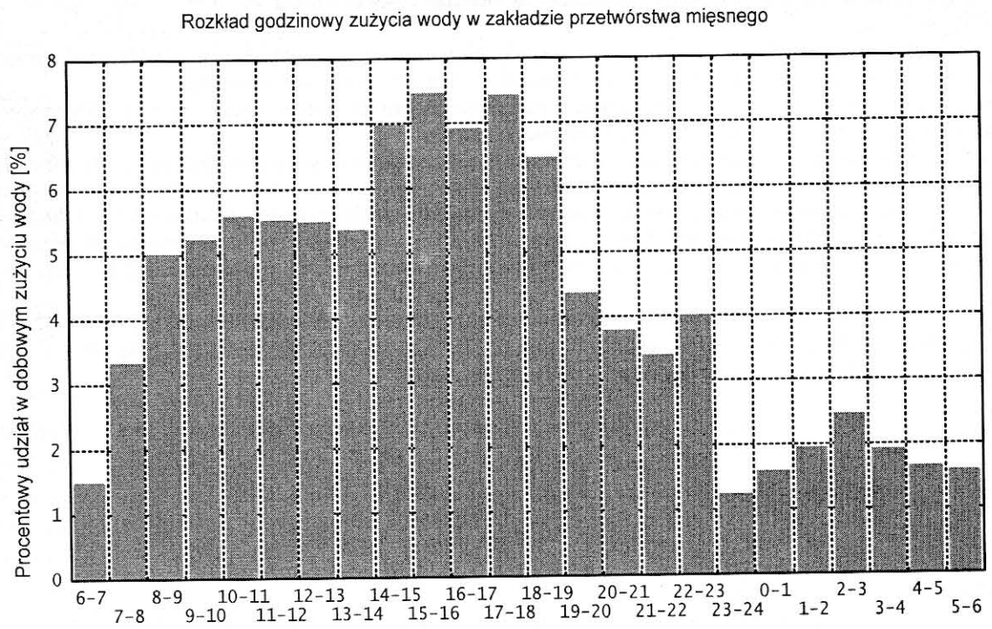
Wykres pokazuje wyraźnie, iż najbardziej wodochłonnym etapem jest ubój i związane z nim procesy – ponad 40% (przedstawione na diagramie pomocniczym). Procesy związane z wyrobem wędlin to około 37% dobowych potrzeb wodnych. Fakt ten znajduje odzwierciedlenie w strukturze godzinowej zużycia wody. Na rysunku 2 przedstawiono przykładowy rozkład godzinowy zużycia wody w zakładzie prowadzącym pełny zakres produkcji – zarówno ubój jak i przetwórstwo.

Największe zapotrzebowanie na wodę przypada na przedział czasowy w godzinach 7-18, czyli tych, w których prowadzony jest ubój i rozbiór bydła i trzody oraz przerób wędlin. Wynika to z faktu, iż właśnie ubój i wyrób wędlin to najbardziej wodochłonne procesy w gospodarce wodnej zakładów mięsnych.

Rysunek 1. Struktura zużycia wody w zakładzie przetwórstwa mięsnego



Rysunek 2. Rozkład godzinowy zużycia wody w zakładzie



3. Racjonalne gospodarowanie wodą i możliwości ograniczenia ilości zużywanej wody w zakładach przetwórstwa mięsnego

Przemysł mięsny jest jedną z tych gałęzi gdzie radykalne ograniczenie ilości zużywanej wody jest zagadnieniem trudnym i często kontrowersyjnym. Należy bowiem mieć na uwadze fakt, iż ograniczanie poboru wody mogłoby w niektórych sytuacjach stworzyć realne zagrożenie pogorszenia się higieny miejsc pracy, narzędzi, maszyn i pracowników, zwłaszcza że wymogi odnośnie higieny w zakładach rosną generując raczej wzrost zapotrzebowania na wodę [4].

Istnieją jednak pewne możliwości ograniczania, albo przynajmniej zoptymalizowania ilości zużywanej wody. Przykładami takich działań są:

- stosowanie nowoczesnej i sprawnej armatury – samozamykających się zaworów i nowoczesnych rozwiązań otwierających i zamykających dopływ wody w urządzeniach technologicznych i toaletach (na przykład fotokomórki),
- monitorowanie zużycia wody na poszczególnych etapach produkcji,
- ograniczenie ilości wody do celów pomocniczych – na przykład mycie pomieszczeń i maszyn z użyciem sprzętu wysokociśnieniowego,
- zamykanie obiegów wodnych (szczególnie wody technicznej).

Podsumowanie

Woda w zakładach przemysłowych jest ważnym i stosunkowo drogim surowcem, należy podejmować więc działania zmierzające do umiejętnego i racjonalnego jej wykorzystywania.

Zużycie wody w zakładach przemysłu mięsnego jest zróżnicowane, zależnie od profilu ich produkcji i zastosowanych technologii. Szczególnie wodochłonny jest pierwszy etap – ubój i rozbiór surowców rzeźnych. Procesy te pochłaniają blisko połowę pobieranej wody. Dlatego najczęściej mniejsze zakłady mięsne, które nie posiadają ubojni a bazują na gotowych półtuszach, wykazują znacznie niższe wskaźniki zużycia wody, pochodzące z nich ścieki są mniej obciążone zanieczyszczeniami.

W ostatnich latach zauważa się wzrostową tendencję zużycia wody, a fakt ten tylko częściowo znajduje pokrycie w proporcjonalnym wzroście produkcji [5]. Jest to skutek zaostrzenia wymogów sanitarnych względem higieny pomieszczeń produkcyjnych, magazynowych, itp. Inne czynniki wpływające na zwiększenie zużycia wody to rozbudowa zakładów, stosowanie nowych linii technologicznych, zwiększenie powierzchni użytkowych, które należy utrzymywać w stanie higieny.

Można jednak gospodarować wodą racjonalnie i szukać możliwości zoptymalizowania jej zużycia. Szczególną uwagę należy zwrócić na oszczędności w zapotrzebowaniu na wodę techniczną. Woda ta, pracując w obiegach zamkniętych, może służyć jako nośnik energii lub cieplnej, a jej cyrkulacja pozwala na zmniejszenie zapotrzebowania na ten surowiec nawet o około 30%.

Literatura

[1] Garbarczyk K., *Struktura i zużycie wody w zakładach przetwórstwa mięsnego*, „Rzeźnik" 2001 nr 1.
[2] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury w sprawie określenia przeciętnych norm zużycia wody z dnia 14 stycznia 2002 roku (Dz.U.02.8.70).
[3] Zaręba M., *Gospodarka wodno-ściekowa na przykładzie wybranego zakładu przemysłowego*, praca dyplomowa, Politechnika Białostocka, Białystok 2001.
[4] Raport o stanie ochrony środowiska w zakładach przemysłu mięsnego, Instytut Przemysłu Mięsnego i Tłuszczowego 1990.
[5] Niewiadomska U., *Racjonalizowanie gospodarki wodą i ściekami w przemyśle mięsnym*, „Gospodarka mięsna" 1991 nr 11.

THE WATER MANAGEMENT IN MEAT PROCESSING PLANTS

Summary

The meat processing is one of the most water-consuming branches at nutritive industry. The water is essential at every stage of production - from the slaughtering to the meat and pork-butcher's meat packing. In this report the water consumption structure and the water demand indicators were presented. There were also indicated possibilities of sensible and optimum water management.

Подлозный Э.Д.
Будека Ю.Ф.
Брилка Е.
Магрель А.

ПЕРСПЕКТИВЫ ПРИМЕНЕНИЯ ПЛАЗМЕННЫХ ТЕХНОЛОГИЙ В ВОДОПРОВОДНО-КАНАЛИЗАЦИОННОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ И ОЧИСТКЕ ВОД

Плазменные технологии в недалекой перспективе будут определять уровень развития ряда отраслей промышленности. Он определяется сложностью задач, выполняемых изделиями и конструкциями, различными условиями эксплуатации устройств и сооружений. В то же время современная структура цен на электроэнергию и топливо пока не благоприятна для широкого внедрения плазменных процессов в промышленность. По мере удорожания цен на органическое топливо и истощения его запасов ситуация будет постепенно меняться [1].

За последние 25 лет достигнуты значительные успехи в области создания высокоэффективного оборудования и разработки технологических процессов плазменного напыления порошковых материалов. Это объясняется тем, что энергетические, тепловые и газодинамические параметры плазменной струи (температура, мощность, скорость, состав, давление газовой струи) можно регулировать в широких пределах. Так, температуру плазменной струи можно изменять от $(1\text{-}2)\cdot10^3$ К до $5\cdot10^4$ К, давление в струе от тысячных долей миллиметра ртутного столба до десятка и более атмосфер, а скорость струи газа – от нескольких метров до сотен и тысяч метров в секунду. При этом температура подложки в процессе плазменного напыления не превышает 100-200^{0}С [1].

Нами рассмотрено применение холодной плазмы для очистки воды, низкотемпературной плазмы (напыление) в промышленности и плазменное оплавление композитов (панелей, плит) как отделочного материала.

Представляет интерес использование плазмы для очистки как питьевых, так и сточных вод [2]. При обработки воды плазмой имеет место уничтожение всех сгораемых загрязняющих веществ, коагуляция и полная дезинфекция обрабатываемой воды. В данном случае используется холодная плазма. Соответствующие установки созданы совместно НПО «Электротехника» (Таллинн) и компанией Estell Pluss AS. Установки плазменной очистки позволяют очищать жидкость от диоксинов и фуранов, от фтор- хлор- и фосфорорганических загрязнений путем их разрушения высоковольтным разрядом плазмы в жидкой среде. Установки особенно эффективны в районах, где нет питьевой воды требуемого качества (например, районы добычи нефти).

По сравнению с другими используемыми экономичными методами очистки воды количество затрачиваемой электроэнергии на производство 1 м^3 воды при использовании плазменных технологий снижается в 2-2,5 раза. Производительность установок по очистке воды составляет 5-100 м^3/час при соответствующей номинальной мощности 4-80 кВт.

В различных областях техники (машиностроение, авиа- и космонавтика, электроника, приборостроение и т.п.) получили применение методы газотермического и плазменного напыления на узлы и детали машин и механизмов с применением металлических и керамических порошков. При этом повышается прочность и износостойкость поверхности деталей, при снижении себестоимости их по сравнению с новыми изделиями на 3-40%. Большие успехи в этом отношении достигнуты в Беларуси (институт порошковой металлургии, Белорусский государственный университет информатики и радиоэлектроники, Белорусский национальный технический университет, г.Минск), Украине (институт проблем материаловедения, институт сварки им. Патона, Киев), Германии (институт материалов Аахенского технического университета), Польше (технический университет г.Катовицы). Известны установки для напыления порошков фирм «Sulzer-Metco», «Plasma-Technik» (Швейцария), Colmonoy (США), Praxair (США), SNMI (Франция), УПУ-3Д (Россия), DFVLR (Германия). На ряде ремонтных предприятий транспорта и сельского хозяйства Беларуси применяют близкий к плазменному метод электродуговой металлизации для нанесения декоративных и антикоррозионных покрытий на детали и конструкции [3].

Успехи газотермического и плазменного напыления связаны с возможностью проведения технологического процесса напыления в камере с контролируемой средой (нейтральной, восстановительной, окислительной и др.) и регулируемым в широком диапазоне давлением (от нескольких сотен тысяч до долей

Подлозный Э.Д., докторант, доцент, ведущий научный сотрудник Белорусский национальный технический университет, Белорусский государственный университет информатики и радиоэлектроники, Республика Беларусь; Будека Ю.Ф., кандидат технических наук, доцент Белорусский национальный технический университет Республика Беларусь; Брилка Е., доктор технических наук, профессор, Белостокская политехника, Республика Польша; Магрель А., доктор технических наук, профессор Белостокская политехника, Республика Польша

Паскаля), легкостью регулирования мощности плазменной струи в диапазоне от 10^3 до 10^6 Вт и более, удельным потоком от 10^2 до 10^6 Вт/см^2, скоростью истечения плазменной струи до 10^3 м/с и выше, комплексной механизации производственных процессов, возможностью интеграции плазменной очистки, пайки и напыления в одном технологическом процессе, высокой экологической культурой производства.

В отличие от машиностроения строительная индустрия на сегодняшний день характеризуется недостаточным внедрением средств автоматизации, а также особенностью взаимодействия конструкций с окружающей, часто агрессивной, средой.

Многие строительные конструкции, в частности стеновые панели, имеют значительные габариты. Поэтому нанесение на поверхность конструкций порошков путем плазменного напыления требует большого их расхода. Кроме того, силикатные порошки (измельченный стеклобой с добавками) имеет игольчатую, а не оптимальную круглую поверхность. При этом требуется применять дозаторы большой производительности. Поэтому метод плазменного напыления (и наплавки) из силикатных порошков не получил применения на заводах строительной индустрии.

Усилия производственников и ученых были направлены на разработку и применение метода газопламенного и плазменного оплавления поверхности бетонных и керамических материалов и конструкций (композитов) с целью замены традиционных видов материалов.

Использование плазменных генераторов низкотемпературной плазмы позволяет создать на поверхности материалов значительные градиенты температуры, и при кратковременном воздействии на поверхность изменения претерпевают только тонкие поверхностные слои изделий, а внутренние слои не затрагиваются. Вследствие этого покрытия, получаемые воздействием низкотемпературной плазмы, имеют высокие декоративные, эксплуатационные и физико-механические свойства.

В Минском научно-исследовательском институте строительных материалов (НИИСМ) совместно с институтом физики и другими организациями была разработана технология плазменного оплавления композитов (бетонов) на созданной установке плазменной обработки бетона. Установка состоит из машины термической резки, выпускаемой НПО «Кислородмаш» (Одесса), плазменного генератора ПС-2П, изготовленного СКТБ с ОП института физики и источников тока АПР-404, выпускаемых ПО «Электронагрев» [4].

Для защиты от вредных воздействий аэрозолей и токсичных газов, выделяемых при плазменной обработке бетона, была спроектирована и смонтирована вентиляционная установка. Отличие ее от существующих состоит в том, что она обеспечивает отсос вредных воздействий не с нижней и боковой, а с верхней плоскости обрабатываемого плазмой изделия при перемещении суппорта установки в любую точку изделия. При этом скорость потока во всасывающем факеле и у источника выделения вредных веществ должна быть не ниже 1,5 м/с, т.е. в зоне работы плазменного генератора должно отсасываться 6000 м^3/ч загрязненного воздуха.

На опытно-экспериментальном производстве Минского НИИСМ были выпущены опытные партии образцов плит, панелей, оплавленные на установке плазменного оплавления. Был выполнен комплекс исследований образцов изделий с оплавленной поверхностью для определения адгезионной прочности, морозостойкости, долговечности и проведения петрографического изучения микроструктуры оплавленного слоя. В результате исследований установлено следующее.

Адгезионная прочность покрытия определялась путем отрыва стальной пластины диаметром 30 мм, которая приклеивалась к оплавленной поверхности клеем на основе эпоксидной смолы, составляет 1,6-2,3 МПа. Водонепроницаемость оплавленного покрытия после 24 ч капиллярного подсоса составляет 2,1-2,7 л/м^2, что несколько ниже, чем через поверхность бетона.

Проведены также испытания на морозостойкость покрытия непосредственным замораживанием и оттаиванием и комплексные исследования долговечности покрытия в камере искусственной погоды, в которой искусственный свет, близкий к солнечному, орошение водой и температура среды обусловлены заданными климатическими условиями средней полосы СНГ. Образцы прошли 45 циклов попеременного замораживания и оттаивания без видимых дефектов оплавленной поверхности.

Коэффициент диффузного отражения образцов определялся при помощи блескомера фотоэлектрического типа БФ-2. Изменение цвета покрытия к 25 условным годам эксплуатации составляет 18-30% от первоначального.

Проведенный дополнительно термический анализ образцов позволил выявить эндотермические эффекты, обусловленные дегидратацией гидросиликатов кальция и диссоциацией кальцита, которые имеют место при нагревании образцов как с неоплавленным, так и с оплавленными слоями.

При температуре 400^{0}С имеет место начало оплавления первоначально неоплавленного (исходного) слоя, в то время как предварительно оплавленный слой начинает оплавляться при температуре 340^0 С. Эндотермические эффекты имеют место при температурах 570-575^{0}С (наблюдается полиморфный переход модификаций α кварца в β кварц), а при повышении температуры до 750-760^0 С происходит диссоциация кальцита. При более высоких температурах (840-890^0 С) образуются новые фазы из продуктов распада гидросиликатов кальция.

Проведенные замеры проб воздуха на рабочем месте оператора при плазменном оплавлении панелей на предмет наличия вредных веществ показали, что цианистый водород и диоксид азота не обнаружены, а наличие пыли, окиси и двуокиси углерода не превышают предельно допустимых концентраций.

Качественное оплавление поверхности обеспечивается при влажности поверхностного слоя не более 6%. В противном случае необходимо поверхностный слой предварительно подсушить путем однократного или двухкратного прохождения плазмотрона над обрабатываемой поверхностью [3].

Были определены технические требования к плазменной отделке и составлен технологический регламент.

Недостаточное внедрение в практику метода плазменного оплавления сдерживается значительным непропорциональным ростом стоимости электроэнергии и ограничениями ее потребления во многих промышленных центрах, отсутствием прямой связи заводов стройиндустрии, выпускающих новые высококачественные изделия, со строителями объектов, использующими изделия с плазменной отделкой.

Таким образом, из изложенного материала следует, что применение плазменных технологий в водопроводно-канализационном строительстве и очистке природных и сточных вод может развиваться в направлении получения строительных материалов и изделий из них (трубы, плиты и т.д.) с новыми улучшенными физико-механическими и химическими свойствами. Плазменные технологии универсальны, экологически чистые, позволяют получить высокий эффект очистки природных и сточных вод, не достижимый при использовании традиционных способов. Дополнительными преимуществами плазменных технологий являются их высокие технико-экономические показатели, простота автоматизации, надежность в эксплуатации и производительность превосходящая все известные технологии для достижения одинаковых результатов.

Литература

[1] Плазменные процессы в производстве изделий электронной техники. В 3-х т. Т.3 А.П.Достанко, С.П.Кундас, С.В.Бордусов и др. – Мн.: ФУАинформ, 2001 – с.85, 138.

[2] Данилов В. О плазменной очистке воды/ Строительство и недвижимость, Мн., 4.02.2003, №5(394), с.15.

[3] Формирование газотермических покрытий: теория и практика/ А.Ф.Ильющенко, В.А.Оковитый, С.П.Кундас, Б.Форманек.- Мн.: Бестпринт, 2002.- 480 с.

[4] Подлозный Э.Д. Плазменная технология оплавления композита – новый вид наружной отделки зданий / Информационная среда вуза. IX Международная научно-техническая конференция, 20-21.11.2002. Сб. статей, Ивановская государственная архитектурно-строительная академия, Иваново, 2002, с.253-258.

BIBLIOTEKA GŁÓWNA POLITECHNIKI BIAŁOSTOCKIEJ

Referat na prawach rękopisu.