

# BEZPIECZEŃSTWO OBIEKTÓW HYDROTECHNICZNYCH

— pod redakcją  
JANA WINTERA I AGNIESZKI DĄBSKIEJ

SERIA PUBLIKACJI NAUKOWO-BADAWCZYCH IMGW-PIB  
2023



# BEZPIECZEŃSTWO OBIEKTÓW HYDROTECHNICZNYCH

pod redakcją  
Jana Wintera i Agnieszki Dąbskiej

Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej  
Państwowy Instytut Badawczy  
Warszawa 2023



SERIA PUBLIKACJI NAUKOWO-BADAWCZYCH IMGW-PIB

## BEZPIECZEŃSTWO OBIEKTÓW HYDROTECHNICZNYCH

### Recenzenci

Ludwik Dąbkowski; Agnieszka Dąbska; Zbigniew Kledyński; Apoloniusz Kodura;  
Andrzej Kryzanowski; Agnieszka Machowska; Wojciech Majewski;  
Paweł Popielski; Jaromir Riha; Donatella Sterpi; Jan Winter;  
Andrzej Wita; Askar Zhussupbekov

### Redakcja naukowa

dr hab. inż. Jan Winter, prof. PW (Politechnika Warszawska)  
dr hab. inż. Agnieszka Dąbska (Politechnika Warszawska)

### Opracowanie redakcyjne

Rafał Stepnowski

### Opracowanie graficzne i techniczne

Michał Seredin

### Zdjęcie na okładce:

Zapora i zbiornik Goczałkowice (F. Andrzej Siudy)

**ISBN: 978-83-64979-51-4**

### Wydawca

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

Redaktor Wydawniczy/Publishing Editor

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

# SPIS TREŚCI

<b>XX MIĘDZYNARODOWA KONFERENCJA TECHNICZNEJ KONTROLI ZAPÓR – WPROWADZENIE</b> Agnieszka DĄBSKA, Jan WINTER, Andrzej WITA	5
<b>WYKORZYSTANIE BADAŃ GEOFIZYCZNYCH W OCENIE I MONITORINGU STANU TECHNICZNEGO BUDOWLI HYDROTECHNICZNYCH</b> Zbigniew BESTYŃSKI, Piotr ŚLIWIŃSKI	13
<b>ODPADY PALENISKOWE JAKO MATERIAŁ DO BUDOWY NASYPÓW ZIEMNYCH</b> Agnieszka DĄBSKA, Bartosz BEDNARZ, Paweł PYTLAK, Ewelina WRÓBLEWSKA	21
<b>CHALLENGES IN THE INTERPRETATION OF THE AUTOMATED DAM MONITORING DATA AND THE WAYS TO OVERCOME THEM</b> Alla DEMIANIUK, Dmytro STEFANYSHYN	39
<b>POŁOWE METODY BADAŃ STANU ZAGĘSZCZENIA PODŁOŻA GRUNTOWEGO W PRZYKŁADOWYM WĘZLE BADAWCZYM NA TARASIE ZALEWOWYM WISŁY</b> Łukasz KACZMAREK, Agnieszka DĄBSKA, Paweł POPIELSKI, Radosław MIESZKOWSKI	53
<b>MECHANISMS OF LANDSLIDE FAILURE ALONG BEDDING-PLANE SLIP SURFACE</b> Xuan KANG, Shun WANG, Wei WU	65
<b>SCENARIO APPROACH TO MANAGING FLOOD RISKS: CHALLENGES AND PERSPECTIVES</b> Vasyl KORBUTIAK, Dmytro STEFANYSHYN, Yaroslav KHODNEVYCH	73
<b>THE ROLE OF HYDROPOWER IN MEETING THE TARGETS FOR RENEWABLE ENERGY PRODUCTION IN SLOVENIA</b> Andrej KRYŽANOWSKI, Nina HUMAR	87
<b>APPLICATION OF PUMPED-STORAGE POWER PLANTS FOR MANAGEMENT OF ELECTRIC ENERGY</b> Wojciech MAJEWSKI	99
<b>SHEAR EXPERIMENTS ON A LARGE SCALE SHEAR INSTRUMENT</b> K.I. NAZAROV, A.U. TASHKHOJAEV, D.N.GALIYEVA	111
<b>PILOTAŻOWE W POLSCE ZASTOSOWANIE METODY TERMICZNEJ ANALIZY PROCESÓW FILTRACYJNYCH W TYM MONITORINGU PRZECIEKÓW NA ZAPORZE ZIEMNEJ KOZŁOWA GÓRA</b> Krzysztof RADZICKI, Marek STOLIŃSKI	121
<b>THE APPLICATION OF CERTAIN MODERN METHODS FOR UPGRADING LEVEES</b> Krzysztof RADZICKI, Remy TOURMENT, Janusz ZALESKI	135
<b>EVALUATION METHOD OF ENGINEERING CONDITION FOR AGRICULTURE RESERVOIR AND SMALL DAM</b> Eun Chul SHIN, Bong Soo KIM, Jeong Ku KANG, Jong Keun LEE	149
<b>GOSPODARKA WODNA NA ZBIORNIKU WODNYM GOCZAŁKOWICE WEDŁUG OBOWIĄZUJĄCYCH INSTRUKCJI GOSPODAROWANIA WODĄ</b> Andrzej SIUDY, Zbigniew FARUGA	159
<b>140 LAT WODOCIĄGÓW NA ŚLĄSKU – HISTORIA GÓRNOŚLĄSKIEGO PRZEDSIĘBIORSTWA WODOCIĄGÓW S.A.</b> Arkadiusz TARASIŃSKI, Henryk DROB	175
<b>ABSTRAKTY</b>	197
<b>SUMMARIES</b>	205
<b>ZESTAWIENIE ARTYKUŁÓW ZGŁOSZONYCH NA XX KONFERENCJĘ TKZ'2023, OPUBLIKOWANYCH PRZEZ INNE WYDAWNICTWA</b>	211
<b>INFORMACJA O AUTORACH</b>	227



# XX MIĘDZYNARODOWA KONFERENCJA TECHNICZNEJ KONTROLI ZAPÓR – WPROWADZENIE

Agnieszka DĄBSKA, Politechnika Warszawska, Wydział Instalacji Budowlanych, Hydrotechniki i Inżynierii Środowiska

Jan WINTER, Politechnika Warszawska, Wydział Instalacji Budowlanych, Hydrotechniki i Inżynierii Środowiska

Andrzej WITA, niezależny ekspert

*Twórcze myślenie to przełamywanie utartych schematów,  
by spojrzeć na sprawy z różnych punktów widzenia.*

*(Edward de Bono)*

Po dwóch latach od poprzedniej edycji przekazujemy Czytelnikowi kolejną monografię dotyczącą bezpieczeństwa obiektów hydrotechnicznych. Na wstępie umieściliśmy myśl Edwarda de Bono (1933-1921), wybitnego maltańskiego psychologa i lekarza, światowego autorytetu w bezpośrednim nauczaniu tzw. „myślenia twórczego” oraz twórcy określenia „lateral thinking” (myślenie „w bok”, czyli w poprzek stereotypom). Inżynieria wodna, jak mało która, jest dziedziną niezwykle interdyscyplinarną, stawiającą trudne wyzwania specjalistom z nią związanych. Budowle hydrotechniczne, wznoszone dla wykorzystania, ale i ochrony zasobów wodnych, generalnie w celu prowadzenia gospodarki wodnej, zawsze ingerują w środowisko. Ich budowa oraz późniejsza troska o prawidłową eksploatację i ich bezpieczeństwo wymaga właśnie myślenia twórczego, często niezgodnego z utartymi poglądami i schematami, takiego do którego namawiał Edward de Bono, innowacyjnego i kreatywnego.

Wszystkim Autorom poszczególnych rozdziałów serdecznie dziękujemy za zaangażowanie i przygotowanie materiałów. Dziękujemy również Recenzentom oraz Redaktorom Wydawnictwa monografii – ich praca gwarantuje wysoki poziom przekazywanej Państwu pozycji, która powinna zainteresować zarówno naukowców, jak i praktyków.

Monografia zawiera 14 rozdziałów, w których Czytelnik znajdzie szerokie spectrum zagadnień z zakresu inżynierii wodnej, związanych z projektowaniem, wykonawstwem, eksploatacją i monitoringiem zachowania się budowli hydrotechnicznych. Wierzmy, że każdy odszuka dla siebie interesujący materiał, a tak naprawdę to wszystkie czternaście rozdziałów jest warte uwagi. W końcowej części wydawnictwa zamieszczamy wykaz 27 publikacji, wraz ze streszczeniami, wydanych w różnych czasopismach z okazji XX Międzynarodowej Konferencji Technicznej Kontroli Zapór TKZ’2023, która odbyła się w dniach 12-15 września 2023 r. w Chorzowie pod hasłem *Bezpieczeństwo obiektów hydrotechnicznych*. Podobnie jak w poprzednich latach, część artykułów zawarta w monografii została również wygłoszona w postaci referatów na tej Konferencji. Patronat nad Konferencją objęli: Główny Inspektor Nadzoru Budowlanego, Marszałek Województwa Śląskiego, Prezes Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa, Prezes Górnośląskiego Przedsiębiorstwa Wodociągów S.A. oraz Dziekan Wydziału Instalacji Budowlanych, Hydrotechniki i Inżynierii Środowiska Po-

litechniki Warszawskiej. Organizatorami Konferencji byli: Politechnika Warszawska – Zakład Budownictwa Wodnego i Hydrauliki Wydziału Instalacji Budowlanych, Hydrotechniki i Inżynierii Środowiska i Instytut Badań Stosowanych, Górnośląskie Przedsiębiorstwo Wodociągów S.A., Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej – Państwowy Instytut Badawczy, Centrum Technicznej Kontroli Zapór oraz Polski Komitet Wielkich Zapór POLCOLD wraz z Sekcją Konstrukcji Hydrotechnicznych Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej Polskiej Akademii Nauk. Sekretarzem Konferencji była dr hab. inż. Agnieszka Dąbska, a współprowadzącymi Komitetu Naukowego prof. dr hab. inż. Zbigniew Kledyński oraz dr hab. inż. Jan Winter, prof. PW. Członkami natomiast byli:

- Pulod Aminzoda, Tadżykistan;
- Emília Bednárová, Słowacja;
- Jean-Louis Briaud, Stany Zjednoczone Ameryki;
- Rodney Bridle, Wielka Brytania;
- Volodymir Cherniuk, Ukraina;
- Szczepan Ludwik Dąbkowski, Polska;
- Agnieszka Dąbska, Polska;
- Jean-Jacques Fry, Francja;
- Michael Ion, Rumunia;
- Andrej Kasana, Słowacja;
- Apoloniusz Kodura, Polska;
- Andrej Kryžanowski, Słowenia;
- Florian Landstorfer, Austria;
- Zbigniew Marek Lechowicz, Polska;
- Agnieszka Machowska, Polska;
- Wojciech Majewski, Polska;
- Paolo Mazzanti, Włochy;
- Yoshiyuki Mohri, Japonia;
- Ali Noorzad, Iran;
- Paweł Popielski, Polska;
- David Richtr, Republika Czeska;
- Jaromir Řiha, Republika Czeska;
- Raimondas Šadzevičius, Litwa;
- Edmund Sieński, Polska;
- Paweł Stefanek, Polska;
- Donatella Sterpi, Włochy;
- Waldemar Świdziński, Polska;
- Fumio Tatsuoka, Japonia;
- Alisher Toshxodjaye, Uzbekistan;
- Andrzej Truty, Polska;
- Martin Wieland, Szwajcaria;

- Andrzej Wita, Polska;
- Askar Zhussupbekov, Kazachstan;
- Andy Zielinski, Kanada;
- Jan Żelazo, Polska.

Tegoroczna konferencja jest już dwudziestą, jubileuszową, natomiast pierwsza odbyła się w 1981 r. w Warszawie. W poprzedniej monografii, wydanej w roku 2021, przedstawiliśmy bogatą, ponad 40-letnią historię Konferencji TKZ oraz ponad 60-letnią historię technicznej kontroli zapór w Polsce. Przez ostatnie cztery dekady Konferencje Technicznej Kontroli Zapór pełniły ważną rolę, stając się platformą spotkań oraz wymiany wiedzy i doświadczeń hydrotechników. Mamy nadzieję, że tak pozostanie również przez kolejne lata.

Szanowni Czytelnicy, oddajemy w Wasze ręce niniejszą monografię z przekonaniem, że każdy z Państwa znajdzie w niej pozycję dla siebie. Przede wszystkim jednak wierzymy, że przyczyni się ona do wymiany doświadczeń i dalszego rozwoju w zakresie monitoringu bezpieczeństwa hydrotechnicznych budowli piętrzących.

Życzymy dobrej lektury.





# XX TECHNICAL DAM CONTROL INTERNATIONAL CONFERENCE – INTRODUCTION

Agnieszka DĄBSKA, Warsaw University of Technology, Faculty of Building Services, Hydro and Environmental Engineering

Jan WINTER, Warsaw University of Technology, Faculty of Building Services, Hydro and Environmental Engineering

Andrzej WITA, Independent Expert

*Creative thinking involves breaking out of established patterns  
in order to look at things in a different way.  
(Edward de Bono)*

Two years on from the previous edition, we present the next monograph on the safety of hydraulic structures to the Reader. In the beginning, we place the thought of Edward de Bono (1933-1921), an outstanding Maltese psychologist and doctor, a world authority on direct teaching of the so-called “creative thinking” and the creator of the term “lateral thinking” (thinking “sideways”, i.e., across stereotypes). Unlike any other discipline, water engineering is an extremely interdisciplinary field, bringing complex challenges to its specialist. Hydraulic structures built for the use and protection of water resources, generally for water management, always interfere with the environment. Their construction and subsequent care, for proper operation and safety, require creative thinking, such as Edward de Bono encouraged, innovative and creative, often inconsistent with standard views and patterns.

We would like to thank all the authors of individual chapters for their commitment and preparation of the materials as well as the reviewers and editors of the monograph Publishing House. Their work guarantees a high level of the position presented, which should interest scientists and practitioners.

The monograph contains 14 chapters in which the reader will find a broad spectrum of issues in water engineering related to the design, construction, operation and monitoring of the behaviour of hydraulic structures. We believe that everyone will find interesting material for themselves as all fourteen chapters are worth of paying attention to. In the final part of the publication, we present a list of 27 publications, together with summaries, published in various journals for the XX Technical Dam Control International Conference TKZ’2023, which took place on September 12-15, 2023, in Chorzów, titled the *Safety of Hydraulic Structures*. As in previous years, some of the papers from the monograph were also presented at this conference. The conference was held under the patronage of the: General Inspector of the Construction Supervision, Marshal of the Silesian Voivodship, President of the Polish Chamber of Civil Engineers, Chairman of the Silesian Waterworks Company and Dean of the Faculty of Building Services, Hydro and Environmental Engineering of the Warsaw University of Technology. The organizers of the conference were: Warsaw University of Technology – Division of Hydro-Engineering and Hydraulics of the Faculty

of Building Services, Hydro and Environmental Engineering and the Institute of Applied Research, Silesian Waterworks Company, Dam Monitoring Centre – Institute of Meteorology and Water Management – National Research Institute, and the Polish Committee of Large Dams POLCOLD together with the Hydrotechnical Structures Division of the Committee on Civil Engineering and Hydroengineering of the Polish Academy of Sciences. The conference's secretary was Agnieszka Dąbska, PhD DSc Eng and the co-chairmen of the Scientific Committee were Professor Zbigniew Kledyński, PhD DSc Eng and Professor Jan Winter, PhD DSc Eng. The members were:

- Pulod Aminzoda, Tajikistan,
- Emilia Bednárová, Slovakia,
- Jean-Louis Briaud, United States of America,
- Rodney Bridle, United Kingdom,
- Volodymir Cherniuk, Ukraine,
- Szczepan Ludwik Dąbkowski, Poland,
- Agnieszka Dąbska, Poland,
- Jean-Jacques Fry, France,
- Michael Ion, Romania,
- Andrej Kasana, Slovakia,
- Apoloniusz Kodura, Poland,
- Andrej Kryžanowski, Slovenia,
- Florian Landstorfer, Austria,
- Zbigniew Marek Lechowicz, Poland,
- Agnieszka Machowska, Poland,
- Wojciech Majewski, Poland,
- Paolo Mazzanti, Italy,
- Yoshiyuki Mohri, Japan,
- Ali Noorzad, Iran,
- Paweł Popielski, Poland,
- David Richter, Czech Republic,
- Jaromir Řiha, Czech Republic,
- Raimondas Šadzevičius, Lithuania,
- Edmund Sieński, Poland,
- Paweł Stefanek, Poland,
- Donatella Sterpi, Italy,
- Waldemar Świdziński, Poland,
- Fumio Tatsuoka, Japan,
- Alisher Toshxodjayev, Uzbekistan,
- Andrzej Truty, Poland,
- Martin Wieland, Switzerland,
- Andrzej Wita, Poland,

- Askar Zhussupbekov, Kazakhstan,
- Andy Zielinski, Canada;
- Jan Żelazo, Poland.

It is worth mentioning that the first TKZ Conference was held in 1981 in Warsaw, and this year we are celebrating the twentieth jubilee of the conference. In the previous monograph, published in 2021, we presented a rich history of the conferences in 40 years and over 60-year history of technical control of dams in Poland. Over the last 40 years, the Technical Dam Control Conferences have played their role, becoming an important platform for meetings and exchange of knowledge and experience for water engineers. We are convinced this will continue to be the case for many years to come.

Dear readers, by presenting this monograph to you, as previously indicated, we are convinced that each of you will find a position for yourself. Above all, however, we believe that the next submitted book will contribute to the exchange of experience and further development in monitoring of dam structure safety.

Enjoy the monograph.



# PRZESTRZENNE ZRÓŻNICOWANIE LITOLOGII I WODOPRZEPUSZCZALNOŚCI KORPUSU I PODŁOŻA ZAPORY ZIEMNEJ NA PODSTAWIE BADAŃ GEOELEKTRYCZNYCH METODĄ ERT

## SPATIAL DIFFERENTIATION OF THE LITHOLOGY AND WATER PERMEABILITY OF THE BODY AND BASE OF THE EARTH DAM BASED ON GEOELECTRICAL STUDIES USING ERT METHOD

Zbigniew BESTYŃSKI, Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej – Państwowy Instytut Badawczy

Piotr ŚLIWIŃSKI, Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej – Państwowy Instytut Badawczy

### **Streszczenie**

W artykule zwrócono uwagę na fakt, że dla wiarygodnej oceny stanu technicznego budowli hydrotechnicznych niezbędne jest rozpoznanie ich struktury w sposób ciągły i przestrzenny. Konieczne jest więc uzupełnienie punktowych pomiarów geotechnicznych i geodezyjnych badaniami geofizycznymi umożliwiającymi rozpoznanie konstrukcji w sposób ciągły i przestrzenny. Metodę i metodykę badań należy dostosować do rodzaju i konstrukcji obiektu tak, aby mierzone parametry geofizyczne były możliwie ściśle skorelowane z parametrami geotechnicznymi decydującymi o stanie technicznym obiektu. Przedstawiono w zarysie technikę badań metodą tomografii elektrooporowej ERT i przykład jej wykorzystania w ocenie zróżnicowania wodoprzepuszczalności zapory ziemnej zbudowanej metodą namywania, posadowionej na zaburzonych glacictektonicznie piaszczysto-gliniastych osadach polodowcowych.

### **1. Wprowadzenie**

Dla wiarygodnej oceny stanu technicznego budowli, w szczególności hydrotechnicznych, konieczne jest przestrzenne rozpoznanie zarówno samej budowli, jak również jej podłoża. Wykonywane oceny stanu technicznego oparte są najczęściej jedynie na punktowych obserwacjach sieci piezometrów i reperów geodezyjnych. Taki sposób wykonywania ocen, z powodu ograniczonej gęstości punktów pomiarowych, nie gwarantuje lokalizacji wszystkich rejonów potencjalnie zagrażających stabilności i szczelności konstrukcji. Dostępny obecnie geofizyczny sprzęt pomiarowy oraz zaawansowane metodyki pomiarów i cyfrowego przetwarzania danych umożliwiają wystarczająco dokładne, do wykorzystania w ocenie stanu technicznego, określenie przestrzennego zróżnicowania parametrów geofizycznych, zarówno w obrębie samej budowli, jak również w jej podłożu. Uzyskany obraz rozkładu mierzonego parametru geofizycznego umożliwia lokalizację stref potencjalnie zagrażających budowli. Korelacja rezultatów pomiarów geofizycznych z określonymi punktowo pomiarami geotechnicznymi umożliwia określenie ich szacunkowej wartości w obrębie całej konstrukcji, a na tej podstawie bardziej wiarygodną ocenę jej stanu technicznego.

## 2. Wybór i uzasadnienie metody i metodyki badań

W wyborze metody i metodyki badań geofizycznych obiektów hydrotechnicznych należy kierować się wymogiem możliwie ścisłej korelacji mierzonego parametru geofizycznego z parametrami materiału budującego badany obiekt i decydującymi o jego stanie technicznym.

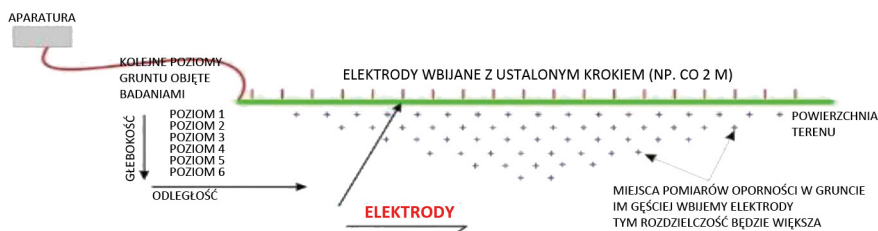
W przypadku zapór ziemnych o ich stanie technicznym decyduje szczelność i jednorodność korpusu, a dobrze charakteryzującym je parametrem geofizycznym jest oporność elektryczna materiału budującego korpus. W interpretacji wykorzystywana jest zależność oporności elektrycznej gruntu od litologii, z którą związana jest wodoprzepuszczalność. Grunty piaszczysto-żwirowe charakteryzują się wysoką, a ilasto-gliniaste niską opornością elektryczną. Pomiar oporności elektrycznej wykonane w wariancie tomografii elektrooporowej umożliwiają określenie zróżnicowania jej wartości w sposób ciągły, w przekroju linii pomiarowej, od powierzchni terenu do zadanej głębokości. Wykonanie takich pomiarów w odpowiednio gęstej siatce pomiarowej umożliwia określenie przestrzennego zróżnicowania oporności elektrycznej w obrębie całej konstrukcji, a na tej podstawie – zróżnicowania jej wodoprzepuszczalności i jednorodności.

Tomografia elektrooporowa ERT (ang. Electric Resistivity Tomography) jest metodą geofizyczną umożliwiającą szczegółowe zróżnicowanie oporności elektrycznej ośrodka gruntowego [Bestyński 2011]. W metodzie tej układ pomiarowy stanowi kilkadziesiąt uziemionych elektrod pomiarowych (zwykle 30-40) rozłożonych w równych odstępach wzdłuż linii pomiarowej i podłączonych do jednostki sterującej. Z wymienionego zestawu elektrod w sposób automatyczny wybierane są wszystkie 4-elektrodowe zestawy elektrod spełniające warunki wybranego układu pomiarowego, np. układu Schlumbergera-Wennera (układ symetrycznie rozmieszczonych czterech elektrod AMNB), z których dwie zewnętrzne to elektrody prądowe AB, a dwie wewnętrzne to elektrody potencjałowe MN. Odległości między elektrodami muszą spełniać warunek  $AB \geq 3MN$ . Pojedynczy pomiar obejmuje swoim zasięgiem przestrzeń zbliżoną do półkuli o średnicy równej odległości elektrod AB, a określona w jego wyniku średnia oporność ośrodka objętego pomiarem, „ $\rho_a$ ”, nazywana opornością pozorną, jest właściwa dla punktu położonego w połowie długości odcinka AB na głębokości równej  $0,3 AB$ . Na cały cykl pomiarowy składa się kilkaset pojedynczych pomiarów obejmujących różne wycinki przestrzeni pomiarowej i określających oporności wzdłuż linii pomiarowej na różnych głębokościach, zawierających się w zakresie od  $0,3 AB$  min do  $0,3 AB$  max.

Metoda tomografii elektrooporowej ERT polega na podziale przestrzeni objętej pomiarem na bloki, którym przyporządkowuje się oporności właściwe dobrane tak, by przy danej wartości natężenia prądu obliczone wartości różnicy potencjałów dla każdego z rozstawów pomiarowych były równe wartościom pomiarowym. Wielkość elementów podziału przestrzeni pomiarowej zwiększa się z głębokością z powodu spadku rozdzielczości pomiarów. Każdemu z bloków przyjętego podziału przestrzeni pomiarowej przyporządkowuje się oporność elektryczną i dla każdego rozstawu pomiarowego zestawia się równanie, które musi spełniać prawo Kirchhoffa i prawo Ohma. Otrzymany układ równań rozwiązuje się metodą iteracji, dążąc do minimalizacji kwadratów różnic oporności pomierzonych i obliczonych.

Rozwiązaniem są oporności właściwe materiału budującego każdy z wydzielonych bloków, obrazujące rozkład oporności na badanej powierzchni, a na jego podstawie zróżnicowanie litologii i wodoprzepuszczalności gruntu. Obliczenia wykonuje się z wykorzystaniem specjalistycznego oprogramowania komputerowego [RES2DINV].

Na rysunku 1 przedstawiono schemat układu pomiarowego i punkty pomiaru oporności dla pojedynczego cyklu pomiarowego oraz podział przestrzeni pomiarowej na bloki [Bestyński 2011].



Tomografia elektrooporowa – układ pomiarowy i podział obszaru pomiarowego na bloki.

Dodatkową korzyścią pomiarów geofizycznych obejmujących całą konstrukcję jest możliwość cyklicznego ich powtarzania, przy identycznej lokalizacji i metodyce pomiarów, i na tej podstawie ocenę względnych zmian mierzonych parametrów geofizycznych. Pomiaru takie umożliwiają ciągły monitoring w czasie i przestrzeni stanu technicznego obiektu na podstawie zmian oporności, niezależnie od ścisłości korelacji oporności z litologią i wodoprzepuszczalnością. Częstotliwość pomiarów powinna być uzależniona od rodzaju i klasy konstrukcji oraz jej aktualnego stanu technicznego.

### 3. Przykład rezultatów badań

#### 3.1. Przestrzenny model zróżnicowania oporności korpusu i przyczółków zapory ziemnej

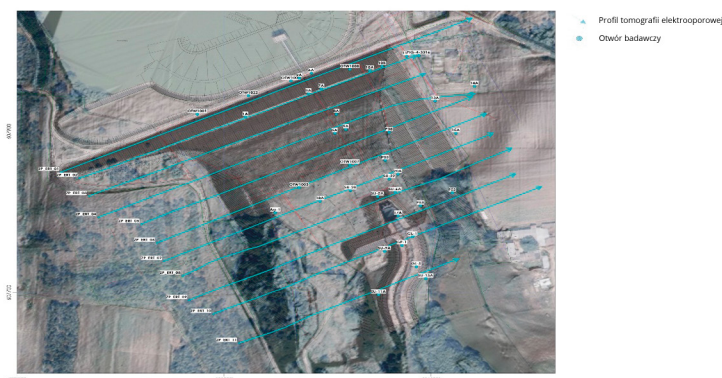
Zapora ziemna o długości 350 m i wysokości 23,5 m posadowiona jest na czwartorzędowych piaskach średnich i drobnych oraz pospółkach i również starszych, neogeńskich iłach i mułkach oraz mioceńskich piaskach. Prawy przyczółek zapory charakteryzuje się stosunkowo prostą budową geologiczną. Pod przypowierzchniową warstwą piaszczystą zalega mięjsza warstwa utworów ilastych zalegających na utworach piaszczysto-żwirowych. Lewy przyczółek zapory natomiast charakteryzuje się skomplikowaną budową geologiczną, warstwy gruntowe są porożrywane i pofałdowane, co jest prawdopodobnie wynikiem procesów glacictonicznych.

Zaporę wykonano metodą namywania miejscowych piasków drobno- i średnioziarnistych. Zastosowana metoda wykonania korpusu zapory nie gwarantuje jego jednorodności i niezaburzonej filtracji wody, co stwarza niebezpieczeństwo powstania dużych gradientów



hydraulicznych i wymyć materiału gruntowego z korpusu. Szczegółowe rozpoznanie litologii korpusu umożliwi więc dostosowanie systemu drenażowego do wodoprzepuszczalności gruntu budującego korpus.

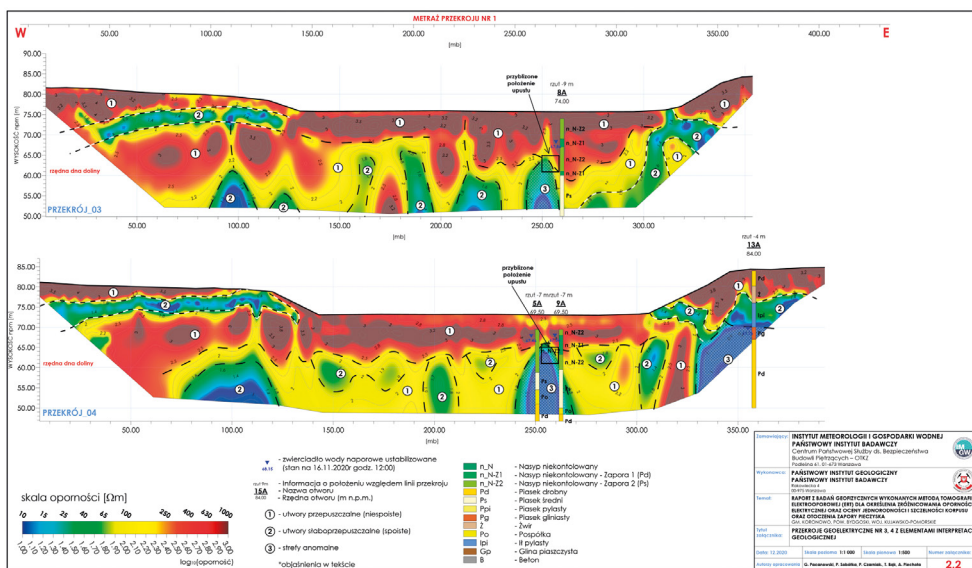
Dla szczegółowego zróżnicowania litologii gruntów budujących korpus zapory i jej przyczółki wykonano badania geoelektryczne metodą ERT. Badania zrealizowano w gęstej siatce profilów pomiarowych (rys. 2) umożliwiły przestrzenne zróżnicowanie oporności gruntów budujących rejon badań, a na tej podstawie określenie ich litologii i wodoprzepuszczalności. Na rysunku 3 przedstawiono rozkład oporności na dwóch z jedenastu wykonanych przekrojów, a na rysunku 4 przestrzenny model zróżnicowania oporności. Na grafice zaznaczono krawędzie przecięcia przekrojów pomiarowych z powierzchnią terenu, a kropkami poniżej tych linii punkty pomiarowe. Zróżnicowanie oporności przedstawiono kolorami. Uzyskany model umożliwia określenie przekrojów oporności wzdłuż dowolnej linii przecinającej obszar pomiarowy oraz map rozkładu oporności na poziomach od powierzchni terenu do głębokości zasięgu prospekcji [Pacanowski i in. 2020].



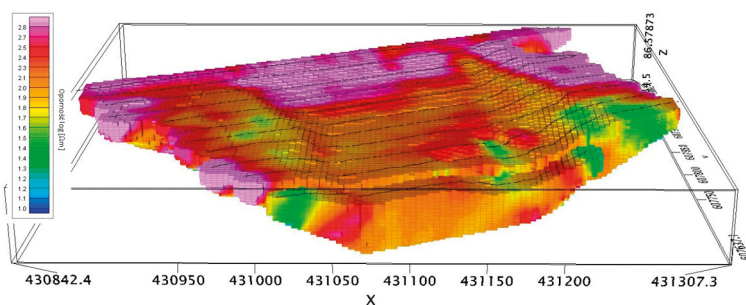
Rys. 2. Lokalizacja profili pomiarowych.

Przedstawiony przestrzenny model rozkład oporności elektrycznej jest modelem pseudo-3D, ponieważ został utworzony na podstawie przekrojów odwzorowanych w przestrzeni 2D. W przypadku, gdy spodziewane strefy anomalne przebiegają poprzecznie do przebiegu linii pomiarowych, a taki kierunek w przybliżeniu mają strefy filtracji wody, czyli poprzecznie do osi zapory, odchyłka modelu pseudo-3D od modelu 3D jest niewielka.

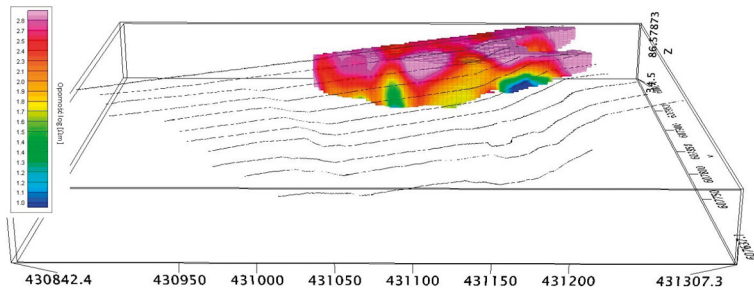
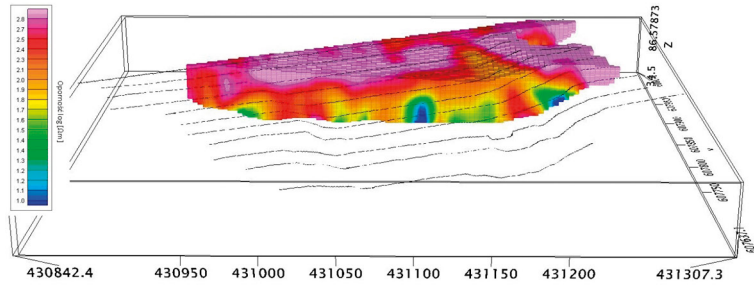
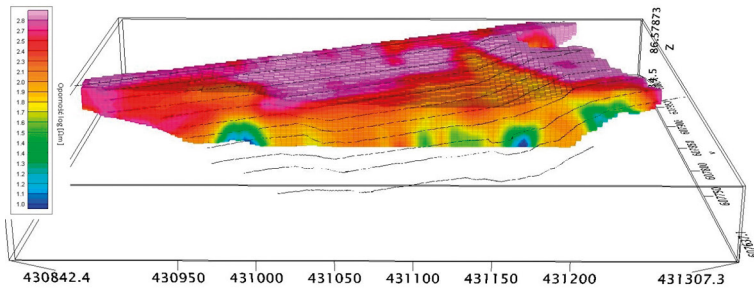
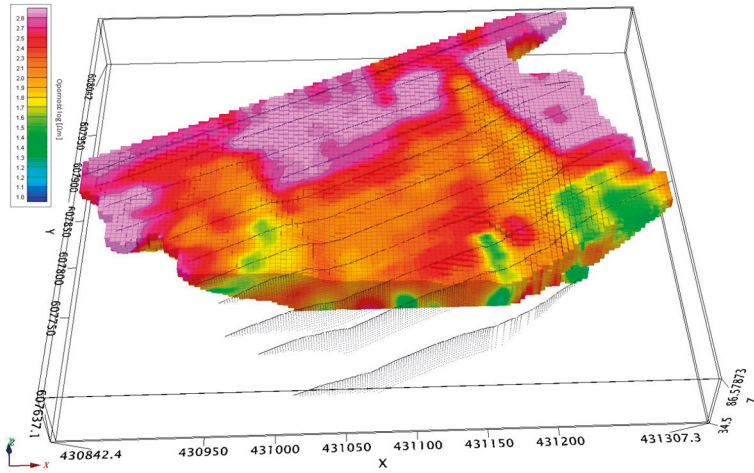
Na rysunku 5 przedstawiono kilka przykładowych przekrojów przestrzeni pomiarowej płaszczyznami pionowymi, a na rysunku 6 wydzielone obszary niskich oporności odpowiadających gruntom gliniastym nieprzepuszczalnym. Z kolei na rysunku 7 zaprezentowano kilka przekrojów płaszczyzną poziomą na różnych głębokościach.



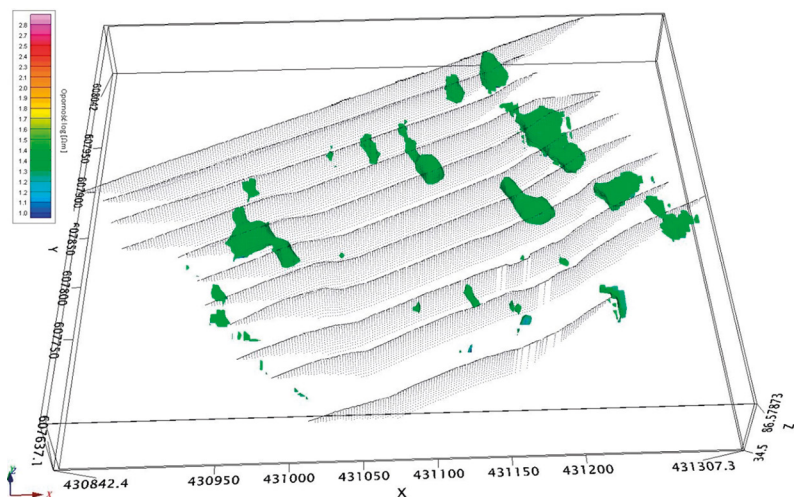
Rys. 3. Rozkład oporności elektrycznej na przekrojach pomiarowych [Pacanowski i in. 2020].



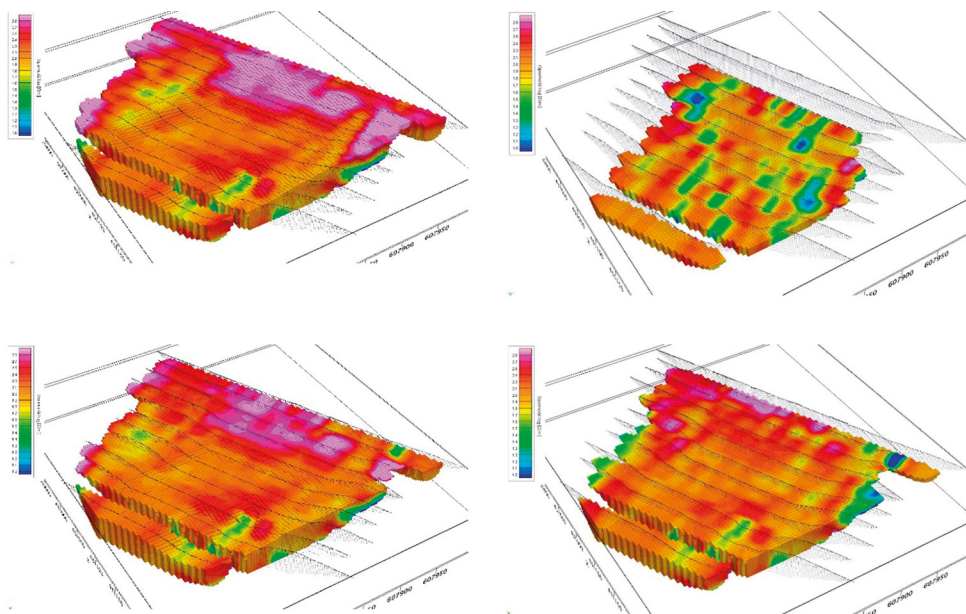
Rys. 4. Przestrzenny rozkład oporności elektrycznych w przestrzeni pomiarowej.



Rys. 5. Przykładowe przekroje przestrzeni pomiarowej płaszczyznami pionowymi.



Rys. 6. Obszary niskich oporności odpowiadające gruntom nieprzepuszczalnym.



Rys. 7. Przekroje przestrzeni pomiarowej płaszczyznami poziomymi na różnych głębokościach.

Metoda tomografii elektrooporowej wykorzystywana jest w rozpoznaniu ziemnych budowli hydrotechnicznych od lat, nie była jednak dotychczas stosowana do przestrzennego zróżnicowania ich litologii. Mamy nadzieję, że przedstawiony przykład zachęci do powszechniejszego wykorzystania takiego odwzorowania w pracach dla oceny stanu technicznego budowli ziemnych [Sieński, Śliwiński 2020].

#### **4. Podsumowanie**

Przedstawiony przykład wskazuje, że badania geofizyczne metodą ETR umożliwiają ciągłe i przestrzenne określenie zróżnicowania oporności elektrycznej i oszacowanej na jej podstawie wodoprzepuszczalności gruntu budującego korpus zapory ziemnej. Informacja ta może być pomocna w określeniu dróg filtracji wody przez korpus zapory i właściwe zaprojektowanie systemu drenażowego.

Pomiary wykonywane na danym obiekcie systematycznie, w tej samej lokalizacji i identyczną metodyką pomiarową, umożliwią ciągły (w czasie i przestrzeni) monitoring jego stanu technicznego.

Dotychczasowe pozytywne doświadczenia z wykorzystania badań geofizycznych w ocenie stanu technicznego budowli hydrotechnicznych wskazują, że badania takie powinny być standardem w zestawie metod badawczych wykorzystywanych do takiej oceny.

#### **Literatura**

- Bestyński Z., 2011, Metody geofizyczne w geologii inżynierskiej, Biuletyn PIG-PIB, Warszawa.
- Pacanowski G., Czarniak P., Bąk T., Sobótka P., Piechota A., 2020, Raport z badań geofizycznych metodą ERT dla określenia zróżnicowania oporności elektrycznej oraz oceny jednorodności i szczelności korpusu i otoczenia zapory Pieczyska, Archiwum PIG Warszawa.
- Sieński E., Śliwiński P. (red.), 2020, Wytyczne wykonywania badań i pomiarów ocen stanu technicznego i stanu bezpieczeństwa budowli piętrzących wodę. IMGW-PIB, Warszawa, 97 s.
- RES2DINV, 2003, Rapid 2D Resistivity inversion using the last square method, Geotomo Software, Penang Malaysia, dostępne online [https://www.academia.edu/39226833/Rapid\\_2\\_D\\_Resistivity\\_and\\_IP\\_inversion\\_using\\_the\\_least\\_squares\\_method](https://www.academia.edu/39226833/Rapid_2_D_Resistivity_and_IP_inversion_using_the_least_squares_method) (31.07.2023).

# ODPADY PALENISKOWE JAKO MATERIAŁ DO BUDOWY NASYPÓW ZIEMNYCH

## COMBUSTION WASTE AS A MATERIAL FOR EARTHEN EMBANKMENT CONSTRUCTION

Agnieszka DĄBSKA, Bartosz BEDNARZ, Paweł PYTLAK, Politechnika Warszawska, Wydział Instalacji Budowlanych, Hydrotechniki

i Inżynierii Środowiska

Ewelina WRÓBLEWSKA, Tauron Inwestycje Sp. z o.o.

### Streszczenie

W artykule przedstawiono wyniki badań właściwości geotechnicznych ubocznych produktów spalania (UPS) jakimi są odpady paleniskowe ze składowiska mokrych odpadów „Jelnia” w Stalowej Woli. Dla odpadów zgromadzonych w kwaterach oznaczono wilgotność i gęstość objętościową, a następnie wykonano laboratoryjne badania ich właściwości fizycznych, filtracyjnych, zagęszczalności i parametrów mechanicznych. Wyniki badań zostały przeanalizowane pod względem możliwości wykorzystania odpadów paleniskowych w drogownictwie i hydrotechnice w stosunku do wymagań stawianym materiałom do budowy nasypów komunikacyjnych i hydrotechnicznych. Na tej podstawie dokonano oceny możliwości stosowania badanych odpadów paleniskowych do budowy nasypów ziemnych.

### 1. Wstęp

Intensywny rozwój budownictwa w Polsce w ostatnich latach, szczególnie w kontekście budowy sieci dróg ekspresowych, obwodnic miast oraz modernizacji ziemnych obiektów hydrotechnicznych, takich jak wały przeciwpowodziowe czy zapory, generuje duże zapotrzebowanie na materiały gruntowe odpowiednie do budowy nasypów. Ograniczone złoża materiałów pochodzenia naturalnego oraz rosnące trudności w uzyskaniu koncesji na utworzenie nowych kopalni powodują, że na potrzeby budownictwa są poszukiwane alternatywne materiały pochodzenia antropogenicznego.

Jednymi z takich materiałów, powstałych w wyniku działalności człowieka i powszechnie stosowanymi w drogownictwie, kolejnictwie oraz hydrotechnice, są żużle i popioły zaliczane do Ubocznych Produktów Spalania (UPS) [Szczygielski 2015]. Ponowne wykorzystanie UPS wpisuje się w ideę zrównoważonego rozwoju oraz model gospodarki o obiegu zamkniętym, jakie są z powodzeniem realizowane w Polsce [Kledyński i in. 2020]. Tworzenie nowych produktów na bazie UPS przynosi wymierne korzyści ekologiczne i ekonomiczne. Ponowne wykorzystanie odpadów zmniejsza ich ilości gromadzone na składowiskach, co przekłada się na zmniejszenie liczby tychże składowisk, ogranicza degradację krajobrazu, zmniejsza zależność od surowców pierwotnych, spowalnia eksploatację zasobów naturalnych oraz pośrednio zmniejsza emisję gazów cieplarnianych oraz zużycie energii elektrycznej<sup>1</sup>. Obecnie UPS są powszechnie wykorzystywane w sektorze budowlanym jako produkt stanowiący

<sup>1</sup> <https://www.europarl.europa.eu/news/pl/headlines/economy/20151201STO05603/gospodarka-o-obiegu-zamknietym-definicja-znaczenie-i-korzysci-wideo>

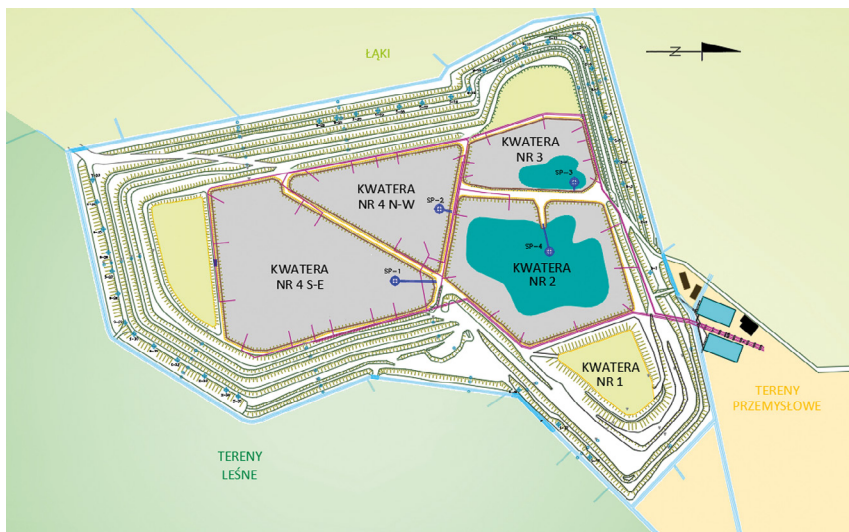
alternatywę do surowców naturalnych [Myszkowska i in. 2011; Markowski 2018], jednak cały czas są poszukiwane nowe zastosowania UPS. Ich zróżnicowany skład chemiczny i fazowy oraz właściwości fizyczne i mechaniczne sprawiają, że w celu znalezienia najbardziej efektywnej metody ponownego wykorzystania należy każdorazowo określić ich parametry [Zabielska-Adamska 2019]. Znajomość właściwości UPS pozwala na opracowywanie coraz bardziej zaawansowanych sposobów ich wykorzystania do tworzenia materiałów o pożądanym właściwościach i szerokim zastosowaniu. Przykładem jest np. synteza zeolitów czy adsorbentów [Bandura i in. 2015].

W artykule przedstawiono wyniki badań laboratoryjnych właściwości geotechnicznych odpadów paleniskowych powstałych w wyniku spalania węgla kamiennego w elektrociepłowni Stalowa Wola wraz z analizą możliwości wykorzystania badanych odpadów do budowy nasypów ziemnych. Badania wykonano zarówno na próbkach o nienaruszonej strukturze pobranych w czasach kwater, jak i próbkach o naruszonej strukturze.

## **2. Badane odpady paleniskowe**

Badane odpady paleniskowe pochodzą z mokrego składowiska odpadów „Jelnia” zlokalizowanego w południowo-zachodniej części miasta Stalowa Wola, w woj. podkarpackim w Polsce.

Obecnie teren obiektu zajmuje obszar ok. 55 ha, a miejsce magazynowania odpadów jest ograniczone obwałowaniami o wysokości do 24 m. Teren obiektu jest podzielony wałami działowymi na pięć kwater (rys. 1), o łącznej pojemności ok. 1900 tys. m<sup>3</sup>, z których kwatera nr 1S jest rekultywowana, a pozostałe cztery kwatery – nr 2, nr 3, nr 4N-W i nr 4S-E – są użytkowane. Popioły jako produkt spalania węgla kamiennego były transportowane z elektrociepłowni na składowisko metodą hydrotransportu o obiegu zamkniętym w systemie 24 h. Eksploatacja obiektu podlegała na cyklicznym wykorzystaniu poszczególnych kwater w sposób naprzemienny, gdzie w pierwszym etapie były one napełniane hydromieszaniną popiołowo-żuźlową, a następnie po napełnieniu zachodził proces ich osuszania. Ostatnim etapem było urabianie i wybieranie odpadów z kwatery. Po przygotowaniu kwatery do eksploatacji cykl ten był powtarzany [Czarnota i in. 2002]. W 2022 r. została zakończona normalna eksploatacja obiektu. Obecnie w kwaterze nr 4S-E i nr 4N-W prowadzone jest urabianie, wybieranie i wywóz odpadów do ich gospodarczego wykorzystania, kwatera nr 3 jest osuszona i przygotowana do odbioru odpadów, a kwatera nr 2 jest osuszana.



Rys. 1. Schemat mokrego składowiska odpadów paleniskowych „Jelnia”.

### 3. Badania geotechniczne odpadów paleniskowych

#### 3.1. Badania popiołów o nienaruszonej strukturze

Badania na próbkach o nienaruszonej strukturze wykonano dla odpadów zgromadzonych w czasach kwater nr 4S-E (rys. 2), nr 4N-W (rys. 3) i nr 3 (rys. 4 i 5). Zgodnie z normą PN-B-04481:1988 wykonano pomiary gęstości objętościowej i wilgotności, a wynikowo gęstości objętościowej szkieletu odpadów. Wyniki pomiarów przedstawiono w tabeli 1.

Odpady paleniskowe deponowane w kwaterach składowiska charakteryzują się dużą zmiennością wilgotności i gęstości objętościowej w zależności od odległości od miejsca zrzutu i pory roku.

Tabela 1. Zestawienie właściwości badanych odpadów – próbki o nienaruszonej strukturze.

Nr kwatery	Lokalizacja w kwaterze	Parametr			Liczba wykonanych pomiarów	Data wykonania badania	Głębokość poboru próbek w stosunku do poziomu nagromadzenia odpadów w kwaterze
		Wilgotność $w$	Gęstość objętościowa $\rho$	Gęstość objętościowa szkieletu $\rho_d$			
-	-	%	$\text{g/cm}^3$	$\text{g/cm}^3$	-	-	m
4S-E	strefa środkowa	73-82	1,34-1,43	0,76-0,81	4	styczeń 2019	ok. 5 m
4S-E	strefa środkowa	51-53	1,25-1,3	0,82-0,90	3	styczeń 2019	odpady urobione, przygotowane do załadunku
4S-E	strefa środkowa	25-32	1,06-1,28	0,80-1,02	8	wrzesień 2019	ok. 8 m
4S-E	strefa środkowa	52-58	1,08-1,20	0,69-0,77	4	wrzesień 2020	ok. 15 m (dno czaszy)
4N-W	strefa środkowa	25-29	1,05-1,19	0,84-0,75	4	wrzesień 2020	gł. ok. 5 m
4N-W	strefa ujęciowa	42-56	1,32-1,55	0,86-1,01	4	wrzesień 2020	ok. 5 m
3	strefa ujęciowa	23-28	0,93-0,94	0,73-0,76	2	sierpień 2022	ok. 0,5 m
3	strefa zrzutowa	23-59	0,98-1,12	0,66-0,83	4	sierpień 2022	ok. 0,5 m





Rys. 2. Kwaterna nr 4S-E mokrego składowiska odpadów paleniskowych „Jelnia”  
– wybieranie i wywóz odpadów (czerwiec 2020 r.).



Rys. 3. Kwaterna nr 4N-W mokrego składowiska odpadów paleniskowych „Jelnia”  
– wybieranie i wywóz odpadów (listopad 2020 r.).



Rys. 4. Kwaterna nr 3 mokrego składowiska odpadów paleniskowych „Jelnia”  
(sierpień 2022 r.).



Rys. 5. Pobór próbki o nienaruszonej strukturze z kwatery nr 3 mokrego składowiska  
odpadów paleniskowych „Jelnia” (sierpień 2022 r.).

### 3.2. Badania popiołów o naruszonej strukturze

Odpady paleniskowe zostały pobrane z kwatery nr 4S-E z głębokości do ok. 2,0 m poniżej rzędnej nagromadzonych odpadów ze strefy zrzutowej rurociągu B5 (Z1) i B4 (Z2) i ujęciowej, bezpośrednio przy studni od strony zachodniej (U1) i wschodniej (U2). Próbkki zostały zabezpieczone przed utratą wilgotności i zmianą naturalnego uziarnienia podczas transportu, a następnie dostarczone do Laboratorium Mechaniki Gruntów i Geotechniki Wydziału Instalacji Budowlanych Hydrotechniki i Inżynierii Środowiska Politechniki Warszawskiej. W laboratorium wykonano następujące badania odpadów: analizę makroskopową, skład granulometryczny, gęstość właściwą, wilgotność, kapilarność, wodoprzepuszczalność, zagęszczalność, ściśliwość, wytrzymałość na ścinanie i pęcznienie. Badanie gęstości właściwej zostało wykonane zgodnie z normą PN-EN 1097-7:2008, a pozostałe badania zgodnie z normą PN-B-04481:1988 i wytycznymi Pisarczyka i Rymszy [2003]. Kapilarność, wodoprzepuszczalność, pęcznienie i wytrzymałość na ścinanie były oznaczone dla zagęszczenia odpowiadającego wilgotności optymalnej określonej metodą I Proctora. Wyniki badań laboratoryjnych przedstawiono w tabeli 2.

Tabela 2. Zestawienie właściwości badanych odpadów – próbki o naruszonej strukturze.

Parametr			Próbka				
Nazwa	Oznaczenie	Jednostka	Z1	Z2	U1	U2	
Ocena makroskopowa	-	-	piasek gliniasty, małowilgotny	piasek pylasty, wilgotny	piasek pylasty, wilgotny	piasek pylasty, wilgotny	
Zwartość frakcji	żwirowej	$f_z$	%	0,6	0,1	0,2	0,1
	piaskowej	$f_p$	%	93,6	81,5	83,0	84,2
	pyłowej	$f_{\pi}$	%	5,7	18,0	16,4	15,4
	iłowej	$f_i$	%	0,1	0,4	0,4	0,4
Wskaźnik różnoziarnistości	$U$	-	3,42	2,57	2,82	2,39	
Wilgotność naturalna	$w_n$	%	17,8	53,5	62,1	61,4	
Gęstość właściwa	$\rho_s$	g/cm <sup>3</sup>	2,48	2,15	2,21	2,16	
Kapilarność czynna	$H_{kc}$	m	1,19	>2,00	>2,00	>2,00	
Współczynnik filtracji	$k_{10}$	m/s	$8,0 \cdot 10^{-7}$	$4,3 \cdot 10^{-10}$	$2,0 \cdot 10^{-10}$	$5,6 \cdot 10^{-10}$	
Wskaźnik pęcznienia	$I_{hc}$	%	0,9	13,4	12,8	12,2	
Zagęszczalność (metoda I Proctora)	wilgotność optymalna	$w_{op}$	%	21,6	33,2	36,1	38,0
	maksymalna gęstość objętościowa szkieletu	$\rho_{ds}$	g/cm <sup>3</sup>	1,43	1,13	1,13	1,06
Edometryczny moduł ściśliwości pierwotnej (0-0,2 MPa)	$M_0$	MPa	8,9	3,1	2,3	4,2	
Wytrzymałość na ścinanie (aparatus bezpośredniego ścinania)	spójność	$c_u$	kPa	13,6	50,2	42,5	50,4
	kąt tarcia wewnętrznego	$\varphi_u$	°	48,6	36,9	38,6	41,0

Odpady ze strefy zrzutowej charakteryzują się uziarnieniem odpowiadającym równoziarnistemu piaskowi drobnemu (Z1) oraz piaskowi pylastemu (Z2), a odpady ze strefy uję-

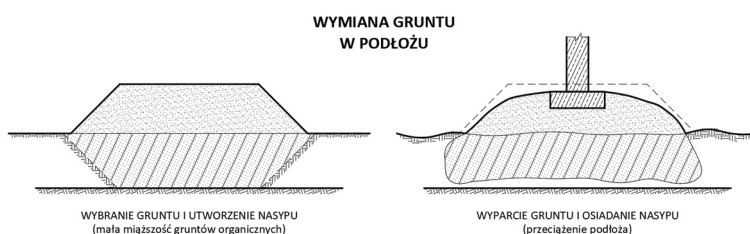
ciowej – piaskowi pylastemu [PN-B-02480:1986]. Odpady strefy zrzutowej pod względem właściwości geotechnicznych: fizycznych, zagęszczalności, filtracyjnych i mechanicznych nie odpowiadają piaskowi drobnemu oraz piaskowi pylastemu pochodzenia naturalnego. Właściwości geotechniczne odpadów strefy ujęciowej o uziarnieniu piasku pylastego są zbliżone do właściwości piasków pylastych i źle uziarnionych mieszanek piaskowo-pyłowych. Odpady charakteryzują się przede wszystkim większymi kątami tarcia wewnętrznego i spójności oraz mniejszą gęstością objętościową szkieletu przy większej wilgotności optymalnej [PN-B-03020:1981; Pisarczyk, Rymśa 2003].

#### 4. Badany grunt w aspekcie wymagań stawianych materiałom wykorzystywanym do budowy nasypów

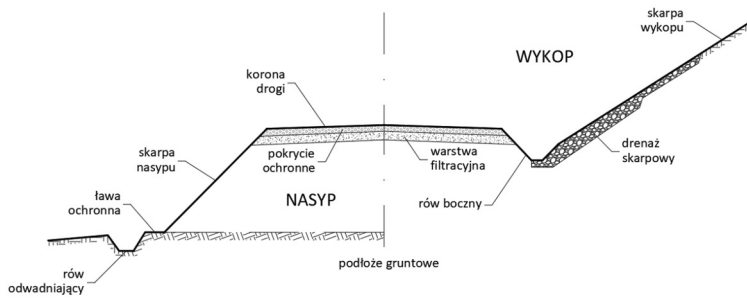
##### 4.1. Rodzaje nasypów

Nasypy budowlane powinny spełniać trzy podstawowe warunki [Wiłun 2013]: zapewniać stateczność skarp nasypu, zapewniać równomierne osiadanie nasypu i konstrukcji na nim wykonanej oraz spełniać warunki nośności i odkształcalności.

Nasypy budowlane możemy podzielić na ogólnobudowlane, komunikacyjne i konstrukcje hydrotechniczne. Nasypy ogólnobudowlane (rys. 6) to najczęściej nasypy wykonywane pod konstrukcje kubaturowe jako wymiana gruntów na tzw. poduszki gruntowe wzmacniające [Pisarczyk 2014]. Do nasypów komunikacyjnych należą nasypy drogowe i kolejowe. Nasyp drogowy to drogowa budowla ziemna wykonana powyżej powierzchni terenu w obrębie pasa drogowego (rys. 7). Nasyp stanowi główną część korpusu drogowego, w którym ponadto znajduje się koryto drogowo, wraz z nawierzchnią na koronie drogi, jezdnią i elementami infrastruktury [PN-S-02205:1998].

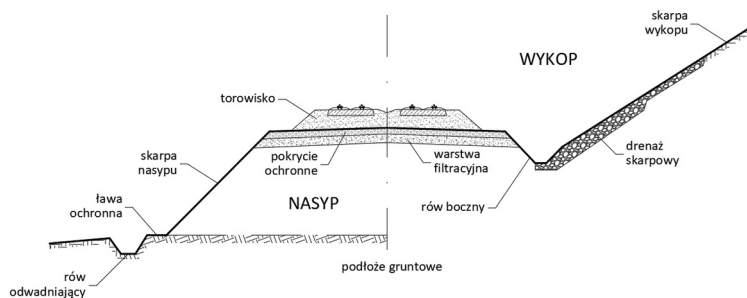


Rys. 6. Nasypy ogólnobudowlane jako wymiana gruntu pod fundamenty.



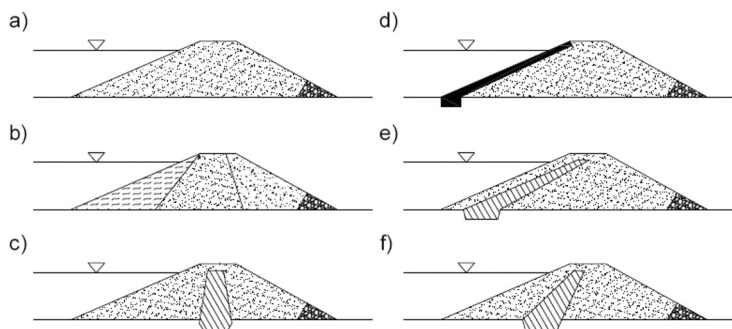
Rys. 7. Elementy nasypów i wykopów drogowych [Głazewski i in. 2013].

Nasyp kolejowy jest elementem infrastruktury kolejowej (podtorze), służącym do przeprowadzenia torów kolejowych powyżej naturalnego poziomu terenu (rys. 8). Podtorze w formie nasypu jest budowlą, której zadaniem jest przeniesienie obciążeń wynikających z jej własnego ciężaru, jak i z ciężaru przejeżdżających po torze pociągów, na podłoże budowlane [Budownictwo kolejowe. Vadamecum 2016].



Rys. 8. Elementy nasypów i wykopów kolejowych.

Do nasypów hydrotechnicznych zaliczane są zapory ziemne, jako jeden z rodzajów budowli hydrotechnicznych, która tworzy barierę przegradzającą koryto rzeczne, powodując spiętrzenie wody powyżej naturalnego poziomu rzeki. Taki zabieg ma na celu uregulowanie cieku, stanowiąc ochronę przeciwpowodziową terenów poniżej posadowienia zapory. Ponadto powstały zbiornik powoduje różnicę poziomów zwierciadeł wody pozwalającą na wytworzenie energii elektrycznej w elektrowni wodnej, a także tworzy rezerwar wody [Czyżewski i in. 1973]. W przypadku zapory ziemnej poszczególne elementy mogą być wykonane z różnorodnych gruntów o innych właściwościach (rys. 9).



Rys. 9. Podział zapór ziemnych z drenażem od strony odpowietrznej, ze względu na konstrukcję [Dąbska i in. 2022, za Fanti i in. 1972): a) jednorodna, b) strefowana, c) z centralnym rdzeniem gruntowym, d) ze skarpowym uszczelnieniem (niegruntowym), e) z ekranem gruntowym, f) z rdzeniem nachylnym.

Do nasypów hydrotechnicznych zaliczane są również wały przeciwpowodziowe, służące do zabezpieczania terenów dotychczas zalewanych przez wody rzek podczas wezbrania [Pisarczyk 2014], czy grodze (groble) służące jako tymczasowe budowle hydrotechniczne chroniące teren budowy na obszarach pokrytych trwale lub przejściowo wodą [Pisarczyk 2012]. Ich konstrukcja różni się od konstrukcji zapór ziemnych głównie elementami uszczelnienia ze względu na charakter jedynie tymczasowego piętrzenia wody.

W normie PN-B-02480:1986, poza nasypami budowlanymi, wyróżnia się również nasypy niekontrolowane, które powstały w sposób niekontrolowany, np. zwałowiska lub wysypiska, i które nie spełniają warunków, jakie są stawiane w stosunku do nasypów budowlanych.

#### 4.2. Ocena przydatności odpadów paleniskowych do budowy nasypów

Do budowy nasypów najczęściej wykorzystuje się naturalny materiał gruntowy, miejscowy, pobierany nieopodal miejsca wykonania konstrukcji. Pozwala to na ograniczenie kosztów transportu poprzez skrócenie trasy dowozu surowca z dużych odległości. Dodatkową zaletą tego typu rozwiązań jest stosunkowo niska cena materiału. Jednak każdy materiał gruntowy ze względu na swoją genezę cechuje się zróżnicowanymi parametrami, takimi jak zagęszczalność, wytrzymałość na ścinanie, kapilarność, filtracja czy uziarnienie. Znaczne zróżnicowanie materiału może występować w obrębie tego samego złoża. Wobec braku możliwości przewidzenia właściwości danego gruntu w złożu wymagane jest przeprowadzenie szeregu badań pozwalających na oznaczenie jego parametrów w celu ograniczenia ryzyka niedoszacowania ilości materiału potrzebnego do wbudowania podczas realizacji inwestycji [Czyżewski i in. 1973].

Do budowy nasypów można wykorzystać praktycznie każdy rodzaj gruntu: zarówno żwiry, jak również gliny czy piaski pylaste. Rodzaj dobranego gruntu zależy jednak od pełnionej funkcji w nasypie. Szczególne jest to istotne przy budowie nasypów, które pełnią funkcje hydrotechniczne i spiętrzają wodę.

#### 4.2.1. Nasypy ogólnobudowlane

Wymagania stawiane nasypom ogólnobudowlanym określone są w normie PN-B-06050:1999. Aktualnie norma ta została wycofana, ale nie została zastąpiona przez inne normy i wytyczne. W tabeli 3 przedstawiono porównanie właściwości odpadów paleniskowych do wymagań stawianych materiałom do budowy nasypów ogólnobudowlanych.

Tabela 3. Zestawienie właściwości odpadów i wymagań stawianych na potrzeby budowy nasypów w normie PN-B-06050:1999.

Kryterium	Warunek	Próbka			
		Z1	Z2	U1	U2
Uziarnienie	$U > 6$	3,42	2,57	2,82	2,39
	zróżnicowane	równoziaarnisty	równoziaarnisty	równoziaarnisty	równoziaarnisty
Materiał odpadowy	dopuszczalny pod warunkiem, że nie jest skażony	warunek spełniony	warunek spełniony	warunek spełniony	warunek spełniony
Wymiar ziaren	średnica ziaren $d < 200$ mm	warunek spełniony	warunek spełniony	warunek spełniony	warunek spełniony
Wskaźnik pęcznienia	niepęczniejące	wskaźnik pęcznienia 0,9%	wskaźnik pęcznienia 13,4%	wskaźnik pęcznienia 12,8%	wskaźnik pęcznienia 12,2%
Gęstość objętościowa szkieletu gruntowego	$> 1,60$ g/cm <sup>3</sup>	1,43 g/cm <sup>3</sup>	1,13 g/cm <sup>3</sup>	1,13 g/cm <sup>3</sup>	1,06 g/cm <sup>3</sup>
Ocena przydatności		Przydatny po doziarnieniu	Przydatny po doziarnieniu	Przydatny po doziarnieniu	Przydatny po doziarnieniu
<b>Miejsce wbudowania w nasypie ogólnobudowlanym</b>					
Dolna warstwa nasypu poniżej głębokości przemarzania		przydatne pod warunkiem odizolowania od wody lub wbudowania w miejsca suche			
Górna warstwa nasypu w strefie przemarzania		przydatne z zastrzeżeniem jako mieszaniny popiołowo-żużlowe z węgla kamiennego			

Badane odpady są przydatne do budowy nasypów ogólnobudowlanych w górnych warstwach w strefie przemarzania i w dolnych warstwach pod warunkiem odizolowania ich od wody i po uzupełnieniu gruntem o grubszym uziarnieniu. Zwiększenie różnoziarnistości odpadów poprawi ich zagęszczalność oraz ograniczy właściwości pęczniejące.

#### 4.2.2. Nasypy drogowe

Norma PN-S-02205:1998 dopuszcza wbudowanie w korpusy nasypów drogowych mieszaniny popiołowo-żużlowej. W tabeli 4 przedstawiono porównanie właściwości odpadów do wymagań stawianych mieszaninom popiołowo-żużłowym do budowy nasypów drogowych.

Tabela 4. Zestawienie właściwości odpadów i wymagań stawianych mieszaninom popioło-  
wo-żużlowym na potrzeby budowy nasypów drogowych w normie PN-S-02205:1998.

Kryterium	Warunek	Próbka			
		Z1	Z2	U1	U2
<b>Wymagania podstawowe</b>					
Uziarnienie - zawartość frakcji piaskowo-żwirowej - zawartość frakcji mniejszej niż 0,075 mm	$\geq 35\%$	94,2%	81,6%	83,2%	84,3%
	$\leq 75\%$	12,0%	30,0%	30,0%	25,0%
Zawartość niespalonego węgla (części organicznych)	$\leq 10\%$	6.7 % [Dąbska 2019]			
Maksymalna gęstość objętościowa szkie- letu po zagęszczeniu w aparacie Proctora wg metody I lub II	$\geq 1,00 \text{ g/cm}^3$	1,43 g/cm <sup>3</sup>	1,13 g/cm <sup>3</sup>	1,13 g/cm <sup>3</sup>	1,06 g/cm <sup>3</sup>
Wskaźnik nośności po 4 dobach nasywania wodą	$\geq 10\%$	b.d.	b.d.	b.d.	b.d.
Pęcznienie liniowe: - bez obciążenia - z obciążeniem 3 kN/m <sup>2</sup>	$\leq 2\%$	0,9%	13,4%	12,8%	12,2%
	$\leq 0,5\%$	b.d.	b.d.	b.d.	b.d.
<b>Wymagania uzupełniające</b>					
Kąt tarcia wewnętrznego $\varphi$	$\geq 20^\circ$	48,6°	36,9°	38,6°	41,0°
Kapilarność bierna $H_{kb}$	$\leq 2 \text{ m}$	b.d.	b.d.	b.d.	b.d.
Zawartość siarczanów (w przeliczeniu na SO <sub>3</sub> )	$< 3\%$	0,07% [Dąbska 2019]			
Ocena przydatności		Przydatny	Przydatny po doziarnieniu	Przydatny po doziarnieniu	Przydatny po doziarnieniu
<b>Miejsce wbudowania w nasypie drogowym</b>					
Dolna warstwa nasypu poniżej strefy przemarzania		przydatne z zastrzeżeniem, gdy zalegają w miejscach suchych lub są odizolowane od wody			
Górna warstwa nasypu w strefie przemarzania		przydatne pod warunkiem ulepszenia spoiwami			
W miejscach zerowych do głębokości przemarzania		wątpliwe i wysadzinowe przydatne, gdy są ulepszone spoiwami			

Badane odpady spełniają wymagania stawiane mieszanom popioło-żużlowym do budowy nasypów drogowych, z wyjątkiem wymagania dotyczącego pęcznienia liniowego w przypadku odpadów o uziarnieniu odpowiadającym uziarnieniu piasku pylistego (Z2, U1 i U2). Badane odpady paleniskowe mogą być wykorzystywane do budowy nasypów drogowych w ich dolnych warstwach poniżej strefy przemarzania pod warunkiem braku kontaktu z wodą. Nadają się również do budowy górnych warstw nasypów w strefie przemarzania pod warunkiem ulepszenia spoiwem. Odpady paleniskowe o uziarnieniu piasku pylistego wymagają przedniego uzupełnienia składu granulometrycznego o większe frakcje w celu ograniczenia ich właściwości pęczniących i kapilarności.

Nasyp drogowy drogi ekspresowej S19, do którego budowy użyto odpady paleniskowe z mokrego składowiska odpadów „Jelnia”, przedstawiono na rysunkach 10 i 11.





Rys. 10. Formowanie skarpy nasypu drogowego drogi ekspresowej S19 wykonanego z odpadów paleniskowych na odcinku Janów Lubelski – Łążek (maj 2020 r.) (<https://s19-janowlubelski-lazek.pl>).



Rys. 11. Widok nasypu drogi ekspresowej S19 wykonanego z odpadów paleniskowych z morkiego składowiska odpadów „Jelnia” (maj 2020 r.) (<https://s19-janowlubelski-lazek.pl>).

#### 4.2.3. Nasypy kolejowe

Żużle wielkopieczowe i popioły lotne mogą być stosowane do budowy nasypów kolejowych po stwierdzeniu, że spełnią wszystkie wymagania dotyczące podtorza i środowiska naturalnego oraz mogą współpracować z elementami infrastruktury kolejowej (opisane w normie BN-88/8932-2013).

W tabeli 5 przedstawiono porównanie właściwości badanych odpadów paleniskowych z wymaganiami stawianymi gruntom przydatnym do budowy korpusu nasypów kolejowych.

Tabela 5. Zestawienie właściwości odpadów i wymagań stawianych na potrzeby budowy korpusu nasypów kolejowych w normie BN-88/8932-02:2013.

Kryterium	Warunek	Próbka			
		Z1	Z2	U1	U2
Maksymalna średnica ziarna	<200 mm	warunek spełniony	warunek spełniony	warunek spełniony	warunek spełniony
Wskaźnik różnoziarnistości	$\geq 3$	3,42	2,57	2,82	2,39
Granica płynności frakcji przechodzącej przez sito 0,425 mm lub 0,5 mm	$\leq 40\%$	b.d.	b.d.	b.d.	b.d.
Zawartość części organicznych	$\leq 10\%$	8,49% (wg strat prężenia) [Dąbska 2019]			
Odporność na rozpad – strata masy	$\leq 10\%$	b.d.	b.d.	b.d.	b.d.
Pęcznienie pod wpływem wody	$\leq 5\%$	0,9%	13,4%	12,8%	12,2%
Ocena przydatności		Przydatny	Przydatny po doziarnieniu	Przydatny po doziarnieniu	Przydatny po doziarnieniu

Odpady paleniskowe ze strefy zrzutowej o uziarnieniu piasku drobnego (Z1) mogą być wykorzystane do budowy nasypów kolejowych. Odpady ze strefy zrzutowej o uziarnieniu piasku pylastego (Z2) i ze strefy ujęciowej (U1 i U2) nie spełniają warunków stawianych materiałom przydatnym do budowy korpusu nasypów kolejowych. Odpady mogą być wykorzystane po ich doziarnieniu grubszymi frakcjami, które zwiększą różnoziarnistość materiału i ograniczą jego właściwości pęczniące.

#### 4.2.4. Nasypy hydrotechniczne

Do ziemnych nasypów hydrotechnicznych należą: zapory ziemne sypane i namywane, wały przeciwpowodziowe, obwałowania zbiorników wodnych i mokrych składowisk odpadów oraz groble i grodze sypane [Dąbska i in. 2022]. Do budowy nasypów hydrotechnicznych najczęściej stosuje się grunt miejscowy, dla których każdorazowo należy określać jego właściwości geotechniczne w odniesieniu do indywidualnych rozwiązań konstrukcyjnych nasypu i funkcji, jaką ma pełnić. W tabeli 6 przedstawiono porównanie właściwości badanych odpadów z ogólnymi wymaganiami, jakie powinny spełniać grunty do budowy korpusu nasypów zapór.

Tabela 6. Zestawienie właściwości odpadów paleniskowych i ogólnych wymagań jakie powinny spełniać grunty do budowy korpusów zapór.

Kryterium	Warunek	Próbka			
		Z1	Z2	U1	U2
Zawartość części organicznych	≤3%	8,49% (wg strat prężenia) [Dąbska 2019]			
Zawartość części rozpuszczalnych	≤5%	b.d.	b.d.	b.d.	b.d.
Zawartość kamieni ulegających rozkładowi pod wpływem czynników atmosferycznych [Sobczak 1975]	brak	warunek spełniony	warunek spełniony	warunek spełniony	warunek spełniony
Zawartość soli siarczanowych i siarczanowo-chlorkowych [PN-B-12095:1997]	≤10% masy gruntu	zawartość siarczanów 0,07% [Dąbska 2019] zawartość chlorków 0,007% [Dąbska 2019]			
Zawartość całkowicie rozłożonych części organicznych w stanie amorficznym [PN-B-12095:1997]	≤8%	b.d.	b.d.	b.d.	b.d.
Wskaźnik różnoziarnistości [Czyżewski 1973]	$\underline{U} \geq 6$	3,42	2,57	2,82	2,39
Ocena przydatności		Nieprzydatny	Nieprzydatny	Nieprzydatny	Nieprzydatny

Odpady paleniskowe nie są materiałem przydatnym do budowy korpusów zapór w korytach rzek. Odpady są głównie wykorzystywane do budowy obwałowań zewnętrznych i wałów działowych mokrych składowisk, na których są składowane. Przykładem są obwałowania mokrego składowiska odpadów paleniskowych „Jelnia” (rys. 12 i 13).



Rys. 12. Strona odwodna obwałowania głównego kwatery nr 4S-E mokrego składowiska odpadów, wykonanego z odpadów paleniskowych (listopad 2020 r.).



Rys. 13. Strona odpowietrzna obwałowania głównego kwatery nr 3 mokrego składowiska odpadów, wykonanego z odpadów paleniskowych (marzec 2022 r.).

## 5. Podsumowanie

Według wstępnej oceny dokonanej na podstawie przeprowadzonych badań właściwości odpadów paleniskowych i analizie, odpady paleniskowe nie są materiałem przydatnym do budowy korpusów zapór w korytach rzek, ale mogą być wbudowywane w nasypy ogólnobudowlane, korpusy wałów komunikacyjnych oraz wykorzystywane do budowy obwałowań składowisk odpadów paleniskowych z pewnymi ograniczeniami. Głównym ograniczeniem stosowania popiołów o drobniejszym uziarnieniu jest ich pęcznienie w bezpośrednim kontakcie z wodą. Z tego powodu popioły nie mogą być wbudowywane w miejscach, w których istnieje możliwość kontaktu z wodą. Przedstawione analizy należy uzupełnić o badanie wskaźnika nośności, pęcznienia pod obciążeniem oraz kapilarności biernej, aby w pełni ocenić przydatność badanych popiołów z mokrego składowiska „Jelnia” do budowy korpusów nasypów komunikacyjnych. Badania te mogą znacząco wpłynąć na wstępną ocenę ich wykorzystania jako gruntów nasypowych.

Na poprawę geotechnicznych właściwości popiołów, decydujących o ich przydatności do budowy nasypów, wpłynie ich doziarnienie grubszymi frakcjami. Takie uzupełnienie składu granulometrycznego o większe frakcje zwiększy różnoziarnistość materiału i poprawi jego zagęszczalność przy jednoczesnym ograniczeniu jego właściwości pęczniących i kapilarności.

Ze względu na dużą zmienność wilgotności i gęstości objętościowej odpadów składowanych w kwaterach, przed wbudowaniem w nasyp należy wcześniej dokonać oceny ich przydatności do wykorzystania i określić warunki ich wbudowania.

Budowa drogi ekspresowej S19, obwodnicy Stalowej Woli i Niska z wykorzystaniem odpadów paleniskowych z mokrego składowiska odpadów „Jelnia” wskazuje, że prawidłowo wbudowane odpady mogą służyć jako materiał do budowy korpusu nasypów drogowych

i skutecznie ograniczać eksploatację lokalnych kopalń surowców naturalnych. Szacuje się, że na w nasypy drogowe wbudowano ok. 1,1 mln ton odpadów paleniskowych ze składowiska „Jelnia”. Ta inwestycja drogowa, zrealizowana z wykorzystaniem Ubocznych Produktów Spalania, jest doskonałym przykładem realizacji idei gospodarki o obiegu zamkniętym, przynoszącej realne korzyści ekonomiczne przy jednoczesnym ograniczeniu negatywnego wpływu na środowisko.

### Literatura

- BN-88/8932-02:2013, Podtorze i podłoże kolejowe – Roboty ziemne – Wymagania i badania.
- Bandura L., Franus M., Panek R., Woszek A., Franus W., 2015, Charakterystyka zeolitów i ich zastosowanie jako adsorbentów substancji ropopochodnych, *Przemysł chemiczny*, 94 (3), 323-327, DOI: 10.15199/62.2015.3.11.
- Budownictwo kolejowe. Vademecum, 2016, Wydawnictwo Polskiej Izby Inżynierów Budownictwa Sp. z o.o., Warszawa.
- Czarnota H., Wicik H., Fiołna M., Ozimek A., Dąbrowski H., 2002, Instrukcja eksploatacji Miejsca Magazynowania Odpadów Paleniskowych „Jelnia” Elektrowni „Stalowa Wola”, S.A. Stalowa Wola.
- Czyżewski K., Wolski W., Wójcicki S., Żbikowski A., 1973, Zapory ziemne, Arkady, Warszawa.
- Dąbska A., 2019, Nadzór naukowo-techniczny nad MMOP „Jelnia w Tauron Wytwarzanie S.A. Elektrownia Stalowa Wola w roku 2019, Zakład Budownictwa Wodnego i Hydrauliki Politechniki Warszawskiej, Warszawa.
- Dąbska A., Pisarczyk S., Popielski P., 2022, Nasypy budowlane, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa.
- Fanti K., Fiedler K., Kowalewski J., Wójcicki S., 1972, Budowle piętrzące, Arkady, Warszawa.
- Głazewski M., Piechowicz K., Nowocień E., 2013, Roboty ziemne, rekultywacyjne i prądoteknika w drogownictwie, *Drogownictwo*, 3, 86-90.
- Kledyński Z., Bogdan A., Jackiewicz-Rek W., Lelecińska-Serafin K., Machowska A., Manzarowski P., Masłowska D., Rolewicz-Kalińska A., Rucińska J., Szczygielski T., Walczak J., Wojtkowska M., Żubrowska-Sudoł M., 2020, Condition of circular economy in Poland, *Archives of Civil Engineering*, 66 (3), 37-80, DOI: 10.24425/ace.2020.131820.
- Markowski G., 2018, Gospodarcze wykorzystanie popiołów po spalaniu węgla kamiennego i biomasy, *Eunomia – Rozwój Zrównoważony – Sustainable Development*, 2 (95).
- Myszkowska A., Świdarska-Ostapiak M., Szczygielski T., 2011, Ocena i wytyczne wykorzystania popiołów ze współspalania w budownictwie i rolnictwie, *Forum Technologii w Energetyce – Spalanie Biomasy, Bełchatów*.
- Pisarczyk S., 2012, Fundamentowanie dla inżynierów budownictwa wodnego, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa.
- Pisarczyk S., 2014, Geoinżynieria. Metody modyfikacji podłoża gruntowego, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa.

- Pisarczyk S., Rymśa B., 2003, Badania laboratoryjne i polowe gruntów, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa.
- PN-B-02480:1986, Grunty budowlane. Określenia, symbole, podział i opis gruntów.
- PN-B-03020:1981, Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednio budowl.
- PN-B-04481:1988, Grunty budowlane. Badania próbek gruntu.
- PN-B-06050:1999, Geotechnika. Roboty ziemne – wymagania ogólne.
- PN-EN 1097-7:2008, Badania mechanicznych i fizycznych właściwości kruszyw – Część 7: Oznaczanie gęstości wypełniacza – Metoda piknometryczna.
- PN-S-02205:1998, Drogi samochodowe. Roboty ziemne – wymagania i badania.
- Sobczak J., 1975, Zapory z materiałów miejscowych, Państwowe Wydawnictwo Naukowe, Warszawa.
- Szczygielski T., 2015, Szanse i zagrożenia dla UPS w aspekcie strategii UE, IBS Politechnika Warszawska, Warszawa.
- Wiłun Z., 2013, Zarys geotechniki, Wydawnictwo Komunikacji i Łączności, Warszawa.
- Zabielska-Adamska K., 2019, Grunty antropogeniczne: zagęszczalność i właściwości gruntów zagęszczanych, Studia z Zakresu Inżynierii, 106.
- [www.europarl.europa.eu/news/pl/headlines/economy/20151201STO05603/gospodarka-o-obiegu-zamknietym-definicja-znaczenie-i-korzysci-wideo?at\\_campaign=20234-Economy-&at\\_medium=Google\\_Ads&at\\_platform=Search&at\\_creation=DSA&at\\_goal=TR\\_G&at\\_audience=&at\\_topic=Circular\\_Economy&gclid=CjwKCAjw36GjBhAkEiwAKwiWyb-zjr\\_vabpYtTcVVKzlv3zVyWnXvkwHbpStaSd-R8qWQFmy14tee5BoC-JYQAvD\\_BwE](http://www.europarl.europa.eu/news/pl/headlines/economy/20151201STO05603/gospodarka-o-obiegu-zamknietym-definicja-znaczenie-i-korzysci-wideo?at_campaign=20234-Economy-&at_medium=Google_Ads&at_platform=Search&at_creation=DSA&at_goal=TR_G&at_audience=&at_topic=Circular_Economy&gclid=CjwKCAjw36GjBhAkEiwAKwiWyb-zjr_vabpYtTcVVKzlv3zVyWnXvkwHbpStaSd-R8qWQFmy14tee5BoC-JYQAvD_BwE)  
(20.05.2023 r.)



# WYZWANIA W INTERPRETACJI DANYCH Z AUTOMATYCZNEGO MONITORINGU ZAPORY I SPOSOBY ICH PRZEZWYCIĘZENIA

## CHALLENGES IN THE INTERPRETATION OF THE AUTOMATED DAM MONITORING DATA AND THE WAYS TO OVERCOME THEM

Alla DEMIANIUK, National University of Water and Environmental Engineering, Ukraine

Dmytro STEFANYSHYN, Institute of Telecommunications and Global Information Space of the NASU, National University of Water and Environmental Engineering, Ukraine

### **Abstract**

Dams are critical infrastructure facilities. On the other hand, dams are high hazard potential. One of the crucial issues dam engineers face is the development of reliable monitoring systems for continuous automated dam control to contribute to the facility efficiency and safety. Experience of automated monitoring systems (AMS) implementation on the dams has shown both new opportunities for enhancing dam control and challenges of big data interpretation including modelling and predicting the dam behavior. For proper assessment of the dam technical condition the data reliability and appropriate analysis of the monitoring readings should be provided. Correct interpretation of the AMS readings can be of as high importance as methodically correctly arranged data acquisition and regularity of observations. Interpretation of the monitoring data for the purpose of the assessment of dam condition is a complex and multivariant task. Non-homogeneity of the automated monitoring data and huge size of data sets complicates the statistical analysis. Testing of the data validity as well as the providing of the reliability of the AMS operation can be another challenge. The uncertainty of the information of both stochastic and non-stochastic nature and data ambiguity can lead to a incorrect estimate of the dam condition. Moreover, when observing the outliers, there are often doubts if we deal with real deviations of the structure performance or with invalid readings because of the AMS failure, whether the mathematical model is invalid or there have been adverse changes in dam behavior. Therefore, to provide realistic estimations of the dam condition the development of advanced algorithms of data handling with branching on each step of the problem solving is necessary.

### **1. Introduction**

Dams are widely used in various economic sectors and spheres of human life. Along with housings, temples, defensive structures and roads, dams are categorised as one of the oldest types of engineering facilities having socioeconomic significance. The first mention of dams built for water supply, irrigation, and flood protection is related to Ancient Mesopotamia civilizations existing in 4000-3000 BC [Mays 2010]. The oldest serviceable Kofini Dam has been constructed in 1260 BC on the Lakissa River in Greece.

There are two main functions dams are intended to serve: the storage of water to control the river flow for human demand in water and energy, and increasing the hydraulic head



by means of elevating the water level in the reservoir lake. Water reservoirs created with dams are often multipurpose and can be used for power generation, agricultural, industrial, and domestic water supply, flood control, navigation, fish farming etc.

Dams are complicated engineering works. Most of them are grand unique structures that have become the heritage of modern civilization. The facilities require special attention and thorough planning throughout the siting, design, construction and operation that requires the involvement of engineers, geologists, seismologists, hydrologists, ecologists, financiers, and a number of other professionals [Stefanyshyn 2014].

Four major dam types are the most widespread: earth, gravity, arch, and buttress. More than 80 percent of all dams in the world are constructed of earth (compacted, hydraulic fill), rock, or zoned (earth-rockfill). In the world, earth dams comprise about 60% of all major operational dams in Italy, to 85% in the USA, and up to 97% in Sweden [Hood et al. 2019]. They are preferred due to their sufficient reliability and maintenance simplicity, proven by millennia of practice, and also because of relatively low cost of the construction. In Ukraine, the share of earth dams is estimated to be more than 95% of the total number of dams. The tallest dam, the longest one and the largest one by volume are all the earth dams. Among them it should be mentioned the 300 m high Nurek earth-rockfill dam in Tajikistan, the 35 km long Kyiv earth dam in Ukraine, and the Tarbella earth-rockfill dam in Pakistan with a body volume of more than 150 million m<sup>3</sup>.

Besides, as water impounding works dams are among the high hazard potential engineering structures. The residents located downstream the dams can be equally endangered as those ones living within the range of nuclear power plants or chemical factories [Stefanyshyn 2014]. In the world history of dam construction and operation multiple cases of dam collapse are known with a death toll over hundred [Fiedler 2007]. Therefore, all over the world, considerable attention is paid to reliability and safety of the dams. At the international level, the main work in that field is conducted by the International Commission on Large Dams (ICOLD). Ukraine's membership in ICOLD since 2010 makes it clear the urgency and priority of dam safety problem for Ukrainian hydraulic engineers.

In terms of providing hydraulic works reliability and safety, one of the most crucial aims for Ukrainian engineers is the development of effective systems for monitoring and control of the technical condition. The importance of monitoring systems is constantly emphasized. In particular, in Bulletin 59 [ICOLD 1987] it was underlined that the majority of collapsed dams had no monitoring and warning systems, or they were ineffective, including the misinterpretation of monitoring data. According to the contemporary vision [ICOLD 2009; Mizuno, Hirose 2009; Adamo et al. 2021; Membrillera, Hattingh 2022] one of the most efficient strategies for dam safety providing is the arrangement of the relevant monitoring and control. Along with it, efficient dam surveillance should include [ICOLD 2009]: (1) identification of potential failure modes and providing a surveillance program to cover these, (2) early detection of initial stages of evolving adverse phenomena that can lead to failure mechanisms, and (3) understanding the behaviour of the dam and its components using physical parameters.

The international practices of monitoring systems implementation in dams demonstrate the vast opportunities for control of the influencing factors relevant to dam performance. Following the declared principles of the dam safety providing [ICOLD 2009] the monitoring systems should include cutting-edge automated instrumentation as an essential part of dam surveillance [Mizuno, Hirose 2009; Adamo et al. 2021; Membrillera, Hattingh 2022]. Nevertheless, automated monitoring systems (AMS) do not directly provide the safety of dam. The proper interpretation of the monitoring data is as much important as well-arranged data acquisition for effective dam safety control.

For example, from a practical point of view, the following important lessons learnt from decades-long dams operation experience should be kept in view while interpreting monitoring data targeted on the identification of the technical condition: (1) not every anomaly detected inevitably leads to the failure; (2) any big problem remains inconspicuous for a long time.

On the other hand, it is impossible in principle to provide all-encompassing monitoring completely covering all possible influencing factors, qualities, parameters, characteristics, structural members etc. The most advanced instrumentation is capable to monitor limited number of factors and performance parameters in a limited number of locations and cross-sections of the hydraulic works and surrounding terrain.

The AMSs are effective in collecting of data enabling high frequency of the measurements. However, data abundance does not always simplify the analysis [Bernstein 1998; Taleb 2010]. The limitations for the development of an effective model are as follows. The governing principle of the development of the mathematical models based on empirical data is the optimization one. In this respect, the modelled system should meet certain criteria (normal distribution, homogeneity of variance of the parameters etc.) which is often difficult to deliver on in practice. It is known that the modelling based on observational data is an inverse, not well-posed, or ill-posed problem [Tikhonov et al. 1978]. Therefore, numerous quasi-valid solutions may exist corresponding to the same observational data. Any model built on the basis of empirical data is only partially determined. As well, developing the more sophisticated mathematical models is not the clue to yield high model performance [Stefanyshyn 2020]. Furthermore, each dam is unique in the context of its design, environment and operational situation that embarrassing the searching of the solution. In light of this, the assessment of the dam technical condition with monitoring data turns into a complex intellectual problem. The development of the algorithms and techniques thus is still in the spotlight.

In compliance with the above mentioned considerations, the problem of dam technical condition diagnosing with the use of monitoring data innately comprises data ambiguity and uncertainty issues. Modelling based on monitoring data is often challenging in terms of the stability of developed models as well. The instability of the model solution can enhance along with an increase in the data amount. Data non-stationarity and non-linear relationships between variables may result in obtaining an infinite set of models or model parameter estimations. As a result, for any dam, the identification of mathematical model

structure and parameters based on observational data turns into a nearly insoluble problem, since a single solution cannot be found basically.

The AMSs for dam performance control are being implemented worldwide [ICOLD 2000], including Ukraine [*Technological monitoring systems*], during the last decades. The experience in handling automated monitoring data has already been gained [Bonelli, Royet 2001; Stefanyshyn 2017; Wang et al. 2018; Demianiuk, Stefanyshyn 2020]. In Ukraine, most of the hydraulic works of the hydropower plants (HPP) cascade on the major river Dnieper are equipped with AMS. This paper deals with the analysis of the Ukrainian experience of the AMS operation and monitoring data handling. The AMS data is often categorized as “big data” [Lynch 2008], and the analysis of the data is referred to as “an intelligent data analysis” [Berthold et al. 2010]. The purpose of this paper is to colligate the experience of automated monitoring data handling and to outline the most typical challenges in the interpretation of automated control data in terms of the veracity of the estimates of the dam condition.

## **2. Background of the problem**

Until recently, one of the main shortcomings and limitations in controlling the condition of complex dynamic systems was a shortage of monitoring data [Stefanyshyn 2020]. The implementation of automated monitoring systems has totally changed the situation. Today, AMS enables the acquisition and digital storage of large volumes of different data. As a consequence, another problem arises regarding the proper handling of the big data [Berthold et al. 2010]. On the one hand, AMS offers the necessary volumes of quantitative-qualitative data collection and capture. On the other hand, as the amount of data increases, so does the complexity of their interpretation and predictive modelling based on collected data due to heterogeneity and non-stationarity [Kuhn, Johnson 2013]. As a result, traditional approaches to interpretational and predictive models developing do not work successfully. The increase in model dimension by involving more factors, parameters, non-linear effects as predictors to reproduce the data pattern often results in disruption of stability of the developed model. In prognostic modelling the instability of the solution leads to poor accuracy of prediction [Kuhn, Johnson 2013; Stefanyshyn 2020].

The issue of the model instability is particularly relevant to the regression method. Regression modelling is widely used for the purposes of interpretation and prediction of the behavior of complex technical, ecological, economic systems and relationships [Kuhn 2013]. Regression methods simplify significantly the system structure identification [Ljung 1999], modelling and predicting based on empirical data with avoiding the development of complex system models, both deterministic and stochastic [Stefanyshyn 2020].

With manual measurements the amount of monitoring data is insufficient for developing sophisticated regression models. With large amounts of data provided with automated monitoring both new opportunities and new challenges in regression modelling come forward. In practice the construction of sophisticated adequate regression model can become a real challenge when it goes about prediction. It has turned out that the more sophisticated

the structure of the regression model, the more difficult it is to ensure the accuracy of the prediction. Good interpretation models may tend to overpredict low values or, on the contrary, to underpredict high ones when used as prognostic ones [Kuhn, Johnson 2013]. Both simple and complex regressions may have poor extrapolation accuracy even in simple cases [Stefanyshyn 2017]. Besides, a good interpretation model can have the essential instability of extrapolation in the prediction zone demonstrating the low applicability of the model to the prediction purpose. Researchers may be unaware of the prediction faults until the new data will be delivered [Kuhn, Johnson 2013; Geisser 2019].

### 3. Principles, materials and methods

#### 3.1. Monitoring principles and materials used in the study

Traditional dam monitoring comprises visual and instrumented surveillance resulting in obtaining a time series of qualitative estimates and instrumentation readings. The three basic principles of monitoring framed by Collacott [1985] were used as a background of the study presented, namely: (1) consistency and regularity (continuity) of measurements for parameters and characteristics selected for the control; (2) detection of changes in the behaviour of these parameters and characteristics over time; (3) prediction of future situations based on identified changes.

Dam surveillance covered both parameters characterizing the external loads and some controlled parameters representing the structure performance and condition. Time series formed from readings were used as the input data for the analysis, modelling, interpretation and prediction.

Time series of the automated monitoring of the earth dams of the hydropower plants cascade on Dnieper river were used in the research. Typical time series are plotted on Figure 1.

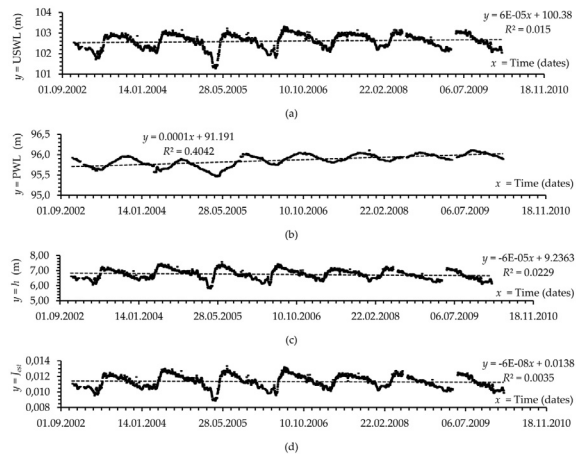


Fig. 1. Examples of the time series: (a) the upstream water level (USWL); (b) the piezometric water level (PWL); (c) the head drop ( $h$ ); (d) the hydraulic gradient ( $J_{est}$ ).

In the frame of the holistic approach [Altman 2020], the following methods were used: heuristic methods; methods of analysis and synthesis; as well as specific methods for time series analysis [Hamilton 1994], intelligent data analysis [Berthold 2010], applied predictive modelling [Kuhn, Johnson 2013; Geisser 2019], extrapolation methods [Brezinski, Redivo-Zaglia 2020]. As the main research technique, the combined situational-inductive predictive modelling method (CSIPMM) was used.

### 3.2. The combined situational-inductive predictive modelling method

The combined situational-inductive predictive modelling method (CSIPMM) is the original authors' development. The main provisions of the CSIPMM are set out in [Demianiuk, Stefanyshyn 2020; Stefanyshyn 2020, 2022].

The CSIPMM entails using extrapolation-regression type models. The main idea of the CSIPMM is a decomposition of a complex problem of the prediction model development based on monitoring data to ensure applicability of the simple regression model in terms of meeting the constraints and assumptions of regression modeling. According to the method, the complex prediction problem is solved in two steps (Fig. 2).

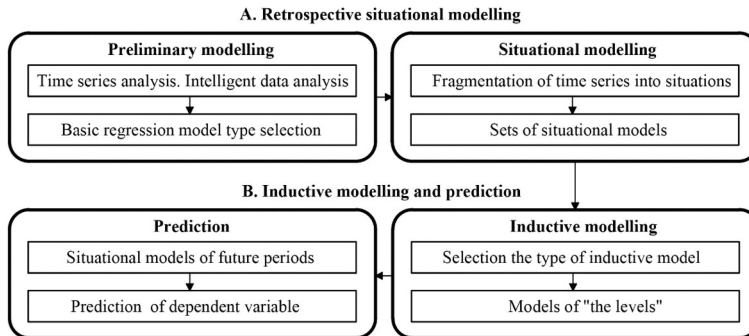


Fig. 2. Flow-chart of the CSIPMM [Stefanyshyn 2022].

The first step (A) of the CSIPMM involves the retrospective situational modelling in order to obtain a set of simple regression-extrapolation models built for fragmented time series corresponding to specific time intervals. Below, Figure 3 shows an example of retrospective situational modelling. The obtained situational models are assumed to be valid only within certain time intervals referred to as “situations”. That is, the evolution of a dynamic system (which the dam is), is modelled in the context of its “movement” through a series of situations induced by varying loads, environmental factors, internal processes etc. Instead of a complex comprehensive description of an infinite set of all possible situations in the system, a finite set of generalized model situations that reproduce its possible states is considered, which reasonably approximates the performance of the system [McCarthy 1963; Reiter 2001; Russell, Norvig 2010]. The non-monotonic output rule is used to describe the evolution of the dynamic

system. Thereby, it is assumed [McCarthy 1963] that on the basis of past facts, described with retrospective model situations, using the premise of influencing factors within those situations, some similar situations representing similar system responses in the future can be predicted.

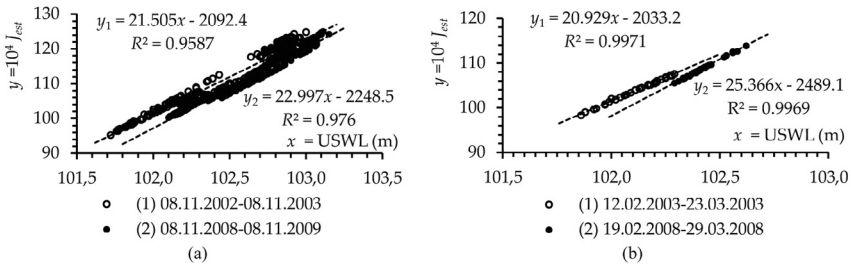


Fig. 3. Scatter plots and regressions between hydraulic gradients and upstream water levels: (a) by year; (b) situational regression models.

Situational models built on sampled data and adapted to limited periods can be applied to many types of natural and man-made systems under study. The simplest single-factor regression models can be useful for this. Unknown and uncontrollable factors affecting the structure are considered as a relatively unvaried predictive background. The predictive background represents certain permanent conditions under which the system is, and it is relevant only to the specific situation and to corresponding situational model [Demianiuk, Stefanyshyn 2020; Stefanyshyn 2020].

The second step (B) of the CSIPMM involves developing the inductive model and prediction. The inductive modelling implies generalization of the retrospective situational models obtained on step A. The inductive models developed on that step are the models of “the levels” corresponding to the specific values of the predictor. The model of “the level” is further considered as a tool for extrapolative prediction of a future situation (or a set of situations), or, more precisely, prediction of a situational model (a set of situational models) of future period. In general, according to the CSIPMM the goal of predicting is to determine the most probable situational model, obtained through extrapolation, relevant to a certain expected situation in the future [Stefanyshyn 2022].

#### 4. Results and discussion

The challenges of the automated monitoring data handling are presented in order of their arising during the data processing and analysis for dam condition identification and predictive modelling. The main challenges are as follows.

A. The amount of data available is usually not equivalent to the data necessary.

Automated monitoring makes data acquisition, transmission and digitizing faster and less time-consuming. With AMS implementation, the increasing of the measurement frequency

and storing huge data volumes can be provided. Nevertheless, limited samples of the readings or even readings for one specific date are usually selected for the operational assessment of dam condition. The most recent data are often preferred. Relatively short data samples and discrete readings can be more meaningful.

#### B. The reliability of the monitoring data.

The providing of AMS aims to increase the regularity and promptness of data acquisition as well as to enhance data reliability. This means the higher accuracy and veracity of the automated readings are expected in comparison to those provided with manual measurements. It is also expected to reduce the number of false readings. However, when manual and automated readings mismatch, the manually measured values are often treated as more trustworthy. Furthermore, the experience of AMSs operation shows that automated readings can become unreliable under certain circumstances.

#### C. Increased variance, heterogeneity and non-stationarity of the time series.

The advantage of the increased measurement frequency is that it allows to follow up effects which cannot be detected at a lower frequency. For instance, in automated monitoring time series, the different types of anomalies can be tracked like single and group outliers, level shifts, groups of the population members with increased variance, spike peaks etc. At the same time, an increase in the measurement frequency naturally induces the higher data variance. Heterogeneity and non-stationarity are inherent in the time series of structure performance control. They are also more clearly revealed with an increase in the measurement frequency. Involving the additional expert estimations can be necessary for well-reasoned data removal or, quite the opposite, for including irregular readings in the analysis [ICOLD 2018]. The specific algorithms and techniques are necessary for handling the data heterogeneity and non-stationarity in predictive modelling.

#### D. Statistical analysis challenges.

It is well known that incorrect application of statistical analysis techniques can lead to getting false or meaningless estimates. Including the above mentioned, this can be caused by many reasons: data heterogeneity and non-stationarity, high variance, abnormal readings, autocorrelation, multicollinearity etc. As a result, false statistical estimates can lead to incorrect judgments regarding the dam safety.

#### E. Increasing the complexity of the system under study.

From the perspective of its design and interconnections between components and influencing factors, the dam can be considered as a complicated engineering system embedded into the natural environment. Installing the AMS results in the involvement of the additional elements in the system. In the entire engineering system the AMS is a kind of subsystem for acquiring, transmitting the signals and storing the data. However, the installed gauges, wires and other

AMS elements can physically affect the dam. For example, some AMS components can locally change the seepage domain properties or hydraulic conditions in the discharge section. Besides, each component has its lifetime, experiences ageing, requires adjustment and maintenance. In the case of abnormal readings, it is not immediately obvious, what exactly is causing them: the processes in the dam or the monitoring equipment failure.

#### F. Operational assessment of the dam technical condition based on monitoring data.

Traditionally operational or dispatch assessment is provided by operation personnel. The operational assessment consists in comparing the measured values of parameters with their admissible values (thresholds) or admissible intervals assigned on the basis of theoretical computations or other considerations. According to this safety test, the dam technical condition is estimated as satisfactory if the readings meet an established criterion. The overrunning the “tolerance limits” [ICOLD 2018] can be therefore interpreted as a sign of adverse effects. The thresholds are set individually for each monitored parameter. However, in certain periods of dam operation, the situation is possible when only part of the measured values corresponds to the tolerance limits and the other one does not, which makes the task of the technical condition assessment ambiguous. Thus for dam technical condition assessment not the single criterion is needed but the flow chart comprising different scenarios including overrunning the tolerance limits by a group of the controlled parameters in various combinations.

#### G. Assigning the thresholds.

The results of the safety testing depend on two values: the observed one and the threshold. Among other things, the testing veracity is provided by coherence behind the threshold values. Often they are assigned by experts. There are no strict rules for defining threshold values.

#### H. Multivariate interpretation.

Interpretation of the monitoring data is referred to the mathematical problem known as an inverse or an ill-posed one. In the inverse problem, the outputs of the process are used to define the inputs. In regards to the interpretation of the monitoring data, the readings are the outputs of the structure performance, and, on the contrary, the solution to the problem is the set of values of the influencing factors representing the condition of the dam.

Inherently, the interpretation of the monitoring data implies recovery of the input data. Namely, a set of values describing the system properties that can induce the observed readings of monitoring equipment. It makes the problem really challenging since there are numerous possible sets involving different combinations of input parameters describing the dam condition, such as permeability, geometry of structure members etc. Moreover, since monitoring is provided by a large number of equipment, there are also a lot of readings related to various parameters. For instance, for seepage control of the earth dam, they can include piezometric levels at multiple gauges located in several measuring cross sections and seepage quantities at several discharge points. Along with it, inherently the monitoring data are stochastic. They are characterized



by variance hence the true values are unknown. As a consequence, there may be multiple valid solutions to the interpretation task, as multiple possible sets of input parameters could result in observed output values within confidence intervals. In other words, multiple possible technical conditions could lead to what we see in monitoring equipment readings. In view of mathematical insight, all conditions can be considered equally probable.

Therefore, the interpretation of the monitoring data implies looking over alternative scenarios in search of the most probable from the physical point of view and the insight of the historical performance of the structure with the following probabilistic estimation. The finite element method (FEM) can be one of the useful tools for the interpretation of the monitoring data when using system properties as tuning parameters [Sochacka 2019].

Obtaining a realistic estimation of dam technical condition is dependent on which sets of the system properties parameters were selected for the analysis and whether the most significant parameters are taken into account. This is especially important under circumstances of data ambiguity regarding the ongoing processes or when the decisions are based on expert judgment. There is a high risk that the true set of parameters will not be included in the analysis due to incomplete information.

#### I. Verification of the models.

Nowadays, mathematical modelling is widely used for monitoring data interpretation as well as for prediction. The verification of the model adequacy is a crucial step of modelling procedure. After successful model calibration on the training data set, the assessment with test data sets can indicate the non-satisfactory performance of the developed model. But it is not always obvious whether poor model performance is caused by its non-accuracy or because of changes in structure behaviour that result in trend changing especially if newly observed data are used as test samples. On the other hand, the group of not detected outliers in the test set randomly appearing in any automated time series can have the effect of poor model validity. All those scenarios of the non-satisfactory performance of the strong candidate models should be considered.

### **5. Conclusions**

Dams are critical infrastructure facilities and have high hazard potential. Therefore, worldwide, the issues of dam reliability and safety, including the development of effective monitoring systems, are given considerable attention. Practice shows, the proper interpretation of monitoring data may be as important as well-arranged data acquisition. In particular, there are challenges in the interpretation of the automated dam monitoring data. They relate to data handling for dam technical condition identification and modelling. The amount of data available is usually not equivalent to the data necessary, the monitoring data may be doubtful, the problem of increased variance, heterogeneity and non-stationarity of the time series aggravates, and the data multivariate interpretation problem arises.

## Literature

- Adamo N., Al-Ansari N., Sissakian V., Jan L., 2021, Dam safety: use of instrumentation in dams, *Journal of Earth Sciences and Geotechnical Engineering*, 11 (1), 145-202, DOI: 10.47260/jesge/1115.
- Altman M., 2020, A holistic approach to empirical analysis: The insignificance of P, hypothesis testing and statistical significance, [in:] *From Analysis to Visualization: A Celebration of the Life and Legacy of J.M. Borwein, D.H. Bailey, N.S. Borwein, R.P. Brent, R.S. Burachik, J.-A.H. Osobrn, B. Sims, Q.J. Zhu (eds.)*, Springer Proceedings in Mathematics and Statistics, 313, 233-253, DOI: 10.1007/978-3-030-36568-4\_16.
- Bernstein P.L., 1998, *Against the Gods: The Remarkable Story of Risk*, John Wiley & Sons, Inc., London, Printed in the United States, 396 pp.
- Berthold M., Borgelt Ch., Höppner F., Klawonn F., 2010, *Guide to Intelligent Data Analysis. How to Intelligently Make Sense of Real Data*, Springer-Verlag, London, 394 pp.
- Bonelli S., Royet P., 2001, Delayed response analysis of dam monitoring data, [in:] *Proceedings of the ICOLD European Symposium on Dams in a European Context*, Geiranger, Balkema Rotterdam, 91-100.
- Brezinski C., Redivo-Zaglia M., 2020, *Extrapolation and Rational Approximation. The Works of the Main Contributors*, Springer Nature, Cham, Switzerland, 406 pp., DOI: 10.1007/978-3-030-58418-4.
- Collacott R.A., 1985, *Structural Integrity Monitoring*, Chapman and Hall: London, New York.
- Dams. *Water Encyclopedia*, available online <http://www.waterencyclopedia.com/Da-En/Dams.html> (31.07.2023).
- Demianiuk A., Stefanyshyn D., 2020, The prognostic modelling of piezometric levels based on seepage monitoring in earthen dams, *MATEC Web of Conf.*, 322, 01047, DOI: 10.1051/mateconf/202032201047.
- Fiedler K. (ed.), 2007, *Awarie i katastrofy zapór – zagrożenia, ich przyczyny i skutki oraz działania zapobiegawcze*, IMGW, Warszawa, 216 pp.
- Geisser S., 2019, *Predictive Inference: An Introduction*, Chapman and Hall/CRC, 240 pp.
- Hamilton J.D., 1994, *Time Series Analysis*, Princeton University Press, Princeton, New Jersey, 782 pp.
- Hood K., Perez R.A., Cieplinski H.E., Hromadka T.V., Moglen G.E., McInvale H.D., 2019, Development of an earthen dam break database, *JAWRA*, 55 (1), 89-101, DOI: 10.1111/1752-1688.12703.
- ICOLD, 1987, *Dam Safety – Guidelines*, ICOLD Bulletin No. 59.
- ICOLD, 2000, *Automated Dam Monitoring Systems – Guidelines and Case Histories*, ICOLD Bulletin No. 118, 255 p.
- ICOLD, 2009, *Surveillance: Basic Elements in a “Dam Safety” Process*, ICOLD Bulletin No. 138.
- ICOLD, 2018, *Dam Surveillance Guide*. ICOLD Bulletin No. 158., 109 pp.

- Kuhn M., Johnson K., 2013, *Applied Predictive Modeling*, Springer New York, 600 pp., DOI: 10.1007/978-1-4614-6849-3.
- Ljung L., 1999, *System Identification: Theory for the User*, Prentice-Hall, Inc., Linköping University, Sweden, 609 pp.
- Lynch C., 2008, How do your data grow?, *Nature*, 455, 28-29, DOI: 10.1038/455028a.
- Mays L.W. (ed.), 2010, *Ancient Water Technologies*, Springer Dordrecht, 277 pp., DOI: 10.1007/978-90-481-8632-7.
- McCarthy J., 1963, Situations, actions, and causal laws. Memo 2: Stanford University Artificial Intelligence Project, available online <http://www.dtic.mil/dtic/tr/fulltext/u2/785031.pdf> (31.07.2023).
- Membrillera M.G., Hattingh L., 2022, Surveillance, Instrumentation, Monitoring and Data Acquisition and Processing, [in:] ICOLD. General report on Q 106, The 27<sup>th</sup> ICOLD-CIGB Congress papers, Marseille, 696-834, DOI: 10.1201/9781003211808-140.
- Mizuno M., Hirose T., 2009, Instrumentation and monitoring of dams and reservoirs, *Water Storage, Transport and Distribution*, 1, 1-8.
- Reiter R., 2001, *Knowledge in Action: Logical Foundations for Specifying and Implementing Dynamical Systems*, MIT Press, 424 pp.
- Russell S.J., Norvig P., 2010, *Artificial Intelligence: A Modern Approach*, 3<sup>rd</sup> edition, Pearson Education, Inc., Upper Saddle River, New Jersey, 1132 p.
- Sochacka E., Kutrowska A., Śliwiński P., 2019, Modelowanie filtracji i obliczenia numeryczne stateczności budowli piętrzących, [in:] *Monitoring i bezpieczeństwo budowli hydrotechnicznych*, J. Winter, A. Wita, P. Popielski, E. Sieński (eds.), IMGW-PIB, Warszawa, 179-191.
- Stefanyshyn D., 2014, Probabilistic forecasting of accidents at dams in problems of assessment and supporting their reliability and safety, [in:] *Proceedings of the International Scientific School "Modelling and Analysis of Safety and Risk in Complex Systems"*, Saint-Petersburg, 144-149.
- Stefanyshyn D., 2017, Improving diagnostic models for forecasting the behavior of dams equipped with automated monitoring systems, *MME*, 9, 50-61.
- Stefanyshyn D., 2020, On One Approach to Predictive Modeling Based on Monitoring Data, [in:] *Modeling, Control and Information Technologies: Proceedings of International Scientific and Practical Conference*, 104-107, DOI: 10.31713/MCIT.2020.21.
- Stefanyshyn D., 2022, What could we have learnt from the previous flood data to predict losses caused by the 1980, 1986, and 1998 catastrophic floods in Ukrainian Transcarpathian?, *Environmental Safety and Natural Resources*, 43 (3), 81-109, DOI: 10.32347/2411-4049.2022.3.81-109.
- Taleb N.N., 2010, *The Black Swan. The Impact of the Highly Improbable*, 2<sup>nd</sup> enlarged edition, Random House. New York, 480 pp.
- Technological monitoring systems, available online: [https://www.bkc.com.ua/en/direction\\_monitoring/](https://www.bkc.com.ua/en/direction_monitoring/) (31.07.2023).

- Tikhonov A., Vasil'ev F., 1978, Methods of solution of ill-posed extremal problems, Banach Centr. Publs., 3, 297-342.
- Wang Sh., Xu Yi., Gu Ch., Bao T., 2018, Monitoring models for base flow effect and daily variation of dam seepage elements considering time lag effect, Water Science and Engineering, 11 (4), 344-354, DOI: 10.1016/j.wse.2018.12.004.



# POŁOWE METODY BADAŃ STANU ZAGĘSZCZENIA PODŁOŻA GRUNTOWEGO W PRZYKŁADOWYM WĘZŁE BADAWCZYM NA TARASIE ZALEWOWYM WISŁY

## FIELD METHODS OF SOIL COMPACTION TESTING IN AN EXEMPLARY RESEARCH NODE ON THE VISTULA RIVER FLOODPLAIN

Łukasz KACZMAREK, Agnieszka DAŃSKA, Paweł POPIELSKI, Politechnika Warszawska, Wydział Instalacji Budowlanych, Hydrotechniki  
i Inżynierii Środowiska

Radosław MIESZKOWSKI, Uniwersytet Warszawski, Wydział Geologii

### Streszczenie

Przy projektowaniu programu badań kluczowa jest znajomość specyfiki poszczególnych metod oraz zakresy ich stosowalności. Jest to szczególnie ważne w przypadku obszarów, które mogą cechować się dużą zmiennością podłoża gruntowego. Przykładem takiego obszaru jest dolina Wisły, gdzie sedymentacja rzeczna często prowadzi do występowania stref gruntu w stanie luźnym. Poligon badawczy, na którym wykonane zostały badania zaprezentowane w artykule, położony jest na prawym tarasie zalewowym rzeki Wisły (Obszar Środkowej Wisły) w granicach Warszawy. Do rozpoznania podłoża wykorzystano dwie najpopularniejsze metody badań polowych zagęszczenia gruntu (sondowania statyczne – CPTu i dynamiczne – DPSH), jak również jedną rzadko spotykaną metodę badań geofizycznych (wielokanałową analizę fal powierzchniowych – MASW). Badania te analizowano wraz z udokumentowanymi profilami wierceń, wykonanych z poborem próbek do badań uziarnienia. Poligon badawczy w postaci węzła składał się z 4 wierceń rozpoznawczych, 4 sondowań DPSH, 4 sondowań CPTu oraz 2 linii prospekcji MASW zlokalizowanych w bliskiej odległości badań punktowych (do 10 m). W efekcie przeprowadzonych badań możliwe było porównanie wyników – określenie podobieństw oraz różnic w stanie zagęszczenia gruntów. Uzyskane rezultaty wskazują na komplementarny charakter zastosowanych metod, pozwalający na uzyskanie pełnego obrazu warunków gruntowo-wodnych.

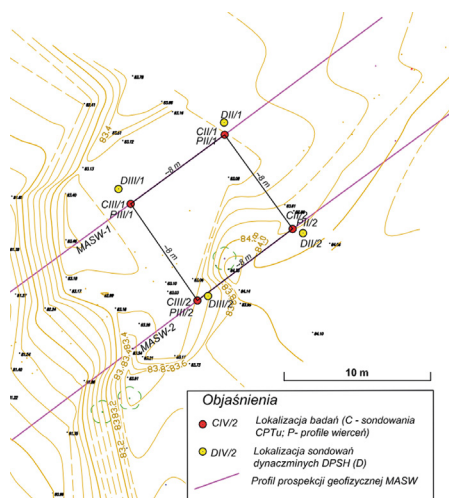
### 1. Wstęp

Podczas planowania programu badań, dedykowanego określonym projektom inżynierii lądowej czy wodnej, częstym dylematem jest pytanie o wybór metod rozpoznania podłoża gruntowego. Głównymi czynnikami rzutującymi na merytorycznie optymalny wybór są aspekty ekonomiczne oraz presja czasu realizacji harmonogramu prac inwestycyjnych. W celu odpowiedzi na postawione pytanie konieczna jest dobra znajomość zakresu stosowalności różnych metod badawczych. Jest to szczególnie istotne, jeżeli dana metoda ma być wykorzystywana do identyfikacji stref gruntu o osłabionych parametrach geotechnicznych. Takim przykładem mogą być strefy rozluźnień gruntów niespoistych, powodujące potencjalne ryzyko utraty stateczności podłoża gruntowego. Miejsca o zróżnicowanym stopniu zagęszczenia występują powszechnie w obszarach o genezie rzecznej, np. na tarasach zalewowych, gdzie warunki gruntowe mogą być skomplikowane, a warunki wodne trudne (m.in. duża dynamika i amplituda zmian położenia zwierciadła wód gruntowych).

W artykule omówiono wykorzystanie dwóch najpopularniejszych metod badań polowych zagęszczenia gruntu: sondowania statyczne – CPTu i dynamiczne – DPSH, w połączeniu z jedną rzadziej używaną metodą badań geofizycznych – wielokanałową analizą fal powierzchniowych MASW. Wyniki badań sondowań i metody geofizycznej analizowano wraz z udokumentowanymi profilami wierceń. W efekcie przeprowadzonych badań możliwe było zweryfikowanie spójności wyników stopnia zagęszczenia gruntu.

## 2. Lokalizacja badań

Poligon badawczy w postaci węzła o promieniu do 10 m (rys. 1), w którym przeprowadzono badania: 4 wiercenia rozpoznawcze, 4 sondowania DPSH, 4 sondowania CPTu oraz 2 linie prospekcji MASW, położony jest na prawym tarasie zalewowym rzeki Wisły w granicach Warszawy (Obszar Środkowej Wisły). Tereny sąsiadujące z węzłem badawczym od strony Wisły stanowią obszar niezabudowany. Kilka metrów na zachód od węzła badawczego znajduje się ok. 3-metrowa skarpa o nachyleniu 10% i rozciągłości NW-SE. Od strony wschodniej, kilkadziesiąt metrów dalej, leży Wał Miedzeszyński. Budowa geologiczna terenu badań jest związana z sedymentacją rzeczną (głównie grunty niespoiste – piaski o różnej frakcji i różnym zagęszczeniu, miejscowo także facje powodziowe), dlatego obszar ten cechuje się dużą dynamiką zmian morfologicznych oraz aktywnymi procesami sedymentacji. Powierzchniowo często obecny jest nasyp niebudowlany (gruz z gruntem niespoistym). W ujęciu hydrologicznym jest to strefa kontaktowa między gruntami powierzchniowymi (rzeki Wisły) oraz czwartorzędowymi wodami podziemnymi. Zwierciadło wody, najczęściej swobodne, na kilku metrach głębokości charakteryzuje się bardzo dużą amplitudą zmian (do kilku metrów). Nachylenie powierzchni terenu determinuje kierunek spływu powierzchniowego. Spływ wód opadowych występuje z północnego wschodu (obszaru Wału Miedzeszyńskiego) na południowy zachód (do rzeki Wisły).



Rys. 1. Lokalizacja poszczególnych badań realizowanych w obrębie węzła badawczego.

### 3. Metodyka badań

Przeprowadzone badania wymagały etapowego podejścia: projektowanie – realizacja – analiza i przetwarzanie danych surowych – porównanie stopnia zagęszczenia uzyskanego różnymi metodami. W programie badań zagęszczenia podłoża gruntowego uwzględniono metody bezpośrednio i pośrednio: wiercenia rozpoznawcze, sondowania statyczne CPTu, sondowania dynamiczne sondą ciężką DPSH oraz badania geofizyki inżynierskiej z wykorzystaniem wielokanałowej analizy fal powierzchniowych (MASW). Jako miarę porównawczą zagęszczenia podłoża gruntowego przyjęto stopień zagęszczenia  $I_D$ , gdzie  $I_D < 0,33$  świadczy o luźnym stanie gruntu niespoistego wg PN-B-02480:1986 (bardzo luźnym i luźnym wg PN-EN ISO 14688-2:2018-05,  $I_D < 35\%$ ).

Wiercenia i sondowania prowadzone były do głębokości ok. 20 m p.p.t. Prospekcja geofizyczna w węźle badawczym objęła głębokość do ok. 15 m. Realizację programu badań rozpoczęto od badań nieinwazyjnych – wykonano dwa profile MASW, a następnie przeprowadzono sondowania CPTu, DPSH, a na końcu wiercenia geotechniczne. Odległość między sondowaniami CPTu oraz DPSH wynosiła do 2 m (w zależności od dostępności terenu oraz obecności gruzu budowlanego). Wiercenia wraz z poborem próbek gruntu (nie rzadziej niż co 1 m) do badań uziarnienia lokalizowane były najczęściej w odległości ok. 1 m od sonowań CPTu i DPSH.

#### 3.1. MASW

Nową metodą, która ułatwia rozpoznanie stanu gruntu, czy generalnie kwantyfikacji sztywności podłoża gruntowego, jest metoda MASW. Jest to podejście dedykowane tworzeniu *quasi* ciągłych modeli podłoża gruntowego, których charakterystyki mechaniczne odzwierciedlają warunki *in situ*. Istotnym aspektem w interpretacji wyników badań geofizycznych jest rozdzielczość próbkowania przestrzeni przekroju, gdzie mierzona charakterystyka gruntu między punktami (z których pozyskiwana jest informacja o ośrodku gruntowym z wysoką precyzją) jest uśredniana (co grozi np. pominięciem przewarstwień o miąższości mniejszej niż rozdzielczość próbkowania). Generalnie przyjmuje się, że im dłuższa linia pomiarowa, tym głębszy profil rozpoznania i im mniejsza odległość między geofonami, tym większa rozdzielczość obrazu. Dzięki bezpośredniemu pozyskiwaniu dwuwymiarowych obrazów zmienności sztywności ośrodka gruntowego, możliwa jest obiektywizacja tworzonych przekroi geotechnicznych, bez konieczności interpolacji budowy geologicznej między wierceniami rozpoznawczymi wykonywanymi punktowo i często relatywnie odległych (wierceniami, które mają ważną funkcję referencyjną w przypadku stosowania prospekcji geofizycznej). Takie podejście jest szczególnie pożądane w przypadku numerycznego modelowania zachowania podłoża.

W złożonym geofizycznym systemie sejsmiki powierzchniowej MASW fale wzbudza się poprzez impuls przekazywany uderzeniem młota bądź innym przedmiotem w grunt na powierzchni, w zależności od pożądanego zakresu częstotliwości. Fala rozchodzi się promieniście od źródła wzbudzenia drgań i dociera do odsuniętej linii geofonów. W wykona-



nych pomiarach źródło drgań było odsunięte o 5 m od linii geofonów rozstawionych co 1 m (zastosowano 24 czujniki). Pomiar polegał na rejestracji danych w przerwach między przeciąganiem zestawu geofonów połączonych taśmą kewlarową o kolejne odcinki o długości 3 m. Przyjęta technika pomiaru pozwoliła na zgromadzenie dużej ilości danych punktowych wzdłuż linii pomiaru. Specjalistyczne oprogramowanie processingowe Surface Plus umożliwiło, przy pomocy algorytmów matematycznych, przeanalizowanie widma sygnału rejestrowanego z geofonów i wyznaczenie obecnych w nim częstotliwości oraz określenie prędkości fal o danej częstotliwości. Wynikiem pomiaru jest rozkład prędkości fali poprzecznej  $V_s$  w profilu pionowym (głębokościowym), na podstawie którego wyznaczono maksymalny moduł ścinania  $G_{max}$ :

$$G_{max} = \rho V_s^2 \quad (1)$$

gdzie:  $\rho$  – gęstość objętościowa,  $g/cm^3$ ;  $V_s$  – prędkość fali poprzecznej, m/s.

W oparciu o prace Massarscha [2004] oraz Popielskiego [2012] zastosowano współczynnik redukcyjny (0,8)  $G_{max}$  do wartości tzw. operacyjnego modułu ściśliwości ( $G_{op}$ ). Na podstawie uzyskanych wyników oraz za pomocą oprogramowania Surface Plus przeprowadzono estymacje wyników sondowania geotechnicznego SPT ( $N_{30}$ ) przez zależność [Imai, Toniuchi 1982]:

$$V_s = 97 N_{30}^{0,314} \quad (2)$$

gdzie:  $N_{30}$  – liczba uderzeń sondą cylindryczną SPT na 30 cm wpędu.

Znajomość liczny uderzeń umożliwiła obliczenie stopnia zagęszczenia [PN-B-04452:2002]:

$$I_D = 0,441 \log N_{30} + 0,118 \quad (3)$$

### 3.2. CPTu

Polowe badania sondowania statycznego CPTu przeprowadzono z wykorzystaniem piezostozków elektrycznych o zestandaryzowanych wymiarach (powierzchnia podstawy stożka  $10 \text{ cm}^2$ , powierzchnia tulei ciernej  $150 \text{ cm}^2$ , kąt wierzchołkowy stożka  $60^\circ$ , filtr wbudowany bezpośrednio za ostrzem stożka). Sondowania prowadzono ze stałą prędkością penetracji  $V_{CPT} = 2 \text{ cm/s}$ . W trakcie ciągłej rejestracji bezpośrednich danych sondowania uzyskano wartości oporu stożka ( $q_c$ ), tarcia na tulei ciernej ( $f_s$ ) oraz nadwyżki oporu stożka ( $q_t$ ). Dane te zostały przeliczone do wartości skorygowanego oporu stożka ( $q_t$ ), współczynnika tarcia ( $R_f$ ), parametru ciśnienia porowego ( $B_q$ ), bezwymiarowego, znormalizowanego oporu stożka ( $q_{nt}$ ) i znormalizowanego, efektywnego oporu stożka ( $Q_t$ ). Rozkłady tych parametrów przeanalizowano.

zowano w funkcji głębokości, a następnie wykorzystano do wyprowadzenia m.in. wartości stopnia zagęszczenia (zależność Baldiego), bazując na publikacjach Młynarka i in. [1997], Tschuschke i Wierzbickiego [1998] oraz Tschuschke (2006):

$$I_D = \left(\frac{1}{C_2}\right) \ln \frac{q_c}{C_0 \cdot \sigma_{V0}^{C_1}} \quad (4)$$

gdzie:  $C_0$ ,  $C_1$ ,  $C_2$  – współczynniki empiryczne;  $\sigma_{V0}$  – składowa pionowa całkowitego naprężenia geostatycznego, kPa.

### 3.3. DPSH

Sondowanie dynamiczne wykonano z wykorzystaniem obciążników DPSH o masie 63,5 kg, które pozwoliły osiągnąć głębokość rozpoznania do ok. 25 m (w zależności od warunków gruntowych). Sondowanie polegało na dynamicznym pograżaniu normowej końcówki stożkowej w podłoże gruntowe ze stałą energią uderzenia. W efekcie uzyskano liczbę uderzeń na każde 20 cm wępudy sondy. Sondowania, ich interpretację i ocenę stanu gruntów wykonano zgodnie z PN-B-02480:1986, PN-B-04452:2002 oraz PN-EN ISO 22476-2:2005. Do interpretacji stopnia zagęszczenia wyników sondowań wykorzystano korelację:

$$I_D = 0,441 \log N_{20} + 0,196 \quad (5)$$

gdzie:  $N_{20}$  – liczba uderzeń na 20 cm wępudy sondy.

### 3.4. Wiercenia

Wiercenia prowadzone były z wykorzystaniem małośrednicowej wiertnicy spalinowej zintegrowanej z samochodem terenowym, przy użyciu szneków (wiertło ślimakowe) o średnicy 100 mm [PN-EN ISO 22475-1:2006]. W trakcie wierceń wykonano analizy gruntów: opis zmian litologicznych, wstępne rozpoznanie rodzajów gruntu metodą makroskopową, ocenę wilgotności, określenie barwy gruntu oraz wstępnego zagęszczenia. Następnie pobierane na bieżąco próbki o naturalnej wilgotności (zabezpieczone przed utratą wilgotności) przewieziono do laboratorium, gdzie kolejno przeprowadzono badania wilgotności metodą suszenia oraz badania uziarnienia metodą sitową. W oparciu o wyniki zrewidowano nazwy poszczególnych wydzieleń gruntów określone w terenie.

## 4. Wyniki

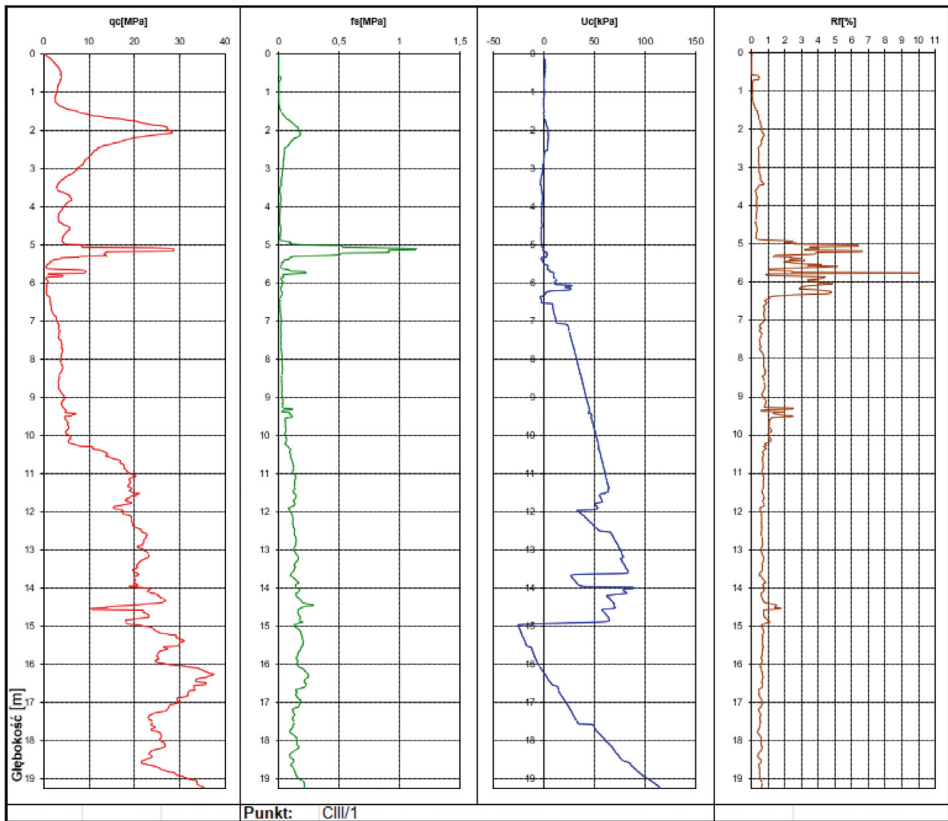
Wyniki stopnia zagęszczenia gruntu otrzymane za pomocą wybranych metod są porównywalne. Większość stref rozluźnienia gruntu została zaobserwowana różnymi metodami, chociaż zidentyfikowano również strefy, które nie były potwierdzone przez wyniki badań wykonane wszystkimi zastosowanymi metodami. Dlatego też redukcja programu badań o jakkolwiek z metod uniemożliwiłaby identyfikację wszystkich stref rozluźnień występujących w gruncie.

Dla przykładu, zestawiono surowe wyniki sondowań CPTu i DPSH oraz ich interpretację z lokalizacji III/1 – rysunek 2 (CPTu) i 3 (DPSH). Można tutaj zaobserwować różne głębokości wystąpienia stropu i spągu strefy rozluźnienia. W obu przypadkach dla poprawienia wiarygodności interpretacji konieczne było wykorzystanie profili wierceń. Rezultaty sondowań statycznych pozwoliły na dokładniejsze rozpoznanie (identyfikacje mniejszych przewarstwień rozluźnionego gruntu), jak również określenie większej liczby parametrów geotechnicznych (stopień zgęszczenia, stopień plastyczności, moduł sztywności, czy klasyczne parametry wytrzymałościowe). Wyniki badań DPSH dały bardziej zgeneralizowany obraz zagęszczenia w profilu gruntowym. Przedstawiane rezultaty cechują się wzrostowym trendem zagęszczenia ośrodka gruntowego wraz z głębokością, jak również pewną zmiennością uzyskanych charakterystyk, specyficzną dla gruntów naturalnych, gdzie jednak w strefie przypowierzchniowej mogą występować nasypy niebudowlane. Sondowania dynamiczne pozwoliły na rozpoznanie plastycznych gruntów spoistych na głębokości 5,5-7 m p.p.t., cechujących się obniżonymi parametrami sztywności. Natomiast karta sondowań CPTu dostarcza informacji o ciśnieniu wody w gruncie, gdzie właśnie w strefie gruntów spoistych zachodzą istotne zmiany.

Zestawiając wyniki sondowań statycznych i dynamicznych na tle przekrojów przedstawiających zmienność podłoża gruntowego, otrzymano pełny przestrzenny obraz warunków gruntowo-wodnych. Taka forma przedstawiania danych znajduje powszechne uznanie, co więcej w wielu przypadkach jest prawnie wymagana [Dz.U. 2016, poz. 2033]. Profile gruntowe w przypadku analizowanego miejsca w strefie oddziaływania dużej nizinnej rzeki są bardzo różne (rys. 4). Pomimo niewielkiej odległości między profilami (ok. 8 m) zarówno głębokości występowania poszczególnych wydzieleni, jak i sam typ występujących gruntów ulegają zmianom. Dzięki sondowaniom statycznym i dynamicznym uzyskano dokładną informację o stanie gruntu. Wykorzystując wiercenia, doprecyzowano interpretacje sondowań oraz uzyskano przestrzenny układ warstw. W oparciu o laboratoryjne badania uziarnienia gruntu możliwe było wskazanie miejsc zagrożonych deformacjami filtracyjnymi. Do tego celu wykorzystano powszechnie stosowane kryterium geometryczne uziarnienia gruntów, oparte na wskaźniku różnoziarnistości  $U$ , wprowadzone przez Istominę [1957]. Istomina podała graniczne wartości wskaźnika różnoziarnistości, pozwalające na wstępną klasyfikację gruntów pod względem dominujących w nich deformacji filtracyjnych:

- grunty niesufozyjne, jeśli  $U < 10$  (upłynnienie);
- grunty przejściowe, jeśli  $10 < U < 20$  (sufozja lub upłynnienie poprzedzone sufozją);
- grunty sufozyjne, jeśli  $U > 20$  (sufozja).

### Karta sondowania CPTu CIII/1



Punkt: CIII/1

#### PARAMETRY GEOTECHNICZNE WARSTW PODŁOŻA WYZNACZONE NA PODSTAWIE CHARAKTERYSTYK PENETRACJI Z TESTU STATYCZNEGO SONDEWANIA

OBIEKT: MPWIK - Gruba Kaska -Warszawa

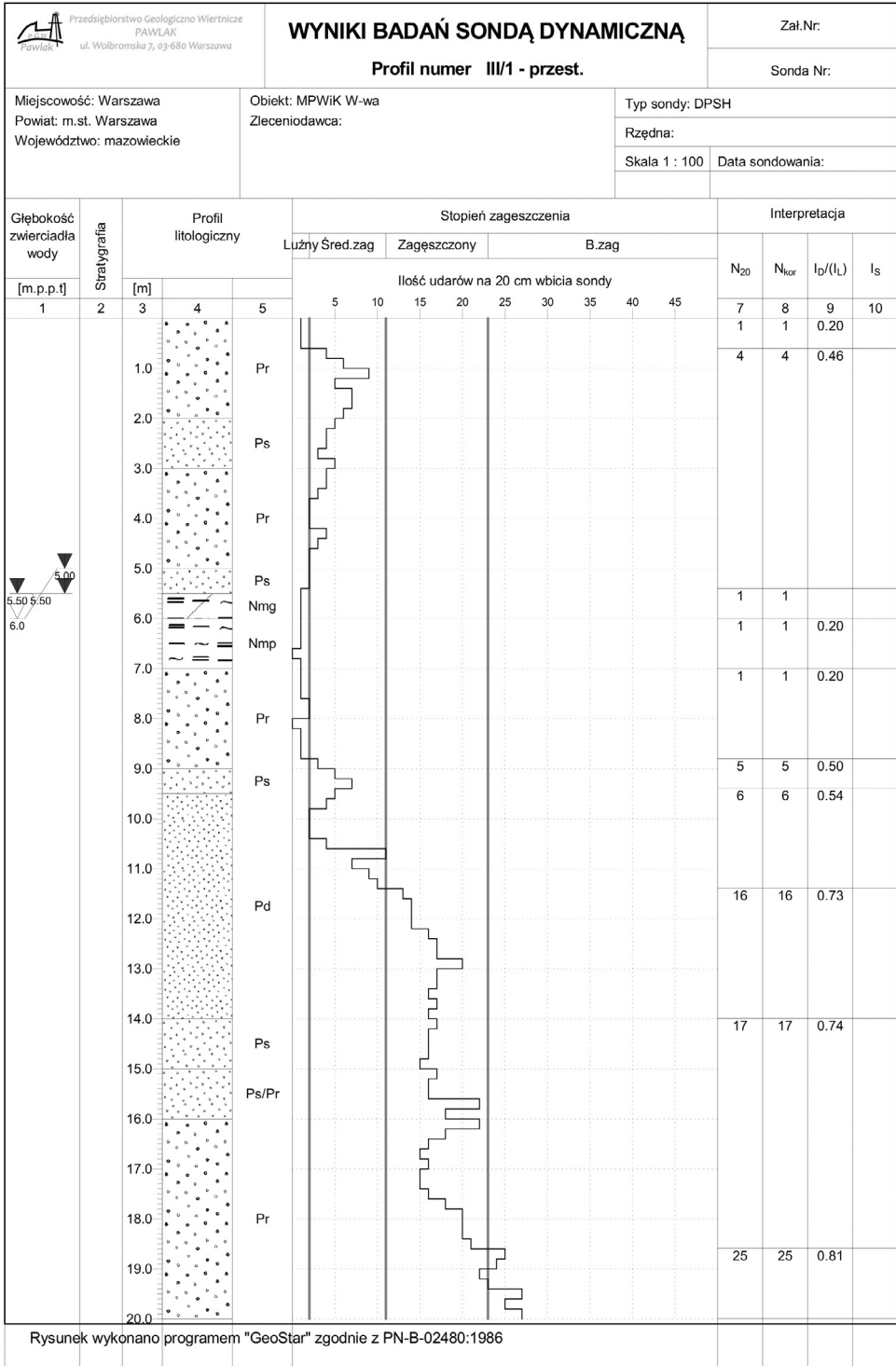
NR TESTU CPTU: PIII-1

GŁĘBOKOŚĆ WODY:

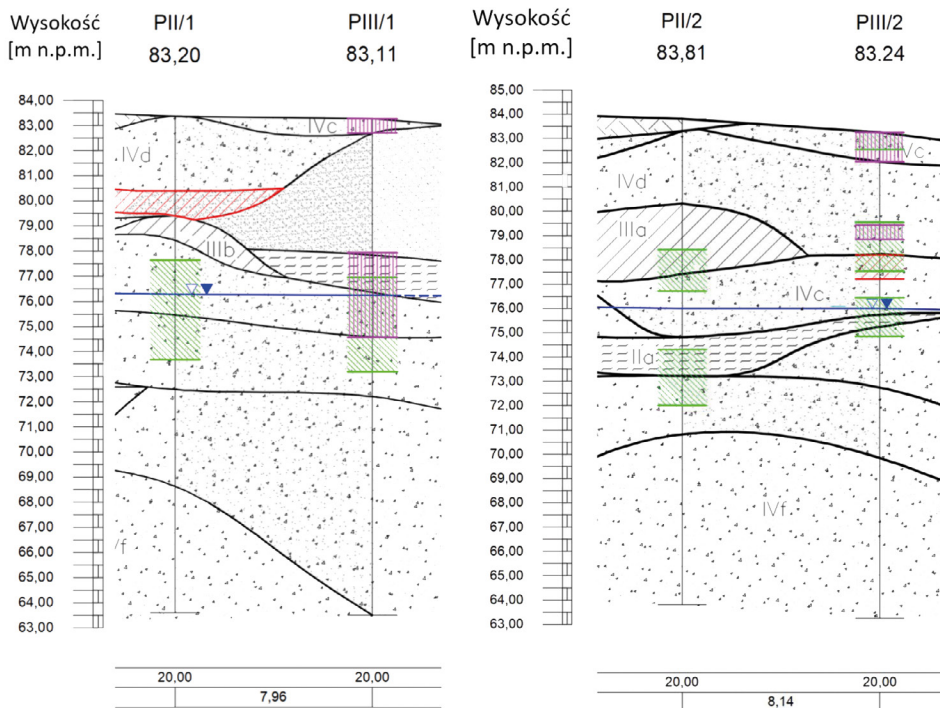
5,0 m p.p.t.

Przebieg warstwy [m]	Rodzaj gruntu [-]	Domieszki [-]	Opór stożka qc [MPa]	Napięcie pionowe σ <sub>v0</sub> [kPa]	Parametry stanu			Parametry penetracji			Parametry ścinania			Edometryczny moduł ściśnięcia pierwotnej M <sub>s</sub> [MPa]	
					l <sub>b</sub>	l <sub>c</sub>	Stan	q <sub>n</sub>	β <sub>s</sub>	N <sub>m</sub>	φ°	C'	S <sub>v</sub>		
0,0	0,6	Gb	(Pr)	3,8	5	0,40	-	szg	3,80	-	-	31° 40'	-	-	17,4
0,6	1,4	Pr	+Z	3,1	18	0,30	-	ln	3,08	-	-	30° 50'	-	-	14,2
1,4	3,1	Pr	//Ps	24,4	40	>0,90	-	bzg	24,36	-	-	39° 10'	-	-	136,9
3,1	5,0	Ps	//Pr	4,4	73	0,35	-	szg	4,33	-	-	30° 50'	-	-	19,8
5,0	6,4	Nmp	-	1,1	102	-	0,35	pl	1,00	0,00	7,5	18° 30'	6	53	5,0
6,4	9,2	Ps	//Pr	3,3	141	0,15	-	ln	3,17	-	-	28° 30'	-	-	14,9
9,2	10,2	Pd	//Ps	5,1	179	0,25	-	ln	4,93	-	-	30° 10'	-	-	22,5
10,2	14,0	Ps	//Pr	18,8	226	0,70	-	zg	18,58	-	-	36°	-	-	94,0
14,0	16,0	Ps	//Pd,Pg	24,1	284	0,75	-	zg	23,82	-	-	36° 50'	-	-	132,6
16,0	17,2	Ps	//Pr	32,1	316	0,85	-	bzg	31,78	-	-	38°	-	-	176,6
17,2	18,7	Pr	//Ps	24,3	343	0,75	-	zg	23,97	-	-	36° 30'	-	-	136,4
18,7	19,3	Pr	//Ps	34,1	364	0,85	-	bzg	33,76	-	-	38°	-	-	191,4

Rys. 2. Przykładowe wyniki badań CPTu – karta sondowania CIII/1.



Rys. 3. Przykładowe wyniki badań DPSH – karta sondowania DIII/1.



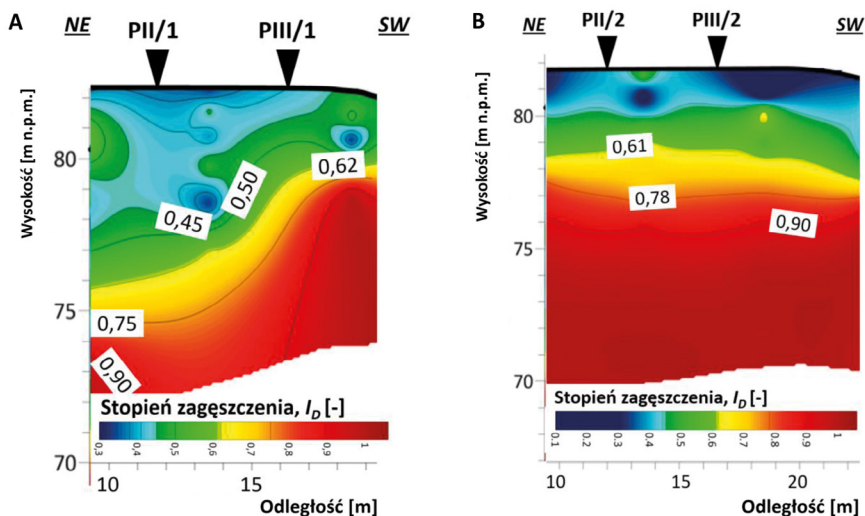
### Objaśnienia

- |   |  |              |  |  |
|---|--|--------------|--|--|
| PII/1                                       | otwór badawczy                         | Czwartorzęd: |  |  |
| 83,20                                       | rzędna terenu                          |              |  | nasyp niebudowlany   |
|   | poziom zwierciadła wody nawiercony     |              |  | namul gliniasto-piaszczysty  |
|   | poziom zwierciadła wody ustabilizowany |              |  | głina piaszczysta  |
| Rzędna zwierciadła wody na dzień 16.08.2022 |  |              |  | piasek pyłasty, piasek drobny  |
|   |  |              |  | piasek średni, piasek grubo  |
|   |  |              |  | strefa występowania gruntów luźnych wg sondowania DPSH               |
|   |  |              |  | strefa występowania gruntów luźnych wg sondowania CPTu               |
|   |  |              |  | strefa występowania gruntów sufozcyjnych wg kryterium geometrycznego |

Rys. 4. Interpretacja wyników sondowań oraz wierceń w kontekście wyznaczenia rozluźnionych stref gruntów.

W kontekście praktyki inżynierskiej częstym dylematem jest projektowana liczba (i głębokość) wierceń rozpoznawczych, szczególnie na terenach przyrzecznych, gdzie należy zachować szczególną ostrożność przy opracowywaniu modelu budowy podłoża gruntowego, który będzie wykorzystywany do projektowania inwestycji. Natomiast na podstawie badań wykonanych metodą MASW można potwierdzić dużą zmienność zagęszczenia ośrodka gruntowego w dwóch równoległych przekrojach, jak również można stwierdzić zbliżone (ale nie takie same) uwarstwienie gruntów w przekrojach podłoża gruntowego uzyskanych z wykorzystaniem sondowań oraz prospekcji. Na rysunku 5 zaprezentowano wartości stopnia zagęszczenia po przeliczeniu z prędkości powierzchniowych fali Rayleigha. W przypowierzchniowej strefie najczęściej występują grunty o bardzo małym zagęszczeniu  $I_D = 0,1-0,3$  (do ok. 2 m). Strefy średnio zagęszczone mogą wystąpić do ok. 7 m głębokości, a strefy zagęszczone poniżej. W opisywanej sytuacji najbardziej niekorzystną cechą podłoża grun-

towego jest zmienność zagęszczenia. Pomimo tego, taki stan zagęszczenia gruntów wydaje się być bardziej korzystny niż stwierdzony w sondowaniach, w szczególności w odniesieniu do inwazyjnej metody CPTu, która zapewnia ciągle pionowe próbkowanie z dużą rozdzielczością.



Rys. 5. Wybrane fragmenty profili MASW poddanych processingowi dla wyznaczenia wartości stopnia zagęszczenia: A – profil nr 1; B – profil nr 2.

Nawiązując do prawnej klasyfikacji warunków gruntowych [Dz.U. 2012, poz. 463], można stwierdzić, że uzyskany obraz podłoża gruntowego wskazuje na skomplikowane warunki gruntowe. Jest to związane z geomorfologiczną przynależnością gruntów do doliny rzeki, potencjalnymi niekorzystnymi procesami geologicznymi (deformacjami filtracyjnymi) oraz zjawiskiem występowania stref rozluźnień gruntów. Ponadto ewentualny poziom projektowanego posadowienia możliwej inwestycji znajdzie się poniżej zwierciadła wód gruntowych (zwłaszcza w okresie wysokiego stanu wód w rzece Wiśle).

## 5. Podsumowanie

Wykorzystanie komplementarnego programu badań umożliwiło szczegółowe rozpoznanie skomplikowanych warunków gruntowych na analizowanym poligonie badawczym położonym w dolinie rzecznej. Poligon, w formie węzła badawczego o geometrii kwadratu, składał się z blisko położonych lokalizacji 4 sondowań CPTu, 4 sondowań DPSH, 4 wierceń (wraz z poborem próbek) oraz 2 geofizycznych profili MASW. W analizowanym obszarze zidentyfikowano miejsca występowania gruntu w stanie luźnym, strefy predysponowane do rozwoju deformacji filtracyjnych oraz bardzo dużą zmienność warunków gruntowych (układ przestrzenny wydzieleni). Największą zaletą wierceń było dostarczenie materiału do

makroskopowej i laboratoryjnej oceny obecnych w podłożu gruntów. Sondowania statyczne CPTu dostarczyły szczegółowej informacji o zagęszczeniu, jak również pozwoliły na interpretację nie tylko stopnia zagęszczenia, ale całego zestawu parametrów gruntowych. Dzięki sondowaniom dynamicznym DPSH uzyskano uśredniony obraz zagęszczenia, jednocześnie redukując ryzyko uszkodzeń mechanicznych innego sprzętu badawczego. Zaawansowane badania z wykorzystaniem wielokanałowej analizy fal powierzchniowych dostarczyły szczegółowej informacji o przestrzennej zmienności sztywności ośrodka gruntowego, którą można zinterpretować w ujęciu stopnia zagęszczenia.

Szeroki program badawczy wydaje się nie być optymalny ekonomicznie, nie mniej znajduje uzasadnienie w kontekście potencjalnych awarii i opóźnień w realizacjach, jakie mogą się pojawić w efekcie „niespodziewanie” niekorzystnych warunkach gruntowych i wodnych. W sytuacjach zaawansowanego stopnia realizacji inwestycji metody modyfikacji podłoża gruntowego mogą często okazać się nieskuteczne, a (kosztowne) zmiany sposobu posadowienia nie zawsze są możliwe. Stąd konieczne jest zachowanie ostrożności w projektowaniu i realizacji programów badań, w szczególności kosztownych obiektów budowlanych, jak również krytycznej infrastruktury w strefie oddziaływania rzek.

## Literatura

- Dz.U. 2012, poz. 463, Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 18 listopada 2016 r. w sprawie dokumentacji hydrogeologicznej i dokumentacji geologiczno-inżynierskiej
- Dz.U. 2016, poz. 2033, Rozporządzenia Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25 kwietnia 2012 r. w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych.
- Imai T., Tonouchi K., 1982, Correlation of N-value with S-wave velocity and shear modulus, [w:] Proceedings of the Second European Symposium on Penetration Testing, Amsterdam, 67-72.
- Istomina V.S., 1957, Filtracionnaya ustoychivost gruntov, Gosudarstvennoe Izdatelstvo Literatury po Stroitelstvu i Arhitekture, Moskva.
- Massarsch K.R., 2004, Deformation properties of fine-grained soils from seismic tests. Key-note lecture, [w:] Proceedings International Conference on Site Characterization in Situ Characterization, 33-146.
- Młynarek Z., Tschuschke W., Wierzbicki J., 1997, Klasyfikacja gruntów podłoża budowlanego metodą statycznego sondowania, Zeszyty Naukowe Politechniki Gdańskiej, 2, 119-126.
- PN-B-02480:1986, Grunty budowlane. Określenia, symbole, podział i opis gruntów.
- PN-B-04452:2002, Geotechnika. Badania polowe.
- PN-EN ISO 14688-2:2018-05, Rozpoznanie i badania geotechniczne. Oznaczanie i klasyfikowanie gruntów. Część 2: Zasady klasyfikowania.
- PN-EN ISO 22475-1:2006, Rozpoznanie i badania geotechniczne. Pobieranie próbek metodą wiercenia i odkrywek oraz pomiary wód gruntowych. Część 1. Techniczne zasady wykonania.



- PN-EN ISO 22476-2:2005, Rozpoznanie i badania geotechniczne. Badania polowe. Część 2. Sondowanie dynamiczne
- Popielski P., 2012, Oddziaływanie głębokich posadowień na otoczenie w środowisku zurbanizowanym, *Prace Naukowe Inżynieria Środowiska*, 61, 168 s.
- Tschuschke W., 2006, Badania gruntów in situ. *Inżynieria Morska i Geotechnika*, 3, 181-188.
- Tschuschke W., Wierzbicki J., 1998, Zastosowanie techniki statycznego sondowania do oceny parametrów geotechnicznych podłoża, [w:] *Współczesne Problemy Geologii Inżynierskiej w Polsce*, WIND, Wrocław, 107-112.

# MECHANIZMY OSUWISKA WZDŁUŻ POWIERZCHNI POŚLIZGU KORYTA

## MECHANISMS OF LANDSLIDE FAILURE ALONG BEDDING-PLANE SLIP SURFACE

Xuan KANG, Wei WU, University of Natural Resources and Life Sciences, Institute of Geotechnical Engineering, Austria

Shun WANG, Wuhan University, Institute of Engineering Risk and Disaster Prevention, China

### **Abstract**

In this paper, we consider the failure mechanism of a catastrophic landslide along bedding-plane slip surface in the Three Gorges Reservoir area of China. Some soil samples taken from the exposed bedding-plane shear zone are used for the experimental investigation in laboratory. In particular, ring-shear tests are performed to study the mechanical behaviour of the shear-zone soil in the residual state. The soil water contents induced by the reservoir operation as well as the shear rate during landslide runout are considered in our tests. The test results show noticeable reduction of the residual strength of the shear-zone soil with increasing water content and shear rate. Its implication for the landslide movement of reservoir-affected area is discussed.

### **1. Introduction**

As the most frequently observed geohazard worldwide, landslides account for more than half of natural disasters in China over the last decades. Especially in some reservoir areas, natural slopes with inclined bedding planes are more prone to localize deformation within clay-rich layers under intensive external loading, leading to the movement of bedding landslides [Bromhead 1979; Handwerker et al. 2019]. These bedding landslides are particularly sensitive to hydrological perturbations, such as intensive rainfall and reservoir water level fluctuations. As the weakest part within the landslide body, the basal slip surface plays a critical role in dominating the landslide kinematics. Once the balance between shear resistance and driving force of the shear zone is disrupted, these landslides could accelerate unexpectedly with the release of huge energy, resulting in the collapse of a large amount of sliding mass. They may also exhibit creep movement with very low velocity and show unstable activities intermittently. The slope moves slowly along the basal shear zone with uncertainties in transition to catastrophic sliding. Therefore, the deformation mechanism of bedding landslide is closely related to the material properties within the basal shear zone.

The unique geographic and geological setting in Three Gorges Reservoir (TGR) region makes it an excellent playground for landslide related research. Owing to the periodic fluctuation of the reservoir water level, the landslide materials are subjected to the conjunction influences of various hydrological triggers [Kang et al. 2022a, b; Wang et al. 2022]. The interaction between water and soil mass can hardly destabilize landslides in a short period, but it may continuously disintegrate rock fragments, loosen soil structures, and weaken the mass strength, leaving considerable uncertainties on the slope stability. Therefore, it is important to understand how the soil-water interaction affects the shear strength of landslide materials.

In order to reveal the mechanisms of landslide kinematics, some conventional theories invoke hydro-mechanical models to explain the strength weakening induced by changes in hydrological boundaries, such as perturbations of seepage force and pore fluid pressure. In short term, water in basal shear zones can increase seepage force, while in long term also saturate soils [Schaeffer, Iverson 2008; Cappa et al. 2014]. Both effects externally affect the mechanical strength of the shear zones. Internally, the velocity variation during landslide movement lead to changes in shear resistance with time, which cannot be explained by hydro-mechanical models. Therefore, the rate-dependent friction models are herein applied to explain the weakening of the basal shear zone induced by the velocity changes.

After the long-term evolution over years or even centuries, the basal shear zone within bedding landslides suffers the compression and shear forces from the overlying sliding mass and the surrounding rock layers. Numerous research have evidenced that the materials within the shear zone are already at a subcritical state, which is subjected to stress conditions slightly lower than their instantaneous strength [Stark, Choi 2004; Agliardi et al. 2020]. Therefore, the landslide process is closely related to the residual strength of the shear-zone soil. To obtain the residual strength in laboratory, test approaches should accommodate large shear displacement. Therefore, the ring-shear test are widely adopted for strength investigation of landslide materials. The ring shear device is designed for measuring the residual strength of soil through long-distance rotation. The shear surface is generated within the soil specimen [Bishop et al. 1971; Sassa et al. 2004].

In this paper, ring-shear tests are carried out to investigate the mechanical behaviour of the shear-zone soil at residual state. On one hand, the long-term effect caused by reservoir operation is mimicked by various saturation, namely different water contents, of soils. On the other hand, the rate-dependent behaviour during landslide acceleration is investigated by increasing the shear rates. Finally, the residual strength of the shear-zone soil is summarized to interpret the landslide process.

## **2. Experimental investigation of ring-shear tests**

### **2.1. Soil sample and test device**

The soil sample was taken from the exposed shear surface of the Shanshucao landslide, which occurred as a catastrophic failure in TGR area [Kang et al. 2020]. According to basic physical tests, the shear-zone soil consists of angular clasts up to 2 cm in a silty-sandy matrix, with an average in situ bulk density of  $2.1 \text{ g/cm}^3$  and water content of 18.3 wt.%. The coarse particles with diameters greater than 2 mm account for approximately 30.0 wt.%. In the ring-shear tests, we used remoulded soil with only fine particles below 2-mm diameter to avoid possible size effect during shearing. The physical properties of the remoulded sample are shown in Figure 1. The natural water content of 18.3 wt.% was selected for preparing the soil specimens.

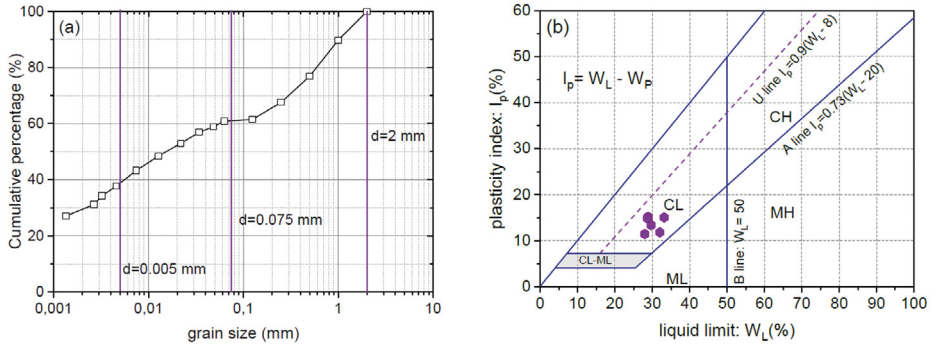


Fig. 1. Physical properties of the remoulded shear-zone soil:  
 (a) grain size distribution; (b) plasticity chart.

In order to obtain the residual strength of the soil, the device must allow large displacement. Compared to other conventional shear devices, the ring shear apparatus can accommodate large shear displacement and generate a shear surface within the soil specimen. The tests are carried out with a ring shear device produced by Wille, Germany (Fig. 2). This fully automatic dynamic ring shear device allows both stress and strain controlled tests. The test ranges for strain-controlled and stress-controlled methods are from 0 to 100 mm/min and 0 to 1000 kPa, respectively. The sample container has an inner diameter of 50 mm, an outer diameter of 100 mm, and a height of 25 mm. The effective shear area of the sample is about 59 mm<sup>2</sup>.

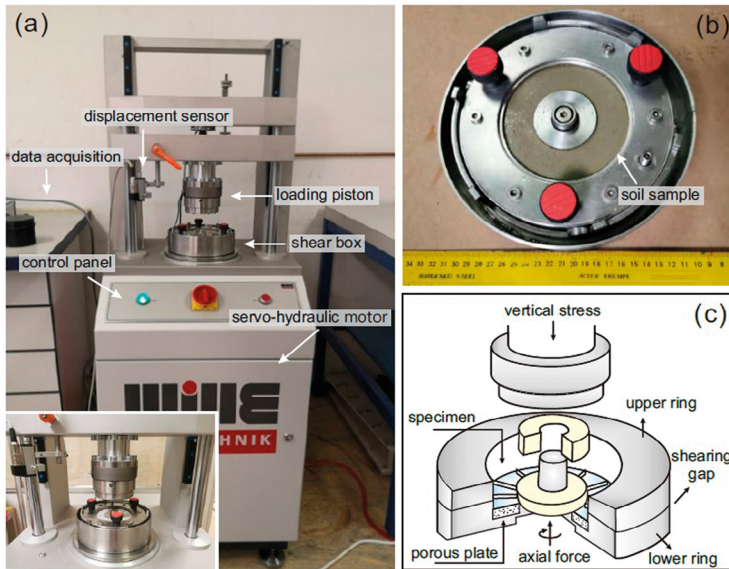


Fig. 2. Ring shear apparatus and the sketch of shear box.

The vertical stress and the torque are controlled by the servo-actuated loading piston and the servomotor, respectively. The transducer below the shearing box measures the shear resistance of the specimen. As shown in Figure 2c, the shear box contains upper and lower parts. A flexible gap is set for manually adjusting the width of the shear surface between the upper and lower ring. There are evenly placed 12 knives on both the upper and lower ring plates to confine the sample in the shear box. They also ensure the transfer of torque from the device to the sample. During shearing, the top surface of the specimen is inserted by the knives from the plates of the loading piston, and the whole shear box rotates to attain a shear surface. All the recorded data during the shearing procedure are measured by a data acquisition system. The sample assembly is surrounded by a water bath to prevent the sample from drying out during testing.

## 2.2. Test programme

In this work, the strain-controlled approach is employed to study the mechanical strength of the shear-zone soil at residual state. Two groups of ring-shear tests are described as follows:

The first group aims to explore the rate-dependent behaviour of the shear-zone soil at the residual state. Soil sample was pre-consolidated under  $\sigma_p = 800$  kPa and then unloaded to  $\sigma_n = 200$  kPa, leading to an overconsolidation ratio of 4. Subsequently, the shearing procedure of slow shearing with  $v = 0.02$  mm/min was first performed. Shearing steps were started by increasing the displacement rate stepwise to 100 mm/min. Before displacement rate changed, shearing was stopped and the same procedure of loading and unloading proceeded.

The second group aims to measure the shear strengths of soils with different water contents. The involved water contents varies from 14.0% to 20.0% to consider both natural and saturated conditions of soil samples. A pre-consolidation stress of  $\sigma_p = 800$  kPa and normal stress of  $\sigma_n = 400$  kPa were carried out, leading to an overconsolidation ratio of 2. Since the this group of tests only concerns the effect of water content on the shear strength, the displacement rate is set as 1.0 mm/min.

## 2.3. Test results

Figure 3 shows the shear behaviour of the shear-zone soil with shear rates from 0.02 to 100 mm/min. To evaluate the rate dependent behaviour, all test data are normalized as the friction coefficient  $\mu$  to avoid the influence induced by the normal stress. Obviously, the shear-zone soil exhibits a significant rate effect with the increasing displacement rate. A rate-weakening behaviour is observed at slow shearing, while a rate-strengthening behaviour is attained at fast shearing. The shear rate of 0.02 mm/min mobilizes the largest shear resistance over the whole range of the tested velocities. Due to the overconsolidation, the strain-softening behaviour is observed through all the tested rates. During rapid shearing, however, the resistance peaks exhibit less salient compared with that observed during slow shearing. This phenomenon may be owing to that the shear surface within soil specimens

is formed after large shear displacement, reducing the capacity of soil to resist the driving force provided by the device.

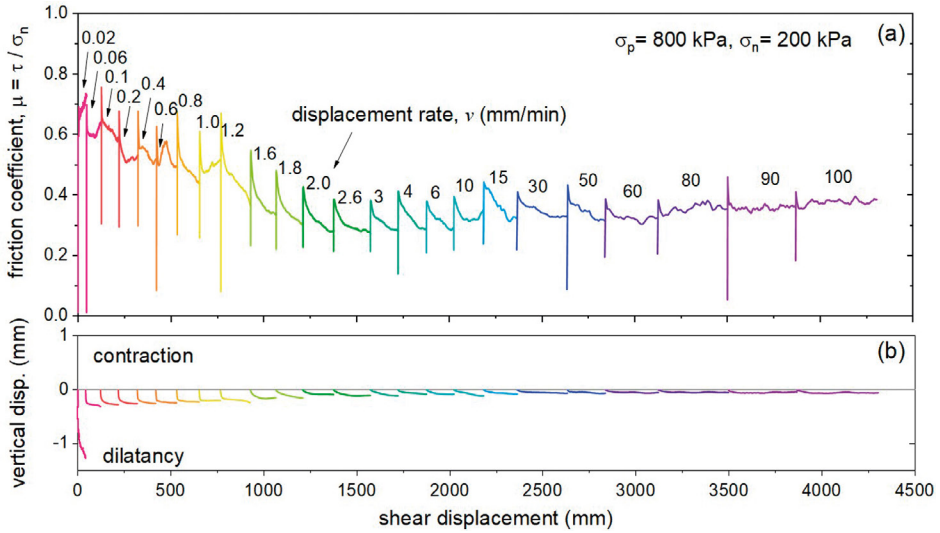


Fig. 3. Strain-controlled test with displacement rates ranging from 0.02 to 100 mm/min.

In this test, the negative changes in vertical displacement of the sample is height increasing, which can be seen as dilatancy. The variations of vertical displacement indicate the dilation behaviour through slow to rapid shearing. At the beginning of each shearing procedure, the soil sample quickly gives an increase in its height. Gradually, the variation in vertical displacement becomes constant as the residual state achieved. With increasing displacement rates and shear displacement, the recorded dilation of the specimen diminishes remarkably.

Figure 4 summarizes the residual and peak friction coefficients of shear-zone soil. The negative-effect and positive-effect behaviour is separated by a critical velocity of 2.6 mm/min. In other words, the displacement rates below and over 2.6 mm/min indicate rate-weakening and rate-strengthening effects on the friction coefficient of soil, respectively. For both mechanisms, the shear strength follows a logarithmic relationship with the displacement rate. The increasing displacement rate from 0.02 to 2.6 mm/min results in a reduction of 0.45 in  $\mu_r$ , whereas an increase of 0.11 is found with shearing velocities from 2.6 to 100 mm/min. Therefore, the weakening caused by slow shearing leads to large impact on the shear resistance of shear-zone soil. For both mechanisms, the residual shear strength follows a logarithmic relationship with the displacement rate. Therefore, the rate-weakening behaviour has a larger impact on the shear strength, leading to a faster reduction in the shear resistance under slow rates. This rate effect suggests that the shear-zone soil is more prone to induce catastrophic failure than slow creep [Kang et al. 2022c].

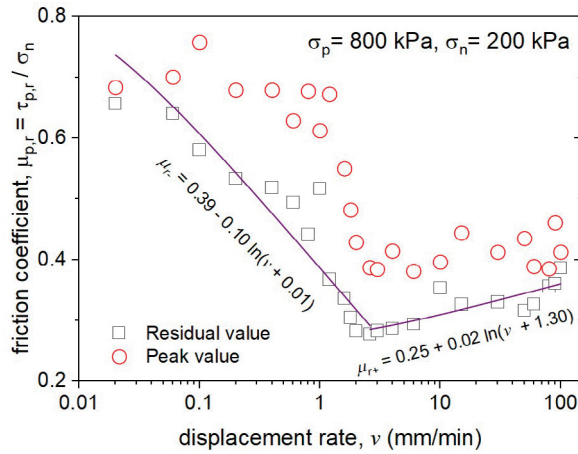


Fig. 4. Peak and residual friction coefficient versus displacement rates.

Figure 5 shows that the shear stress and settlement of the shear-zone soils with different water contents. Due to the overconsolidation, the measured shear stress increases dramatically at the beginning of the shearing. After reaching a peak, the shear strength decreases gradually and remains nearly constant when the soils reach the residual state, with a shear displacement of approximately 200 mm. The tendency of settlement curves suggests that all the soils exhibit negative settlement, namely contractive deformation in this case, during the whole shearing process. In addition, the rate of the vertical strain approaches null at the residual state.

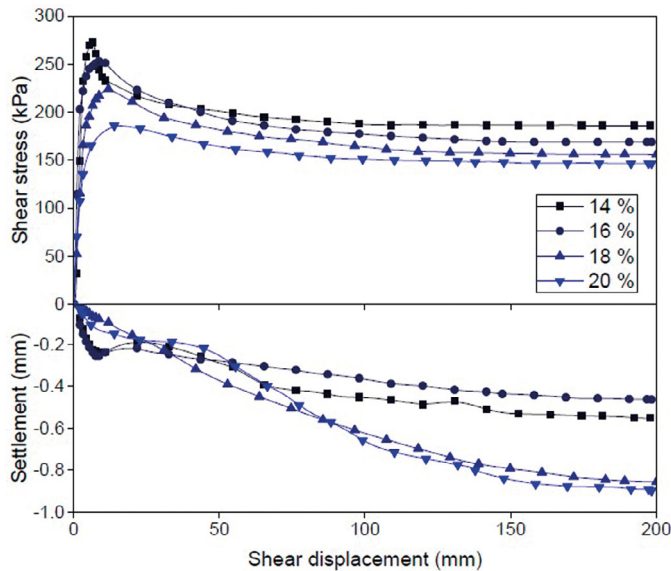


Fig. 5. Shear stress and settlement with respect to shear displacement curves with various water contents.

As a result, water content plays a significant role in influencing the shearing behavior of the shear-zone soils. The increase of water content gives rise to decreases in both the peak strength and residual strength. With lower water contents of 14% and 16%, the soil sample exhibit pronounced softening behaviour, accompanied with obvious dilatancy in the settlement. As the shear displacement approaching approximately 50 mm, the dilatant deformation gradually transfers to contractive deformation. With saturated water contents, the peak strengths of soil samples are more affected than the residual strengths.

### **3. Conclusions**

This paper presents the results of ring-shear tests on soil samples taken from a bedding landslide. In order to uncover the mechanism behind reservoir operation and landslide kinematics, ring-shear tests with different conditions are designed to investigate the mechanical behaviour of the shear-zone soil at the residual state.

The test results indicate that the shear-zone soil exhibits rate-effect behaviour with increasing shear rate. It is characterized by a rate-weakening behaviour at low shear rates and a rate-strengthening behaviour at high shear rates. These two opposite mechanisms are distinguished by the displacement rate of 2.6 mm/min. Particularly, the rate-weakening effect during slow shearing is more pronounced than the rate-strengthening effect during fast shearing, which can interpret the acceleration of some bedding landslides.

The test results also suggest that an increasing water content from 14% to 20% greatly weakens the peak and residual shear strength of shear-zone soil. In real condition, the operation of the Three Gorges Reservoir leads to water level fluctuation, which greatly affects the stability of the nearby slopes. The long-term interaction between water and landslide materials thus poses a negative effect on the landslide stability. The test inspection indicates that under intensive soil-water interaction, the variation of velocity may result in the instability of slopes. In our case, the increasing of water content greatly weakens the resistance of the shear-zone soil at the lower part of the landslide. The landslide kinematics is further dominated by the rate-weakening behaviour. These combined effects with different weakening mechanism may facilitate the initiation and acceleration of the landslide in reservoir area.

### **Literature**

- Agliardi F., Scuderi M.M., Fusi N., Collettini C., 2020, Slow-to-fast transition of giant creeping rockslides modulated by undrained loading in basal shear zones, *Nature Communications*, 11 (1), 1-11, DOI: 10.1038/s41467-020-15093-3.
- Bishop A.W., Green G.E., Garga V.K., Andresen A., Brown J.D., 1971, A new ring shear apparatus and its application to the measurement of residual strength, *Geotechnique*, 21 (4), 273-328, DOI: 10.1680/geot.1971.21.4.273.
- Bromhead E.N., 1979, A simple ring shear apparatus. *Ground Engineering*, 12 (5), 40-44.



- Cappa F., Guglielmi Y., Viseur S., Garambois S., 2014, Deep fluids can facilitate rupture of slow-moving giant landslides as a result of stress transfer and frictional weakening, *Geophysical Research Letters*, 41 (1), 61-66, DOI: 10.1002/2013GL058566.
- Handwerger A.L., Huang M.H., Fielding E.J., Booth A.M., Burgmann R., 2019, A shift from drought to extreme rainfall drives a stable landslide to catastrophic failure, *Scientific Reports*, 9 (1), 1-12, DOI: 10.1038/s41598-018-38300-0.
- Kang X., Xu G., Yu Z., Wand S., Wang M., 2020, Experimental investigation of the interaction between water and shear-zone materials of a bedding landslide in the Three Gorges Reservoir Area, China, *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 79 (8), 4079-4092, DOI: 10.1007/s10064-020-01812-z.
- Kang X., Wang S., Wu W., Xu G., Zhao J., Liu F., 2022a, Soil-water interaction affecting a deep-seated landslide: From field monitoring to experimental analysis, *Bulletin of Engineering Geology and the Environment*, 81 (2), 1-16, DOI: 10.1007/s10064-021-02556-0.
- Kang X., Wang S., Yu Z., 2022b, Effects of Soil-water interaction on the mechanical behaviors of shear-zone soils, *International Journal of Geomechanics*, 22 (10), 06022028, DOI: 10.1061/(ASCE)GM.1943-5622.0002528.
- Kang X., Wang S., Wu W., Xu G., 2022c, Residual state rate effects of shear-zone soil regulating slow-to-fast transition of catastrophic landslides, *Engineering Geology*, 304, 106692, DOI: 10.1016/j.enggeo.2022.106692.
- Sassa K., Fukuoka H., Wang G., Ishikawa N., 2004, Undrained dynamic-loading ring-shear apparatus and its application to landslide dynamics, *Landslides*, 1 (1), 7-19, DOI: 10.1007/s10346-003-0004-y.
- Schaeffer D.G., Iverson R.M., 2008, Steady and intermittent slipping in a model of landslide motion regulated by pore-pressure feedback, *SIAM Journal on Applied Mathematics*, 69 (3), 769-786, DOI: 10.1137/07070704X.
- Stark T.D., Choi H., 2004, Peak versus residual interface strengths for landfill liner and cover design, *Geosynthetics International*, 11 (6), 491-498, DOI: 10.1680/gein.2004.11.6.491.
- Wang S., Li D.Q., Du W., 2022, Recent advances in the investigation of a slow-moving landslide in the Three Gorges Reservoir area, China, *River*, 1 (1), 91-103, DOI: 10.1002/rvr2.8.

# SCENARIUSZ PODEJŚCIA DO ZARZĄDZANIA RYZYKIEM POWODZIOWYM: WYZWANIA I PERSPEKTYWY

## SCENARIO APPROACH TO MANAGING FLOOD RISKS: CHALLENGES AND PERSPECTIVES

Vasyl KORBUTIAK, National University of Water and Environmental Engineering, Ukraine

Dmytro STEFANYSHYN, Yaroslav KHODNEVYC, Institute of Telecommunications and Global Information Space of NASU, Ukraine

### **Abstract**

Ukraine suffers from floods seriously, commonly – river floods. Floods threaten more than 27 per cent of the country’s territory, and about a third of Ukraine’s population lives in flood-prone areas. Because Ukraine is at the stage of legal approximation to the European Union, the EU Floods Directive implementation becomes topical vitally. The Directive states: “(...) it is necessary to provide for the establishing of flood hazard maps and flood risk maps showing the potential adverse consequences associated with different flood scenarios (...)”. Moreover, the Directive defines flood risk quantitatively as “(...) the combination of the probability of a flood event and of the potential adverse consequences (...)”. However, there are a lot of questions that require answers before starting to quantify flood risk and model flood scenarios. This paper deals with the most typical challenges and issues relating to implementing the scenario approach to flood management and flood risk assessment according to the EU Floods Directive. The scenario approach was reviewed in terms of modelling and decision-making under uncertainty. Among challenges that can complicate the scenario approach implementation, including quantification of flood risks, the paper analysed the problem of recognising and overcoming two basic kinds of information uncertainty relating to hydrological predicting – stochastic and epistemic. To tackle the problem, the following methods were used: (1) the scenario approach or scenario optimization methods relating to inductive reasoning in modelling and decision-making under uncertainty; (2) fundamental methods of probability theory and mathematical statistics, and risk theory, in particular, regarding risk assessment and management, and extrapolation methods; (3) applied statistical methods in hydrology. The study was performed within two real-world case studies: the Stryi River, the gauge stations (GS) “Verkhnie Syniovydne”, and the Dnister River, the GS “Halych”.

### **1. Introduction**

Floods are among the essential natural hazards threatening human life and activity. In terms of the number of catastrophic events that occurred during 1998-2017 in the world, floods outweigh any other natural disasters, including storms, earthquakes, heatwaves, landslides, droughts, forest fires, volcanoes, and more. The number of disastrous floods in the world in that period amounted to 3,148 (43.4% of all loss-related natural catastrophes), and the number of people affected per them in 1998-2017 was nearly 2.0 billion (45% of all injured through natural disasters) [Wallemaq et al. 2018]. In Europe, the trend for 1950-2016 in inundated areas through floods reached 1.3% per year and became statistically

significant [Paprotny et al. 2018]. Relative exposure to different types of floods has especially increased in several Western and Southern European countries, including France, Germany, Italy and the Netherlands [Paprotny et al. 2018; Munich 2023]. One of the costliest natural disasters in European history occurred in July 2021, when devastating flash floods in western Germany and neighbouring countries resulted in overall losses of US\$ 54 bn (€46 bn) [Munich 2023]. As well as, with at least 212 documented deaths, the 2021 summer flooding in Central and Western Europe was the deadliest flood in Europe in more than 50 years [ECDC 2021].

Floods are specific natural disasters. First, they threaten humans because people challenge nature. Floods are happening and intensifying through the accelerated urbanization of landscapes prone to be submerged naturally. Despite fearing floods, people usually accept flood risk by doing it consciously because of intending benefits of using valuable land resources [Rufat et al. 2015]. Moreover, the proximity to water resources makes flood-prone areas more attractive to people [Korbutiak et al. 2020] due to the unique land and water resources combination [Stefanyshyn 2022]. So, according to World Bank data [Rentschler, Salhab 2020], about 1.47 billion people, or 19% of the world's population, live in flood-prone locations, whereas their area is about 3 million km<sup>2</sup> or 2% of land area. Second, although floods affect people harmfully repeatedly, this is probably the only natural hazard which may be avoided or managed, versus which precautions and safety measures can be effective [McBain et al. 2010; Debele et al. 2019; Munich 2023]. For centuries, people have challenged floods by employing specialised flood control infrastructure and techniques, such as dams, river dykes and levees, storm surge defences, and dry reservoirs for temporary water storage, channels, drainage systems, and others. Nowadays, these traditional flood protection solutions are enforced with so-called nature-based solutions in watersheds to retain floodwaters, like natural floodplains, wetlands or the remeandering of rivers, etc. [McBain et al. 2010; Debele et al. 2019].

Ukraine also suffers from floods, commonly – river floods. The area of flood-prone land in Ukraine is almost 165,000 km<sup>2</sup> (more than 27 per cent of the country's territory), and about a third of Ukraine's population lives in these areas [Stefanyshyn 2022]. From the year 2000, more than 280 emergency flood events occurred in the country. Specific losses per one flood reached UAH 6,203,750 or €228,079; expenses for liquidation adverse consequences of one flood event – UAH 65,419,925 or €2,405,144 [Ryabchenko et al. 2020]. Most often, disastrous floods occur in the western regions of the country, in particular, on the Carpathian rivers. In general, the region of the Ukrainian Carpathians, involving the Tisza, Dniester, Prut, and Siret rivers' basins, is considered one of the most flood-hazardous regions in Europe and the world [Stoyko 2002]. Disastrous floods are considered a common natural phenomenon there [Didovets et al. 2017].

In response to the rising incidence of flooding between 1997 and 2006 in the EU Member States, in particular, to the relationship between infectious diseases and flooding [Brown, Murray 2013], in 2007, the EU adopted the Floods Directive [2007/60/EC], to coordinate flood prevention, protection and preparedness within and between Member States [Floods Directive 2018]. The Directive 2007/60/EC requires the EU Member States to assess the flood

risk for all land not normally covered by water, plot the magnitude of past and likely future floods, map vulnerable assets and people, and take measures to reduce the flood risk [Floods Directive 2018].

Ukraine is at the stage of legal approximation to the European Union, and the EU Floods Directive implementation becomes topical. In particular, according to the EU-Ukraine Association Agreement, the preparation of flood risk assessment procedures and flood hazard mapping should have been done by November 2020, and the Flood Risk Management Plans – by November 2022 [Flood issues 2018]. However, these works remain still far to be completed [Ryabchenko et al. 2020].

This paper deals with the most typical challenges and issues relating to implementing the scenario approach to flood management and flood risk assessment according to the EU Floods Directive [2007/60/EC]. The purpose of this paper is twofold. One aim is to highlight the challenges and peculiarities of using the scenario approach to manage flood risks in terms of decision-making under uncertainty. The second aim is to show possibilities to provide flood risk management in the frame of the scenario approach in terms of overcoming uncertainty.

## **2. Background of the problem**

Admittedly, one of the critical implementation challenges of effective risk management is an information problem – the availability and reliability of information used in decision-making [Kikwasi 2018]. More information uncertainty is more risk [Bernstein 1998]. Savage argued that all uncertainties can be reduced to risk, converting risk assessment to assessment of probabilities [Savage 1954]; so, the quantitative risk assessment requires quantifying the frequencies (probabilities) of adverse events or their consequences [Bernstein 1998; De Rocquigny 2012]. The scenario approach reveals another possibility to cope with uncertainty in risk modelling and decision-making under risk [Schoemaker 1991; Campi, Garatti 2018].

The Floods Directive [2007/60/EC] defines flood risk quantitatively as “the combination of the probability of a flood event and of the potential adverse consequences for human health, the environment, cultural heritage and economic activity associated with a flood event”. Moreover, the Directive alleges: “In order to have available an effective tool for information, as well as a valuable basis for priority setting and further technical, financial and political decisions regarding flood risk management, it is necessary to provide for the establishing of flood hazard maps and flood risk maps showing the potential adverse consequences associated with different flood scenarios, including information on potential sources of environmental pollution as a consequence of floods”. The Floods Directive also requires all the EU Member States to consider the three probability scenarios for floods: low probability, medium probability and high probability. For each probability scenario, the hazard maps should show, in addition to the flood extent, the water depth (water level) and, where appropriate, the flow velocity [Floods Directive 2018]. These two parameters are crucial when assessing potential flood damage to assets and human life. The design annual exceedance probabilities in terms of prediction of maximum water levels and possible inundation zones because of floods may be established at 0.002, year<sup>-1</sup> (or 0.2%, year<sup>-1</sup>), 1%, 3%,

5%, and 10%, or something else; the corresponding return periods of the design floods – 500, 100, 33, 20, and 10 years, etc. [Kiczko et al. 2013; Flood issues 2018; Okoli et al. 2019].

However, there are a lot of questions that require answers before starting to quantify flood risk and define flood scenarios. What quantitative characteristic can be a proxy to assign probabilities to flood events? Is it an annual maximum (peak) discharge  $Q$  ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) or an annual maximum (peak) water level (an inundation depth)  $h$  (m) of a flood [Schröter 2014]? Should non-stationary be taken into account [Milly et al. 2008; Serinaldi, Kilsby 2015]? How should it be done correctly [Debele 2017]? The time series of maximum discharges may be stationary, and the time series of water levels is commonly non-stationary. Various water levels may be observed for the same peak discharge of different floods because of continuous spatial-temporal hydro-morphological changes resulting in hydraulic resistance changes in riverbeds and floodplains [Stefanyshyn et al. 2019]. What “different flood scenarios” should be considered? Floods may occur in different seasons, and due to various reasons, including dam and levee-breaking, forming of ice gorges, etc. [Apel et al. 2006; Mishra et al. 2022].

However, among different challenges and issues that can complicate the quantification of flood risks, there is a problem of recognising and overcoming two basic kinds of information uncertainty relating to hydrological predicting in the frame of the conventional stationary hypothesis in hydrology and water management: natural (stochastic) uncertainty and epistemic (non-stochastic or subjective) uncertainty [Apel 2008]. It is quite possible that the increasing effort to develop and apply non-stationary models in hydrologic frequency analyses under changing environmental conditions can be frustrated if the additional uncertainty related to the non-stationary model complexity is accompanied by the sampling information uncertainty [Serinaldi, Kilsby 2015].

The stochastic uncertainty stems from the essential variability of the river runoff stochastic process [Apel et al. 2008], and available data will always be insufficient to define the predicted extreme events more precisely [Savage 1954]. Thus, probability distribution functions are just possible options in the decision-making process, where subjective uncertainty is unavoidable. It should be noted the national hydrology standards recommend using different parametric probability distributions to predict peak discharges of floods based on observed data (Table 1).

Table 1. Standardized probability distribution function types used in frequency analysis of maximum peak discharges of floods in different countries [Ren et al. 2017].

Probability distribution function types	Country
Pearson type III distribution (P3)	China, Switzerland
Logarithmic Pearson type III distribution (LP3)	The US, Canada, India
Generalized extreme value distribution (GEV)	Great Britain, France
Two, Three parameters log-normal distribution (LN2, LN3)	Japan
Extreme value type I distribution (Gumbell type I, EV1)	Germany, Sweden, Norway
Extreme value type I, type III distribution (EV1, EV3)	Great Britain, France
Kritskyi-Menkel three-parameter distribution (KM3)	Ukraine, former USSR' countries

Practice shows different probability distributions can forecast diverse values of peak discharge  $Q$  ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) for the chosen annual probability of exceedance  $P$  (1/year). Vice versa, the same peak discharge can receive dissimilar exceedance probabilities when different probability distributions are used [Korbutiak et al. 2020; Apel et al. 2006, 2008; Stefanyshyn 2018; Stefanyshyn et al. 2019]. In general, there is no proper theoretical or another similar justification for choosing an appropriate probability distribution to predict peak discharges of floods using observed data. Therefore, any of them might be considered a permissible hypothesis. For any probability distribution, which meets the given statistical criteria and other considerations for the adequacy of simulation, it will hardly find a sufficiently weighty reason to reject it as an impossible option indisputably.

A plot of the estimated values from a theoretical parametric probability distribution should be compared with the observed data to test different theoretical probability distributions and choose the best option. Another challenge relating to decision-making is the choice of an unbiased empirical formula to plot the observed data [Cunnane 1978]. More than seventeen different plotting position formulas have been proposed by hydrologists and statisticians over the years [Makkonen 2006]. Some of the plotting position formulas, most frequently appearing in the hydrological literature, are shown below in Table 2. All these formulas provide a non-parametric means to estimate the observed data probability distribution. However, there is no worthwhile criterion for comparing plotting position formulas to choose the more appropriate one relating to a real case study.

Table 2. Plotting position formulas most frequently appearing in the hydrological literature.

Author (year)	Formula to calculate $P_m$ (1/year)	Recommended distributions
Hazen (1914)	$\frac{m - 0.5}{n}$	GEV, Gumbell type I (EV1)
Gringorten (1963)	$\frac{m - 0.44}{n + 0.12}$	GEV, Gumbell type I (EV1)
Cunnane (1978)	$\frac{m - 0.4}{n + 0.2}$	GEV, EV3, P3, LP3
Blom (1954)	$\frac{m - 3/8}{n + 1/4}$	LN2, LN3, LP3
Tukey (1962)	$\frac{m - 1/3}{n + 1/3}$	All distributions
Beard (1945)	$\frac{m - 0.3175}{n + 0.365}$	All distributions
Lebedev (1952), Chegodaev (1965)	$\frac{m - 0.3}{n + 0.4}$	GEV, EV3, P3, LP3, KM3
Adamowski (1985)	$\frac{m - 0.25}{n + 0.5}$	EV1, GEV, EV3
Weibull (1939)	$\frac{m}{n + 1}$	All distributions

Eventually, we will probably know which plotting position formula or parametric probability distribution are better in a contest of obtained estimates of future events only after these events happen. When decision-making, we should consider all recommended plotting position formulas, and parametric probability distributions, as options.

### 3. Materials and methods

In this study, we considered two case studies: 1) the Stryi River, the gauge stations (GS) “Verkhnie Syniovydne”; 2) the Dniester River, the GS “Halych”. For the Stryi River, the GS “Verkhnie Syniovydne”, we analysed the sample time series of annual maximum discharge  $Q$  ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) observed from 1951 to 1998. For the Dniester River, the GS “Halych”, we analysed two sample time series in 1965-1998. The first reflected peak discharges, and the second – had maximum water levels  $h$  (m).

To tackle the problem, the following methods were used: (1) the scenario approach or scenario optimization methods relating to inductive reasoning in modelling and decision-making under uncertainty [Schoemaker 1991; De Rocquigny 2012; Kochenderfer 2015; Campi, Garatti 2018]; (2) fundamental methods of probability theory and mathematical statistics, and risk theory [Savage 1954; Cunnane 1978], in particular, regarding risk assessment and management [Bernstein 1998; Kikwasi 2018], and extrapolation methods [Brezinski 2020]; (3) applied statistical methods in hydrology [Stedinger et al. 1993; WMO 1989; Makkonen 2006; Maity 2018].

## 4. Results

### 4.1. The Stryi River, the GS “Verkhnie Syniovydne” case study

Stryi is one of the largest right tributaries of the Dniester River. The length of the Stryi River is 232 km. The river originates at an altitude of 1,120 meters in the High Beskyd, the outer Flysch belt of the Ukrainian Carpathians [Burshtynska et al. 2021]. Stryi is fed by meltwater and makes a significant contribution to floods which take place in the Upper Dniester basin [Melnyk, Loboda 2020].

The Verkhnie Syniovydne gauge station case is interesting in the outstanding peak outlier of 1969. The peak discharge  $Q$  amounted to  $2610 \text{ m}^3/\text{s}$  and exceeded the mean peak discharge 3.56 times. Figure 1 (a) shows peak annual flow time series from 1951 to 1998 with the following statistical parameters: the mean sample peak discharge  $Q$  is  $755.4 \text{ m}^3/\text{s}$ ; the sample standard deviation –  $466.5 \text{ m}^3/\text{s}$ ; the coefficient of variation  $C_v$  is 0.6; the skewness  $C_s$  – 1.8; the relation of  $C_s/C_v$  is 3.

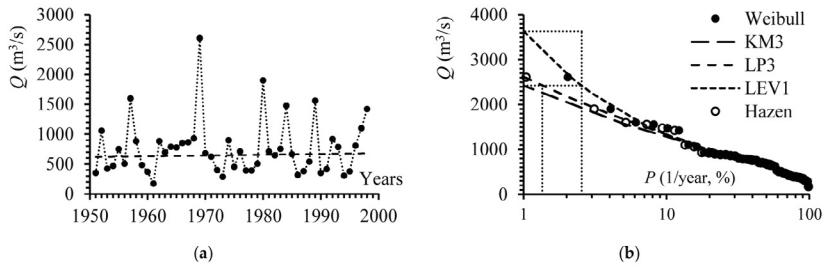


Fig. 1. The Stryi River, the GS “Verkhnie Syniovydne”: (a) peak annual flow time series; (b) options of probability distributions of peak discharges.

Two plotting position formulas and three parametric probability distributions were considered as possible options (Fig. 1b): the Weibull and Hazen plotting position formulas, the Three-parameter Krytskyi-Menkel distribution (KM3), the Logarithmic Pearson type III distribution (LP3), and the Extreme value type I distribution for logarithms (LEV1) [Stefanyshyn 2018].

Let the 1% exceedance probability scenario be low probability. Modelling results are shown in Figure 1b. Relying on the Hazen plotting position formula, the LP3 distribution seems to fit better, according to the Weibull formula – the LEV1 distribution. Depending on the probability distributions, the same annual exceedance probability of 1% corresponds to different values of peak water discharge of floods: 2,425 m<sup>3</sup>/s for the KM3 distribution, 2,622 m<sup>3</sup>/s for the LP3, and 3,633 m<sup>3</sup>/s for the LEV1 (Gumbel type I distribution for logarithms). The relative prediction error amounted to 50%. In turn, for annual probabilities of exceedance, the prediction uncertainty ranged from 1% to 2.55%; the relative prediction error reached 155%.

Supporting the scenario approach, the revealed uncertainty may be overcome due to the following scenario diversification: 1) the low probable (1%) pessimistic scenario of 3633 m<sup>3</sup>/s according to the LEV1 distribution, the low probable moderate scenario of 2,622 m<sup>3</sup>/s (the LP3 distribution), and the low probable (1%) optimistic scenario of 2,425 m<sup>3</sup>/s (the KM3 distribution).

#### 4.2. The Dnister River, the GS “Halych” case study

The data used for this case study flood scenarios modelling are shown below. Figure 2a shows peak annual flow time series from 1965 to 1998 with the following statistical parameters: the mean sample peak discharge  $Q$  is 1620 m<sup>3</sup>/s; the sample standard deviation – 833 m<sup>3</sup>/s; the coefficient of variation  $C_v$  is 0.51; the skewness  $C_s$  – 1.11; the relation of  $C_s/C_v$  is 2.17. To assess flood hazard, two plotting position formulas and four parametric probability distributions were considered as possible options (Fig. 2b): the Weibull and Hazen plotting position formulas, the Krytskyi-Menkel distribution (KM3), the Pearson type III distribution (P3), the Extreme value type I distribution (EV1), and the Two parameters Log-normal distribution (LN2). Moreover, the trend of maximum water levels time series was analysed,



and the rating curve for water levels  $h$  depending on peak discharges  $Q$  was established (Fig. 2c, d).

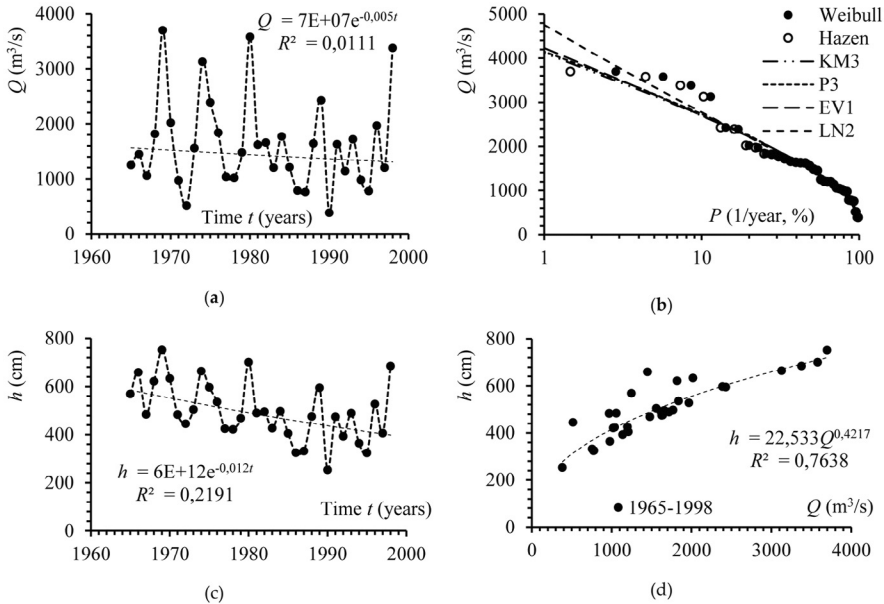


Fig. 2. The Dniester River, the GS “Halych”: (a) peak annual flow time series; (b) options of probability distributions of peak discharges; (c) maximum water levels time series; (d) rating curve for  $h$  depending on  $Q$ .

It should be noted that the Dniester Valley near the town of Halych is one of the most flood-prone areas in Ukraine [Stefanyshyn et al. 2019]. This is a lake-shaped extended valley of the Dniester River. The territory upstream belongs to the Carpathian Mountainous Part of the Dniester Basin, and downstream extends to the narrow, with steep banks, the Dniester Canyon. The right-bank area of the Upper Dniester basin features a high-developed hydrographic network (Stryvigor, Vereschytsia, Stryi, Svicha, Limnytsia, Lukva, and many other tributaries) providing a major part of Dniester’s flood runoff [Melyk 2020]. During floods, in the valley upstream to the Dniester Canyon, probably, the largest mass of water accumulates, sometimes with rising water levels up to 7-8 and more meters, causing catastrophic consequences. Herewith the rating curve  $h = f(Q)$  can change abruptly with time, being unstable [Stefanyshyn et al. 2019]. So, for example, in 1966, when the water discharge maximum was  $1,450 \text{ m}^3/\text{s}$ , the water level amounted to 658 sm.; in 1979, when the water discharge maximum was  $1480 \text{ m}^3/\text{s}$ , the water level reached only 468 sm.

Below, Figure 3 shows two rating curves  $h = f(Q)$  as possible options to predict flooding after 1998. The first rating curve (1) was built after data from 1979 to 1998, and the second (2) – was after data from 1991 to 1998.

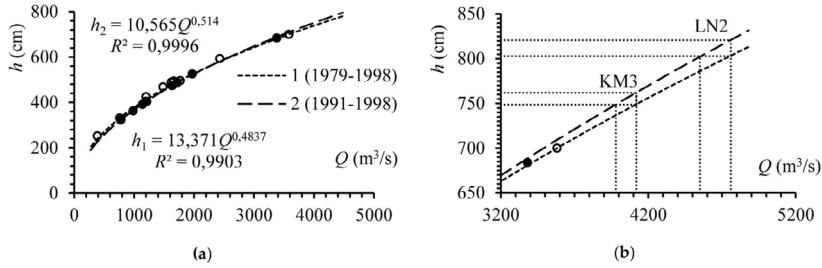


Fig. 3. The Dniester River, the GS “Halych”: (a) rating curves for  $h$  depending on  $Q$ ; (b) using rating curves  $h = f(Q)$  to predict flooding.

Let again the 1% exceedance probability scenario be low probability. Depending on the probability distributions, the same annual exceedance probability of 1% corresponds to different values of peak water discharge of floods: 4,119 m<sup>3</sup>/s for the KM3 distribution; 4,148 m<sup>3</sup>/s for the P3; 4,230 m<sup>3</sup>/s for the EV1; and 4,760 m<sup>3</sup>/s for the LN2 distribution. The relative prediction error did not exceed 16%. For the KM3, P3, and EV1 distributions, it was only 2.7%. However, for the annual probabilities of exceedance of predicted discharges, the prediction uncertainty ranged from 1% to 2.03%, and the relative prediction error exceeded 100% (about 18% for the KM3, P3, and EV1 distributions). Totally, to support the scenario approach in this case study, six low probable (1%) scenarios can be defined: 1) two pessimistic scenarios with  $Q = 4,760$  m<sup>3</sup>/s according to the LN2 distribution, and including two options of rating curves  $h = f(Q)$ ; 2) two moderate scenario with  $Q$  of 4,230 m<sup>3</sup>/s (the EV1 distribution, two options of rating curves  $h = f(Q)$ ), and 3) two optimistic scenario with  $Q = 4,119$  m<sup>3</sup>/s (the KM3 distribution, two options of rating curves  $h = f(Q)$ ).

## 5. Discussion

To identify possible inundation zones, the established peak discharge of a chosen design annual probability of exceedance may be used as the input value for the hydraulic modelling to derive the corresponding design flood level [Okoli et al. 2019], taking into account the current hydro morphological conditions in the river channel and floodplain. The study and modelling of river flood flows is a complex problem. There are many structural and parametric uncertainties requiring an empirical pre-research. To overcome them, a lot of simplifications and assumptions are usually accepted. One of these relates to the concept of hydraulic resistance. In particular, the hydraulic resistance notion is used in the mathematical modelling of river floods within one and two-dimensional flow models of shallow water (non-linear de Saint-Venant equations). Because of the variety of hydro-morphological factors in water flow conditions in the river channels and floodplains, hydraulic resistance can widely vary, determining the rivers' flow capacity, water flow velocities and discharges, and flooding levels. Supporting the comprehensive and holistic approach to hydraulic resistance research, to compute, for example, the Chézy roughness coefficient, we propose using an artificial neural network (ANN). The problem may be solved using an ANN of direct propagation

with one hidden layer and a sigmoid logistic activation function. The study [Khodnevykh, Stefanyshyn 2022] showed the prospects of employing the proposed ANN to predict the Chézy roughness coefficient as an empirical characteristic of hydraulic resistance to open flows in river channels within certain limitations and applications.

## 6. Conclusions

There are considered the most typical challenges and issues relating to implementing the scenario approach to flood management and flood risk assessment according to the EU Floods Directive. The scenario approach was reviewed in terms of modelling and decision-making under uncertainty. Among challenges that can complicate the scenario approach implementation, and quantification of flood risks, there was analysed the problem of recognising and overcoming two basic kinds of information uncertainty relating to hydrological predicting: natural (stochastic) uncertainty and epistemic (non-stochastic) uncertainty. The study was performed within two case studies: the Stryi River, the gauge stations (GS) “Verkhnie Syniovydne”, and the Dnister River, the GS “Halych”.

## Literature

- 2007/60/EC, Directive of the European Parliament and of the Council on the assessment and management of flood risks, EUR-LEX.
- Apel H., Merz B., Thielen A.H., 2008, Quantification of uncertainties in flood risk assessments, *International Journal of River Basin Management*, 6 (2), 149-162, DOI: 10.1080/15715124.2008.9635344.
- Apel H., Thielen A.H., Merz B., Blöschl G., 2006, A probabilistic modelling system for assessing flood risks, *Natural Hazards*, 38, 79-100, DOI: 10.1007/s11069-005-8603-7.
- Bernstein P.L., 1998, *Against the Gods: The Remarkable Story of Risk*, John Wiley & Sons, Inc., London, Printed in the United States, 400 pp.
- Brezinski C., Redivo-Zaglia M., 2020, *Extrapolation and Rational Approximation. The Works of the Main Contributors*, Springer Cham, 406 pp., DOI: 10.1007/978-3-030-58418-4.
- Brown L., Murray V., 2013, Examining the relationship between infectious diseases and flooding in Europe. A systematic literature review and summary of possible public health interventions, *Disaster Health*, 1 (2), 117-127, DOI: 10.4161/dish.25216.
- Burshtynska K., Kokhan S., Babushka A., Bubniak I., Shevchuk V., 2021, Long term hydrological and environmental monitoring of the Stryi River using remote sensing data and GIS technologies, *Journal of Geology, Geography and Geoecology*, 30 (2), 215-230, DOI: 10.15421/112119.
- Campi M.C., Garatti S., 2018, *Introduction to the Scenario Approach*, Society for Industrial and Applied Mathematics, Philadelphia, 116 pp., DOI: 10.1137/1.9781611975444.
- Cunnane C., 1978, Unbiased plotting positions – A review, *Journal of Hydrology*, 37 (3-4), 205-222, DOI: 10.1016/0022-1694(78)90017-3.

- De Rocquigny E., 2012, *Modelling Under Risk and Uncertainty: An Introduction to Statistical, Phenomenological and Computational Methods*, Wiley Series in Probability and Statistics, 484 pp.
- Debele S.E., Kumar P., Sahani J., Marti-Cardona B., Mickovski S.B., Leo L.S., Porcu F., Bertini F., Montesi D., Vojinovic Z., Di Sabatino S., 2019, Nature-based solutions for hydro-meteorological hazards: revised concepts, classification schemes and databases, *Environmental Research*, 179, Part B, 108799, DOI: 10.1016/j.envres.2019.108799.
- Debele S.E., Strupczewski W.G., Bogdanowicz E., 2017, A comparison of three approaches to non-stationary flood frequency analysis, *Acta Geophysica*, 65, 863-883, DOI: 10.1007/s11600-017-0071-4.
- Didovets I., Lobanova A., Bronstert A., Snizhko S., Fox Maule C., Krysanova V., 2017, Assessment of climate change impacts on water resources in three representative Ukrainian catchments using eco-hydrological modelling, *Water*, 9 (3), 204, DOI: 10.3390/w9030204.
- ECDC, 2021, European Centre for Disease Prevention and Control (ECDC). Extreme rainfall and catastrophic floods in Western Europe – 29 July 2021, ECDC: Stockholm, 15 pp.
- Flood issues and climate changes – Integrated Report for Tisza River Basin, 2018, Danube Transnational Programme JOINTISZA, Deliverable 5.1.2. project co-funded by the EU, available online [https://www.interreg-danube.eu/uploads/media/approved\\_project\\_output/0001/36/49d50d0b2429884b0a1f2eafc8c158b70bc31679.pdf](https://www.interreg-danube.eu/uploads/media/approved_project_output/0001/36/49d50d0b2429884b0a1f2eafc8c158b70bc31679.pdf) (31.07.2023).
- Floods Directive: progress in assessing risks, while planning and implementation need to improve, 2018, Special Report, European Court of Auditors, No. 25, 63 pp.
- Khodnevykh Y.V., Stefanyshyn D.V., 2022, Data arrangements to train an artificial neural network within solving the tasks for calculating the Chézy roughness coefficient under uncertainty of parameters determining the hydraulic resistance to flow in river channels, *Environmental Safety and Natural Resources*, 42 (2), 59-85, DOI: 10.32347/2411-4049.2022.2.59-85.
- Kiczko A., Romanowicz R.J., Osuch M., Karamuz E., 2013, Maximising the usefulness of flood risk assessment for the River Vistula in Warsaw, *Natural Hazards and Earth System Sciences*, 13 (12), 3443-3455, DOI: 10.5194/nhess-13-3443-2013.
- Kikwasi G.J., 2018, Critical success factors for effective risk management, [in:] *Risk Management Treatise for Engineering Practitioners*, Ch.F. Oduoza (ed.), 73-94, DOI: 10.5772/intechopen.74419.
- Kochenderfer M.J., 2015, *Decision-Making Under Uncertainty. Theory and Application*, The MIT Press, Cambridge, Massachusetts, London, England, 323 pp., DOI: 10.7551/mitpress/10187.001.0001.
- Korbutiak V., Stefanyshyn D., Lahodniuk O., Lahodniuk A., 2020, The combined approach to solving issues of the flood hazard assessment using water gauge records and spatial data, *Acta Scientiarum Polonorum. Architectura*, 19 (1), 111-118, DOI: 10.22630/ASPA.2020.19.1.12.

- Maity R., 2018, *Statistical Methods in Hydrology and Hydroclimatology*, Springer Singapore, 451 pp., DOI: 10.1007/978-981-10-8779-0\_1.
- Makkonen L., 2006, Plotting positions in extreme value analysis, *Journal of Applied Meteorology and Climatology*, 45, 334-340, DOI: 10.1175/JAM2349.1.
- McBain W., Wilkes D., Retter M., 2010, *Flood Resilience and Resistance for Critical Infrastructure*, CIRIA C688, London, 134 pp.
- Melnyk S., Loboda N., 2020, Trends in monthly, seasonal, and annual fluctuations in flood peaks for the upper Dniester River, *Meteorology, Hydrology and Water Management*, 8 (2), 28-36, DOI: 10.26491/mhwm/126705.
- Milly P.C.D., Betancourt J., Falkenmark M., Hirsch R.M., Kundzewicz Z.W., Lettenmaier D.P., Stouffer R.J., 2008, Stationarity is dead: whither water management?, *Science*, 319 (5863), 573-574, DOI: 10.1126/science.115191.
- Mishra A., Mukherjee S., Merz B., Singh V.P., Wright D.B., Villarini G., Paul S., Kumar D.N., Khedun C.P., Niyogi D., Schumann G., Stedinger J.R., 2022, An overview of flood concepts, challenges, and future directions, *Journal of Hydrologic Engineering*, 27 (6), DOI: 10.1061/(ASCE)HE.1943-5584.0002164.
- Munich Re's NatCatSERVICE. Flood risks on the rise – Greater loss prevention is needed, available online <https://www.munichre.com/en/risks/natural-disasters-losses-are-trending-upwards/floods-and-flash-floods-underestimated-natural-hazards.html> (31.07.2023).
- Okoli K., Breinl K., Mazzoleni M., Di Baldassarre G., 2019, Design flood estimation: exploring the potentials and limitations of two alternative approaches, *Water*, 11 (4), 729, DOI: 10.3390/w11040729.
- Paprotny D., Sebastian A., Morales-Nápoles O., Jonkman S.N., 2018, Trends in flood losses in Europe over the past 150 years, *Nature Communications*, 9, 1985, DOI: 10.1038/s41467-018-04253-1.
- Ren M., He X., Kan G., Wang F., Zhang H., Li H., Cao D., Wang H., Sun D., Jiang X., Wand G., Zhang Z., 2017, A comparison of flood control standards for reservoir engineering for different countries, *Water*, 9 (3), 152, DOI: 10.3390/w9030152.
- Rentschler J., Salhab M., 2020, *People in Harm's Way: Flood Exposure and Poverty in 189 Countries*, Policy Research Working Paper, No. 9447, World Bank, Washington, DC, DOI: 10.1596/1813-9450-9447.
- Rufat S., Tate E., Burton Ch.G., Maroof A.S., 2015, Social vulnerability to floods: review of case studies and implications for measurement, *International Journal of Disaster Risk Reduction*, 14, 470-486, DOI: 10.1016/j.ijdr.2015.09.013.
- Ryabchenko O., Snizhko S., Trypolska G., 2020, Ukraine. Technology needs assessment for climate change adaptation. Barrier analysis and enabling framework. Report, Project "Technological Needs Assessment under the United Nations Framework Convention on Climate Change" (UNFCCC), 171 pp.
- Savage L.J., 1954, *The Foundations of Statistics*, Wiley, 294 pp., DOI: 10.1002/nav.

- Schoemaker P.J.H., 1991, When and how to use scenario planning: A heuristic approach with illustration, *Journal of Forecasting*, 10 (6), 549-564, DOI: 10.1002/for.3980100602.
- Schröter K., Falter D., Nguyen D., Kreibich H., Vorogushyn S., Hundsdoerfer Y., Apel H., Merz B., 2014, Is probability of peak discharge a suitable proxy for probability of damage in flood risk analysis?, [in:] *International Conference Analysis and Management of Changing Risks for Natural Hazards*, Padua, Italy.
- Serinaldi F., Kilsby Ch.G., 2015, Stationarity is undead: uncertainty dominates the distribution, *Advances in Water Resources*, 77, 17-36, DOI: 10.1016/j.advwatres.2014.12.013.
- Stedinger J.R., Vogel R.M., Foufoula-Georgia E., 1993, Frequency analysis of extreme events, [in:] *Handbook of Hydrology*, D.R. Maidment (ed.), McGraw Hill, New York.
- Stefanyshyn D.V., 2018, On the use of the type I Gumbel distribution to assess risks given floods, *Mathematical Modeling in Economy*, 1, 74-83.
- Stefanyshyn D.V., 2022, What could we have learnt from the previous flood data to predict losses caused by the 1980, 1986, and 1998 catastrophic floods in Ukrainian Transcarpathian?, *Environmental Safety and Natural Resources*, 43 (3), 81-109, DOI: 10.32347/2411-4049.2022.3.81-109.
- Stefanyshyn D.V., Korbutiak V.M., Stefanyshyna-Gavryliuk Y.D., 2019, Situational predictive modelling of the flood hazard in the Dniester river valley near the town of Halych, *Environmental Safety and Natural Resources*, 1 (29), 16-27, DOI: 10.32347/2411-4049.2019.1.16-27.
- Stoyko S.M., 2002, The causes of catastrophic floods in the Transcarpathian region and the system of ecological prophylactic measures for their prevention, *TISCIA Monograph Series*, 6, 17-28.
- Wallemacq P., Below R., McClean D., 2018, Economic Losses, Poverty and Disasters 1998-2017. Technical report, CRED, EM-DAT, UNISDR, DOI: 10.13140/RG.2.2.35610.08643.
- WMO, 1989, Statistical distributions for flood frequency analysis, *World Meteorological Organization, Operational Hydrology Report No. 33*, Geneva, Switzerland, 128 pp.



# ROLA ENERGII WODNEJ W REALIZACJI CELÓW PRODUKCJI ENERGII ODNAWIALNEJ W SŁOWENII

## THE ROLE OF HYDROPOWER IN MEETING THE TARGETS FOR RENEWABLE ENERGY PRODUCTION IN SLOVENIA

Andrej KRYŽANOWSKI, University of Ljubljana, Faculty of Civil Engineering and Geodesy, Slovenia

Nina HUMAR, SLOCOLD, Slovenia

### **Abstract**

Slovenia is among the last Member States in EU in terms of the share of energy produced from renewable energy sources. More than 90% of the electricity produced from renewable sources is based on hydropower. Slovenia does not achieve the set goals of 25% of the renewable energy of energy in the share of the final energy consumption, which was set 15 years ago. By 2030, this goal is at least 27% of the share, which, according to the Renewable Energy Directive, will increase at most.

Since Slovenia does not meet its renewable electricity targets, it is obliged to pay additional costs to obtain the certificate. In the tendency to increase the production of electricity from renewable sources, hydropower can also make an important contribution. The gross hydro power potential of Slovenian rivers is estimated at 19,440 GWh/year. 9,145 GWh/year is technically available and between 7,000 and 8,500 GWh/year is economically justified. Now 4,607 GWh/year is exploited, presenting 50.4% of the total technically available potential. The hydropower plants generate just above one third of the total electric power capacity of Slovenia. However, the role of hydropower plants in adoption of system-based services, such as primary and secondary regulation, is significant.

The paper outlines the problem of ensuring the goals from the Directives in the production of electricity from renewable sources in Slovenia, highlighting the possibilities of hydropower compared to other energy sources, such as photovoltaics and wind power.

### **1. Development of electrification in Slovenia**

Electrification started in Slovenia at the end of the 19<sup>th</sup> century. In 1883, the first power plant with a steam turbine was built, followed by first hydropower plant in 1885, for industrial purposes. At the beginning of the 20<sup>th</sup> century, the power used to be generated in municipal power plants where steam turbines prevailed and the hydro power plants became increasingly numerous as they were mostly used for the needs of industrial and manufacturing facilities. Construction of power plants for public energy supply marks an important turning-point for the hydro power development in Slovenia. The first public hydro power plant with a capacity of 2.5 MW was constructed on the Završnica River in 1914 and it represents the beginning of electrification in the north-western part of the country, as well as of the first transmission line network in the region (Fig. 1 and Fig. 2). Construction of Fala HPP on the Drava River in 1918 marked a turning-point in the development of electrification in Slovenia and its wider surroundings. The power



plant with a capacity of 31.5 MW was the largest and the most up-to-date in the eastern Alps at that time. The construction of the power plant also enhanced the completion of the transmission line network in eastern Slovenia and Croatia. Activities for the use of the hydro potential of the Soča River started just before World War II and during World War II, the construction of hydro power plants on the Drava River was intensified in view of the needs of war industry, as well as the preparations for the construction of the hydro power plants on the Sava River. During the first post-war years, the construction of hydro power plants was intended to cover the basic demand for electricity.

Till the end of the 1960's, the hydro power plants on the large watercourses and some other plants that had been constructed on some smaller watercourses covered more than a half of all the needs for electrical energy. The rest of the needs for the electricity energy were largely covered by the thermal power plants in Šoštanj and Trbovlje (Fig. 3). After this period, the construction of thermal power plants started to cover the growing demand for electricity. The plants are less expensive as far as the investments are concerned and, from the point of view of production, they are less dependent on natural conditions. In the 1960's, preparation activities for the construction of the first nuclear power plant in Slovenia were underway and were completed in 1984, when nuclear power plant Krško was commissioned to full operation. With the increased portion of thermal power plants also the concept of hydro power plant construction has changed. Thereafter they were meant as a source of peak energy production and regulation power and they have taken over the role of spare capacity and automatic generator control in the system. From the viewpoint of energy, it would be economically justified to construct more flexible units of higher capacity. Construction of the chain of hydro power plants on the Drava, on the Soča and on the Sava Rivers continued in the 1970's and 1980's.

In the post-independence period, the Power Authority of Slovenia has also taken over the important role of interconnecting the power systems in central and south-eastern Europe with the European Power Network. In 1990's, the need arose for power plants to ensure ancillary services, reserve power of the system, as well as frequency and voltage regulation of the network. This also provided a foundation for further construction of the chain of hydro power plants on the lower Sava River stretch which is still under construction at present; the projects for uprating the existing hydro power plants on the Soča and Drava Rivers that started in the 1990's are mostly completed.

The gross electrical power production in Slovenia is approximately 16 TWh (2021), of which hydroelectric power production amounts to 4.37 TWh (28.4%), thermal power 5.08 TWh (33%), nuclear power 5.65 TWh (36.7%), and the rest are small producers with 0.28 TWh (1.8%) (Fig. 3). In terms of the production structure, it should be taken into account that half of the nuclear production belongs to Croatia, which means that Slovenia's import dependence can be up to 20% in the electric energy balance, in case of unfavorable production conditions (hydrological conditions, outages of production units, etc.).

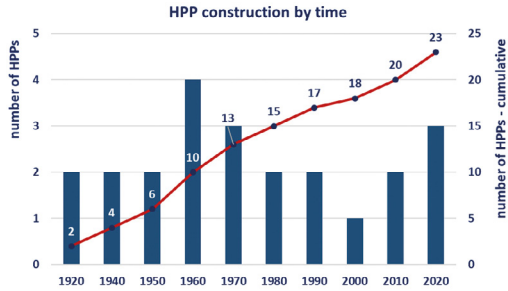


Fig. 1. Dynamics of hydroelectric power plant construction in Slovenia.

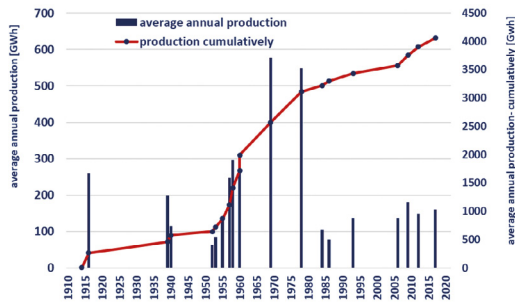


Fig. 2. Dynamics of exploitation of hydro power potential in Slovenia.

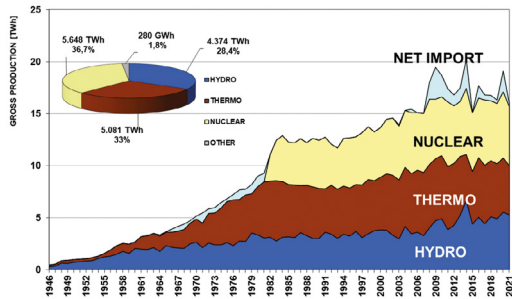


Fig. 3. Dynamics of electricity production in Slovenia 1946-2021 and gross production in 2021.

## **2. Challenges in the field of electricity supply from RES**

In Slovenia, the share of renewable energy sources (RES) in the production of electricity is lower compared to other member states. This is particularly evident in the field of renewable and wind energy utilization, where the share in Slovenia is 3%, and within the EU around 20%. More than 90% of electricity from RES in Slovenia is produced by hydropower plants, while the share of electricity production using solar energy is increasing, mainly due to the rapid growth of new production units in recent years. The contribution of the share of electricity from wind energy is currently negligible compared to other sources. In 2020, Slovenia did not reach the goal of 25% share of RES in the share of final energy consumption (realized 24.1%), which was set 15 years ago. With the adoption of the new National energy and climate plan, Slovenia is committed to achieving the goal of at least a 27% share of RES by 2030. These targets will be further increased with the update of the Renewable Energy Directive as part of the “Ready to 55 package”, and it is expected that the goal for Slovenia could even be 40 to 45% by 2030. At present, Slovenia’s production capacity does not yet meet the target of 25% share of energy from RES and therefore uses the mechanism of statistical transfer of the missing share of energy from RES from other Member states.

The production of electricity in Slovenia is currently evenly distributed across sectors, with the use of hydro, nuclear and thermal energy, which enables relatively robustness and stability in the supply of electricity to the market, which makes the Slovenian energy system one of the most efficient in the world. Taking into account the commitments to reduce greenhouse gas emissions, it is foreseen that the production of electricity from coal-fired power plants, which represent one third of all energy production will be abandoned by 2033. Replacing the lost production of thermal power plants is mainly through the expansion of nuclear power capacities by extending the operation of the existing nuclear power plant until 2043 and building a new power plant with capacity of 1,100 MW to meet growing electricity demand, which is expected to double by 2050 compared to current consumption. The long-term electricity supply model for Slovenia is based on low-carbon sources: nuclear energy, as the energy generation pillar, hydropower as a complementary main energy source, and the exploitation of solar and wind energy. Gas-fired power plants would take over the role of system reserve.

## **3. Production of electricity from RES**

Renewable energy production in Slovenia is an important and growing sector of the country’s economy. The government has adopted several policies and measures to support the development and use of renewable energy, such as feed-in tariffs, green certificates, subsidies and tax incentives. The benefits of renewable energy production in Slovenia include reducing greenhouse gas emissions, enhancing energy security and independence, creating jobs and stimulating innovation.

### 3.1. Solar power potential in Slovenia

Thanks to its favorable geographical location, Slovenia has a relatively large potential for utilization of solar energy. Based on measurements over several years, the average solar radiation ranges from 1,053 to 1,389 kWh/m<sup>2</sup> per annum, depending on the location, and the average for Slovenia, as a whole, is 1,240 kWh/m<sup>2</sup> per annum. Priority areas where the installation of photovoltaic (PV) units is encouraged are artificial surfaces, such as rooftops, transport infrastructure areas, landfills, industrial areas, water reservoirs, degraded areas, etc. Taking these options into account, the technically usable potential amounts to 27.6 TWh per year, which is approximately twice the current electricity production in Slovenia. In recent years, there has been an acceleration in the growth of production capacity. At the end of 2022, 30,557 power plants were in operation, with a rated capacity of 632 MW and an annual production of 358 MWh, which represents around 3% of all electricity production in Slovenia. Projections show that 1,000 MW of capacity will be installed in 2025 (Fig. 4).

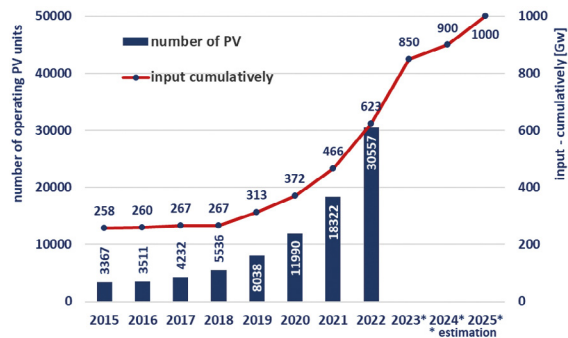


Fig. 4. Dynamics of exploitation of solar power potential in Slovenia.

The main problem in exploiting the solar energy potential is, placement in the space, since especially larger solar power plants require more space. In order to speed up administrative procedures, a specific law is currently under consideration to regulate the zoning of RES, with a focus on solar and wind energy. Another obstacle is the inadequacy of the transmission system, which is still not adapted to the mass connection of small-scale PV units. We are increasingly faced with daily surpluses and growing demands to provide backup power in the system. Accordingly, it will be necessary to adapt the transmission and distribution network, which already does not provide the connection of additional production capacities. Another problem with solar power is that it operates for a maximum of 1,200 hours per year, which is relatively low compared to other low-carbon sources – nuclear and hydro power have a utilization rate of more than 8,000 hours.

### 3.2. Wind power potential in Slovenia

Due to its geographical location, Slovenia has limited opportunities to exploit the potential of wind for electricity generation. The average wind speeds are relatively low, the extent

of windy areas is small and often located in nature conservation areas. Due to the dispersed settlement pattern in Slovenia, it is difficult to determine locations that are suitably distant from settlement areas. Slovenia currently has only two wind turbines, with a total capacity of 3.2 MW and an annual production of 6 GWh, that were installed in 2012. When determining the available wind energy potential, the key factors are appropriate wind speeds and the protection criteria based on site-specific constraints and the appropriate distance from settlements. Taking these criteria into account, the total available capacity of the wind potential ranges from 330 to 480 MW and the average annual production, taking into account the utilization of 1,600 hours, from 528 to 768 GWh. The implementation of the use of wind energy is also not without obstacles, as public opposition to the construction of wind farms is generally high. This resistance partly stems from the negative experiences with existing wind turbines and from the fact that Slovenia's small size makes it difficult to ensure adequate setbacks from populated areas, as wind farms usually coincide with Natura 2000 sites or other protected areas where construction is also prevented. According to the energy indicators, wind energy is not so attractive in Slovenia and therefore it makes sense to use wind energy within the broader energy system by diversifying sources, or by integrating it into active grids, while using energy efficiently.

### 3.3. Hydro power potential in Slovenia

The portion of hydropower utilization changes from one river basin to another. The Drava River is the most utilized of all large watercourses (97.8%), followed by the Sava River (35.6%) and the Soča River (34%); the least utilized is; energy utilization of the Mura River is practically insignificant (<1%); the utilized hydro potential of the watercourses with small hydro power plants is 25.5%. The total gross potential of all watercourses in Slovenia has been assessed at 19,440 GWh per annum. In the studies undertaken so far on the possibilities of hydro potential utilization, it is assessed that about 9,145 GWh per annum could be utilized at over 120 locations above the capacity of 0.5 MW. In view of the economic effects of the investments, the utilizable hydro potential is assessed between 7,000 and 8,500 GWh per annum. At present, 4,607 GWh per annum are utilized in Slovenia which accounts for 50.4% of the total technically utilizable hydro potential (Tab. 1).

Table 1. Hydro potential of Slovenian watercourses.

River course	Gross potential GWh/year	Technically utilizable potential GWh/year	Utilized potential GWh/year	Portion of hydropower utilization %
Sava River	4,134	2,794	994	35.6
Drava River	4,301	2,896	2,833	97.8
Soča River	2,417	1,442	491	34.0
Mura River	928	690	5	0.7
Kolpa River	310	209	0	0.0
Small Hydro	7,350	1,114	284	25.5
Total	19,440	9,145	4,607	50.4

### 3.3.1. Sava River basin

The Sava River basin represents half of the surface area of Slovenia and is the second most important basin in terms of energy potential and is divided into three sections: the Upper, the Middle and the Lower Sava River stretch. The Sava is fed from the Alpine and pre-Alpine mountain ranges with a characteristic rain-snow regime. Currently, nine large hydro power plants (four HPPs on the Upper and five HPPs on the Lower Sava River stretch) are in operation with a total installed capacity of 280 MW and an average annual output of 994 GWh (Fig. 5). From the point of view of energy exploitation, the most important is the Lower Sava section, with closed chain of six hydroelectric power plants, for which concession has already been granted and the project is under construction at present – five HPPs are already in operation, and the last one, the Mokrice HPP, is in the preparatory phase of construction and will be in operation, expectedly in 2028. Combined these power plants will have an installed capacity of 210 MW with an average annual energy output of 903 GWh. The chain of hydro power plants on the Lower Sava River will operate in the run-of-river storage regime to ensure peak energy generation and regulation power. Construction of a closed chain of ten hydro power plants is planned on the Middle Sava River stretch, for which a concession for the use of the hydro potential has already been issued. Construction of the chain of hydro power plants on the Middle Sava River stretch is divided in two phases: completion of three hydro power plants in the first phase with a total installed capacity of 115 MW and an average annual output of 384 GWh is scheduled for the year 2035 and completion of remaining six hydropower plants with a total installed capacity of 98 MW and an average annual output of 250 GWh is scheduled after the year 2035. With the conclusion of the chain of hydro power plants on the Sava River, the existing power plants on the upper Sava will be uprated to take over the role of head power stations in the chain of hydro power plants on the Sava River, which will operate in the run-of-river storage regime to ensure peak energy generation and regulation power. Due to the uprating of the hydro power plants on the Upper Sava, an additional capacity of 50 MW will be obtained which means an approximately 45 GWh higher annual energy output. With the realization of the mentioned projects, the portion of hydro potential of the Sava River will be increased to 2,200 GWh per annum, which represents 79% of the available technically utilizable hydro potential of Sava River. An unutilized section still remains on the Upper Sava River stretch where seven power plants are planned with an installed capacity of 145 MW and an average annual output of 330 GWh. On this section also a seasonal storage reservoir is foreseen for Radovljica HPP as the head storage for the entire chain of hydro power plants on the Sava River. The project for the hydro developments on the Upper Sava River stretch has been completely abandoned. On the Middle Sava stretch also two storage reservoir power stations are planned (Planina HPP and Cerknica HPP) with a total installed capacity of 165 MW and an average annual output of 480 GWh. The storage reservoirs located in an area of protected valuable natural features of national importance, and within a system of intermittent Karst lakes Cerknica-Planina are for environmental reasons unfeasible at present. A pumped-storage plant Požarje

with an installed capacity of 200 MW is planned on the Middle Sava River stretch. After being incorporated into the power system, the plant will take over the role of ancillary services. Its task will be to ensure peak energy generation and regulation power.

### 3.3.2. Drava River basin

The Drava River basin is in terms of energy utilization the most important in Slovenia and also completely utilized. The Drava River is fed with waters from the catchment area in the central Alpine highlands with characteristic snowy regime, similar to the one of the Mura River. A closed chain of eight hydro power plants is operating on the Drava River at present, with an installed capacity of 599 MW and an average annual output of 2,833 GWh (Fig. 5). Completion of a comprehensive refurbishment of the hydro power plants on the Drava River is expected in 2027. In order to achieve better operational characteristics, the refurbishment includes replacement of all obsolete electromechanical equipment. The portion of the hydro power plants on the Drava River accounts for 70% of total hydropower production in Slovenia. The Drava River is a border river and, therefore, the operation regime of the chain of hydro power plants is to be coordinated with the operation of the chain on the Austrian side in the daily run-of-river storage regime. The power plants are intended for peak energy production and regulation power. In the short-term period, a pumped-storage plant Kozjak with an installed capacity of 440 MW and an average annual energy output 860 GWh in the turbine regime is planned on the Drava River stretch. After being incorporated into the power system, the plant will take over the role of ancillary services. Its task will be to ensure peak energy generation and regulation power.

### 3.3.3. Mura River basin

Mura River is the only larger watercourse in Slovenia where its hydro potential has practically not been utilized. The river has a significantly snowy regime, as the waters are fed from the catchment area of the central Alpine highlands. Maximum annual discharges appear from late spring till summer which is favourable compared with other watercourses in central Slovenia which lack water during the summer season. In 2005 a concession was issued for the hydro power plants on the Mura River for eight locations which according to the international agreements belong to Slovenia, with a total installed capacity of 158 MW and an average annual output of 676.9 GWh (Fig. 5). Mura is a border river, therefore, the operation regime of the chain of hydro power plants has to be coordinated with the operation of the chain on the Austrian side in the daily run-of-river storage regime. Operation according to the principle of a run-of-river storage must ensure the capability of the chain of hydro power plants for peak energy production and regulation power. Environment protection is a special aspect in planning the hydro power plants on the Mura River. The watercourse and the riparian zone have been entered into the register of natural heritage in the interest to preserve natural habitats and living conditions for the species living in the area of influence, therefore, any encroachments on the environment are restricted in this area. With a view

to preserving the nature protection regime of the Mura River, it was decided not to implement the planned project in its entirety, but at most one third of the planned capacity. As the most environmentally acceptable, the process of spatial planning of Hrastje-Mota HPP was started in 2013, but due to public opposition, it was stopped in 2019. Since then, all activities related to the planning of the energy exploitation of the River Mura have been postponed to the indefinite future. At the same time, it is worth noting that neighboring Austria utilizes its energy potential of the Mura River practically in its entirety.

#### 3.3.4. Soča River basin

The Soča River basin which is the smallest of all main watercourses is characterized by high annual rainfall in the southern Alpine highlands (a rainy-snowy regime), ideal for hydro power. At present, three large power plants, with a total capacity of 142 MW and an average annual output of 491 GWh, are in operation on the Soča River which accounts for around one third of technically utilizable hydro potential. In 2009 the first pumped-storage plant Avče in Slovenia, with an installed capacity of 180 MW and an average annual output of 426 GWh in the turbine and 553 GWh in the pumping regime, was completed and incorporated into the power system. Avče PHPP plays the role of an ancillary facility by ensuring reserve power of the system peak energy production and regulation power. After the uprating of Doblar HPP and Plave HPP in the year 2003, the plants on the Soča River might also meet the needs for ancillary services (Fig. 5). In the short-term period, construction of the storage power plant Učja, with an installed capacity of 24 MW and an average annual output of 38 GWh is foreseen, intended for peak energy production and regulation power. The realization of the project is still doubtful due to nature protection reservations. In the long-term period, construction of a chain of four hydro power plants is planned on the Upper Soča River with an installed capacity of 120 MW and an annual output of 510 GWh, as well as a storage reservoir power plant, Kuk HPP, on the Idrijca River with an installed capacity of 158 MW and an average annual output of 175 GWh. The mentioned projects are of extreme importance for the Slovenian power system, although they cannot be realized at present for environmental reasons. The Soča River with its tributaries has been defined as special protected valuable natural features of national importance.

#### 3.3.5. Other watercourses

On minor watercourses, small capacity hydro power plants prevail; these can be divided into two groups: the first group is small hydropower plants with a capacity of up to 10 MW, and the second group is small hydropower plants (mini and micro hydropower plants) with a capacity of up to 125 kW. Today, on all watercourses in Slovenia there are altogether 400 small hydropower plants in operation, with an installed capacity of 75MW and an average annual output of 284 GWh. Technically and economically, 0.83 TWh of potential per year at 650 locations could be utilized. Effectively, the possibility of siting new small HPPs is negligible, as it is dictated by environmental protection grounds; hence, in the future



major utilization of the potential cannot be expected. The increase in the proportion of the utilization is realistic only on account of increasing the efficiency of the available potential (upgrading of capacities, replacement of machinery, etc.) in the existing locations of small hydropower plants.

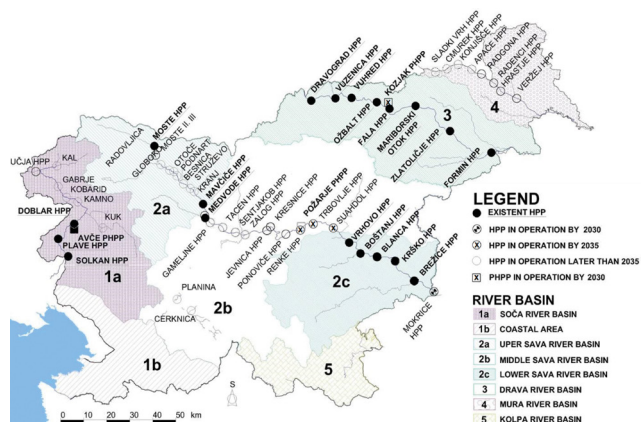


Fig. 5. Presentation of existing and possible locations of HPPs in Slovenia.

#### 4. Conclusions

The current model of electricity production in Slovenia is based on the diversification of energy sources, such as hydro, nuclear and thermal energy, and provides high reliability, but is unsustainable in the long term, especially from the point of view of meeting EU commitments. In Slovenia, the share of RES in the production of electricity is lower compared to other member states, so it will have to change the existing energy model and adapt it to commitments to the EU. The long-term electricity supply model for Slovenia is based on low-carbon sources: nuclear energy, as the energy generation pillar, hydropower as a complementary main energy source, and the exploitation of solar and wind energy and will have to meet the doubled consumption according to the current situation and predictions, as well as the stability of the energy system, which will be even more complex due to the dispersion of production sources. Wind power has very limited potential and can only be exploited to a limited extent as a complementary energy source within the broader energy system. There are more opportunities to exploit the solar power potential, however, the priority seems to be the construction of larger production units, which pose less of a problem for integration into the energy system, than smaller production units, since integration into the system is conditional on the adaptation of the transmission and distribution grid. With the increasing integration of RES in the energy system, the issue of providing system services (frequency and voltage regulation, reserve power, peak production, etc.) arises, where the role of large hydroelectric plants will be important. In terms of water potential utilization, the priority is to continue the construction of power plants in the Sava River basin and the Kozjak PHPP, which would provide an additional capacity of 600 MW

by 2035, which is important in terms of providing reserve power in the system and 533 GWh of annual input. By 2050, it is possible to complete the construction of the chain of the HPP's on the Sava River and the available capacities in the Soča and Mura River basins, which meet the minimum environmental protection requirements, and would provide an additional capacity of 388 MW and 1,100 GWh of annual input, and with this the utilized potential would reach 6,235 GWh, i.e. 68% of the technically utilizable hydro potential, which is still feasible under the given circumstances.

### **Literature**

- Aquarius, 2015, A comprehensive overview of potentially relevant wind energy sites – expert report, (in Slovenian), available online [http://www.energetika-portal.si/fileadmin/dokumenti/publikacije/an\\_ove/posodobitev\\_2017/strokovne\\_podlage\\_ve-comb.pdf](http://www.energetika-portal.si/fileadmin/dokumenti/publikacije/an_ove/posodobitev_2017/strokovne_podlage_ve-comb.pdf) (30.4.2023).
- Kovač M., Urbančič A., Staničič D., 2018, Photovoltaic Rooftop Potential in Slovenia by 2050, LIFE ClimatePath2050 – report C1.1, Part 5B. IJS, Ljubljana, 58 pp.
- Kryžanowski A., Brilly M., Porenta M., Tomšič L., 2008, Hydro potential and development opportunities in Slovenia, *The International Journal on Hydropower & Dams*, 15 (5), 41-46.
- Kryžanowski A., Brilly M., Vidmar A., Horvat A., Gubina A., Gubina F., Zlatar I., Kozan B., Stojič Z., Javornik L., 2008, Overview of water potential in Slovenia – technical report, (in Slovenian), UL FGG, Ljubljana, 243 pp.
- Slovenian photovoltaic portal, 2023, available online <http://pv.fe.uni-lj.si/sl/fotovoltaika/soncno-sevanje/> (31.07.2023).



# APPLICATION OF PUMPED-STORAGE POWER PLANTS FOR MANAGEMENT OF ELECTRIC ENERGY

## ZASTOSOWANIE ELEKTROWNI SZCZYTOWO-POMPOWYCH DO GOSPODAROWANIA ENERGIĄ ELEKTRYCZNĄ

Wojciech MAJEWSKI, Instytut Budownictwa Wodnego PAN

### Abstract

In Poland about 70% of the electricity is produced in thermal power plants, which use coal or lignite. They produce considerable amount of green-house gasses, which are important problem for the climate. Recently we observe in the world and in Poland rapid increase of renewable energy coming from wind and photovoltaic. They gradually replace thermal power-plants. They have, however one important problem: nonuniform work during day. This requires transfer of large amounts of energy and their storage. Pumped-storage power plants solve very well this problem. There is increased tendency to utilize existing hydro energy schemes and modernize them to pumped-storage units. Similar tendency we also observe in Poland. They do not interfere with the environment and represent high efficiency. The paper presents characteristics of existing in Poland pumped-storage power plants and describes prospective projects. At present we have installed power in pumped-storage plants amounting to 1800 MW in 6 plants. These are: 2 classic pumped-storage plants with reversible units (Żarnowiec and Porąbka Żar), and the oldest plant Dychów modernized in 2021. 3 other are: Żydowo, Czorsztyn-Niedzica and Solina. In the prospective future we have 6 pumped-storage plants with total power of 1900 MW. The most advanced plants are Młoty and Rożnów II. The remaining are: Kadyny, Pilchowice, Sobel and Niewistka.

### 1. Introduction

Today the basic factor of the functioning of economy and society is energy and in particular electric energy available in a stable form. Energy is indispensable in many technological processes, transport, and in numerous our everyday activities. At present in the world there are more than 2000 large thermal power plants, which use coal or lignite as the basic fuel. In Poland nearly 70% of electric energy is produced in this type power plants. Action of these plants is in a contradiction to sustainable development and limitation of the emission of greenhouse gasses. This situation should change rapidly, because in other situation it might result in climatic disaster. The world finally understood that directing towards renewable energy sources is a necessity.

The last energy analyses indicate, that potential resources of wind and solar (photovoltaic) energy would be sufficient for the whole world economy and society. The problem is, however, that both these sources are not stable in time. Wind is not always blowing and sun is not shining at night. The basic problem is not production of electric energy, but its transmission and storing, when it is in abundance and subsequently make it accessible, when it is needed.

Storage of electric energy is a very difficult and complicated problem. Storage of electricity is now accomplished by means of pumped-storage hydraulic power-plants (PSP)

[Majewski 2020]. This solution passed a long way of improvements and modernization. Now PSP are utilized existing hydraulic projects, which survive kind of renaissance.

The aim of this paper is the presentation of the functioning of PSP in energy system. Development of PSP, characteristics of the existing PSP in Poland and designed new projects will be presented. The most suitable solution is the existence of lower reservoir of a hydraulic structure and only construction of the upper reservoir and hydraulic power plant. There are proposals of PSP in the excavations of lignite coal Turów and Bełchatów [Opyrczał, Bąk 2022]. These projects have many advantages, but the need construction of both reservoirs and power plant. One of the interesting project is Rożnów II, utilizing existing infrastructure of the dam and reservoir Rożnów on the Dunajec River [Majewski 2022].

## **2. Development of hydraulic power-plants to the form of pumped-storage**

From the early days humans used the water energy for various purposes. The most popular facilities were water wheels. Their energy, however, could be used on the spot where it was produced. These were grain mills, wood miles or smithies. After II WW there were thousands of such facilities. At the end of XIX century there was important change in hydraulic energy [Majewski 2020]. In 1891 the first hydraulic power plant on the Rhine River was put into operation. In 1895 the first power plant was constructed on the Niagara River. In these facilities mechanical energy was transferred into electric energy and it was possible to send it to places where it was needed. It was revolution in energetics. These power plants have several important advantages. They were very efficient, could be easily stopped or put into operation, and it was possible to control their power. The basic advantage is that they do not pollute the environment. Largest disadvantage was that they needed head i.e. difference in water levels (upstream and downstream), which required the inundation.

In Europe very rapidly new power plants were constructed in places of the best economical and technical conditions. They were, however, very expensive and caused numerous social discussions. There was competition with thermal power plants with steam turbines of thousands MW. It caused development of mining and transport of coal. Thermal power plants are less efficient than hydraulic power plants, it is difficult to control their power and they produce large amounts of green-house gasses. Thermal power plants have disadvantage in the form of atmospheric pollution. Nowadays in the world scale 16% of electricity is produced in hydraulic power plants.

It was very easily to shift to hydraulic power in case of rapid demand or so called “blackout”. In energy management there were situations of very nonuniform power requirement. There arose the idea of equilibrium reservoirs, which allow for the picking power and later on it allowed for pumped-storage operation. It required the application of reversible turbines. This lead to pumped-storage power plants with two reservoirs and reversible units.

Recently the whole world understood that farther operation of thermal power plants can lead humanity to a complete climatologist disaster. The future requires shift to renewable energy sources i.e. wind and solar (photovoltaics). This solution, however, requires large stores of electric energy.

### 3. The principle of the operation of pumped-storage power plant and their development

Pumped-storage power plant (PSP) is not a typical power plant. It does not produce electric energy, but stores it during the period of its abundance and provides it during period of requirement. This PSP only transforms energy. These facilities operate with very high efficiency (70-80%), which indicates amount of energy used for pumping and subsequently regained during turbine work. Consists of two reservoirs with water level on different altitudes and conduits connecting these reservoirs, and the power plant with reversible units (Fig. 1).

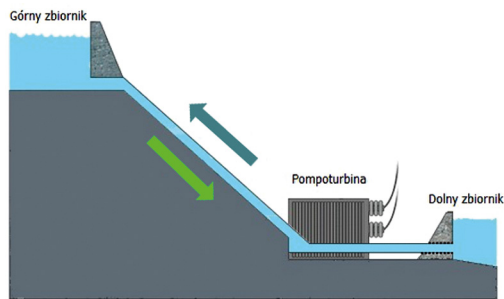


Fig. 1. Operation scheme of PSP.

The difference of water level in both reservoirs is the head measured in meters. Reservoirs are connected in a permanent way (open channel, conduits, shaft) enabling water flow in both directions. The lower reservoir is in general natural reservoir: lake, lagoon, bay, or river. It can be also reservoir formed by damming the river. Upper reservoir is in general artificial. The volume of the upper reservoir is limited and shows the magnitude of energy included in water of the reservoir and the potential head.

During the operation of PAP the head changes due to the filling of both reservoirs. There usually do not appear water losses, only small losses for evaporation. The pump cycle begins with the inflow of water from the reservoir to the pump-turbine unit. Due to the operation of the pump by the energy from energy system water is discharged to the upper reservoir. Stored in the reservoir water presents amount of potential energy. When energy requirement appears water flows from the upper reservoir through the turbine thus producing electric energy, which is sent to the network.

The first PSP were created at the bed of 6th century. At present this energy comes from the upper reservoir and forms renewable energy source.

### 4. Storage of water in reservoirs at classic hydraulic power plants

Hydraulic power plants have a very important advantage – they can operate with large efficiency at changing heads and discharges, differing from installed parameters. This allows to decrease the power of hydraulic power plant when such power is not necessary. This

requires the decrease of discharge through the turbines and store water in the reservoir upstream of the dam or weir. This results in the increase of water levels in the reservoir. If this are short time changes they do not result in protests of ecologists. When these changes are longer (weekly or even seasonal) they cause protests not only ecologists, but also social, because these reservoirs are often utilized for recreation purposes. Changes in discharge in river downstream from the dam cause additional, detrimental changes in river bed. Therefore very often reservoirs are nominated as once-through flow. This means that the same amount of water which flows into the reservoir must flow out. either through spillways or turbines.

### **5. Hydraulic power plants with upper reservoirs and compensation reservoirs**

Construction of high dams with large upper reservoirs created advantageous conditions to form hydraulic power plants with high discharges, which very often exceeded average flows of these rivers. Solution of these problems was solved by means of compensation reservoirs. In these reservoirs water was collected from picking power operation of the plants. and then released gradually to the river downstream with smaller discharge. These type facilities in Poland are: Rożnów and Czorsztyn-Niedzica on the Dunajec River with compensation reservoirs Czchów and Sromowce Wyżne, Solina on the San River with compensation reservoir Myczkowce and Porąbka dam with compensation reservoir Czaniec.

### **6. Hydraulic power plants with compensation reservoirs and reversible units**

Formation of compensation reservoirs downstream of large dams and power plants to equalize the discharge downstream in the river created the possibility to utilize equilibrium reservoir as the lower reservoir of the pumped-storage power plant. It was only necessary that the installed turbines are reversible and can be used as pumps. This way water which was discharged through the turbines during picking operation to compensation reservoir could be discharged back to the upper reservoir.

It is very advantageous solution from energy point of view. In Poland we have two such projects. These are: Solina with compensation reservoir Myczkowce on the San River and Corsztyń-Niedzica on the Dunajec River with the compensation reservoir Sromowce Wyżne. Poland has 6 PSP including 3 with classic reversible units. The oldest is PSP Dychów constructed in 1933-1936 and totally modernized in 2021. The remaining are: Żarnowiec, Porąbka-Żar, Żydowo, Czorsztyn-Niedzica i Solina [Majewski 2018]. Total installed power in these PSP is at present 1.8 GW.

## **7. Pumped-storage power-plants in Poland**

### **7.1. Pumped-storage power plant Żarnowiec**

Construction of pumped-storage power plant began in 1973 and it was commissioned in 1982. In the same year started the construction of nuclear power plant (NPP), which was considered as important energy unit. NPP was situated at the shore of the lake and was intended to use the lake as cooling water reservoir. NPP was designed to consist of 4 reactors

of the total power 1600 MW. In 1989 the government undertook the decision to close the construction because of a very unfavorable social and political situation for nuclear energy. It is estimated that at the moment of closing the construction it was completed in about 60%.



Fig. 2. The view of the part of conduits open channel and the Lake Żarnowiec.

PSP is situated in Pomorskie voivodship. The owner of the powerplant is the Renewale Energy. The project consists of Żarnowiec Lake which forms the lower reservoir. The volume of the lake at water elevation +2.00 m a.s.l. is 106 million  $m^3$  and the water surface 14.3  $km^2$ . The water elevations due to pump-storage power operation range within 1.00 m. The lake with the powerplant connects trapezoidal open surface canal 850 m long and at bottom widths 100 m (Fig. 2).



Fig. 3. The view of EPP Żarnowiec, conduits, and the upper reservoir.



The power plant consists of 4 vertical reversible units Francis type and the power in turbine cycle 716 MW. In the pump cycle the power plant needs the power of 800 MW. The power plant is connected with upper reservoir by means of 4 conduits of the lengths 1100 m (Fig. 3). The diameters of the conduits change along the length from 7.1 to 5.4 m.

The upper reservoir (Fig. 3) is on the moraine hills in the location of previous village Kolkowo. The reservoir is lined with asphalt layer and has the volume of  $13.8 \cdot 10^6 \text{ m}^3$ . The maximum water elevation in the upper reservoir is 126 m a.s.l. The head of the power plant changes from 108 to 126 m. The maximum discharge in turbine cycle amounts to  $700 \text{ m}^3/\text{s}$ . The filling of the upper reservoir lasts 6.5 hours. Fully filled reservoir includes 3.6 GWh and its efficiency achieves 73%.

## 7.2. Pumped-storage power-plant Żydowo

The first information about the possibility to construct pumped-storage power-plant Żydowo come from the 30-is of XX century. The firm Siemens was interested in this project. This power-plant was constructed in 1964-1971. Power plant is located in Zachodniopomorskie voivodship. The owner of the plant is holding Energa.

The project consists of two natural lakes located near each other, which have important differences in water levels. The Lake Kamienne, which forms upper reservoir has the surface area about 100 ha and average depth 6.4 m. The average water surface is at the elevation 160 m a.s.l. The storage power capacity of the upper reservoir amounts to about 0.7 GWh

Lake Kwiecko (lower reservoir) has the surface area 140 ha and average depth 4.0 m. Water surface is at the elevation 80 m a.s.l.



Fig. 4. The view of the power-plant Żydowo, pipelines, and open channel.

The lakes are connected by means of an open channel of the length 1316 m of trapezoidal cross-section and the width 12 m. 3 steel pipelines have the length 467 m and diameter 5.0 m (Fig. 4). Power-plant is equipped with two pump-turbines, and one classic unit of Francis type. Total discharge in turbine cycle is  $240 \text{ m}^3/\text{s}$  which provides the power 167 MW.

### 7.3. Pumped-storage power plant Dychów

Pumped-storage power plant Dychów is in the voivodeship Dolnośląskie at the Bóbr River. It is the oldest hydraulic power plant in Poland constructed in 1933-1936 by the enterprise Voith Siemens (Fig. 5). The first three turbines and generators were commissioned in the years 1936-1939. Recently power plant has undergone important modernization, which lasted 3 years. At present power plant consists of 3 Kaplan turbines of the power 30 MW each, and 4 pump units ( $4 \times 18 \text{ m}^3/\text{s}$ ). Two pump units have the power demand  $2 \times 6 \text{ MW}$  and 2 units ( $2 \times 5.7 \text{ MW}$ ).

The upper reservoir (Dychowskie Lake) has the area of  $1 \text{ km}^2$  and water elevation at 70 m a.s.l. It has the depths of 10 m and the total volume  $4 \text{ mln m}^3$ . This reservoir was built in 1932-1936. It is supplied by water from the Bóbr River by means of derivation artificial canal of trapezoidal cross-section with lined shores.

Pumped-storage power-plant Dychów can supply the power of 88 MW during 5 hours, thus it generates 0.44 GWh of energy.



Fig. 5. The view of the upper reservoir, power-plant Dychów and the river Bóbr.

### 7.4. Pumped-storage power-plant Solina with compensation reservoir Myczkowce

The idea of the construction of the dam Solina on the San River is known since 1921 and returned in 1936-1937. New design was completed in 1955 as the new design of the dam and power peaking power-plant with the compensation reservoir. Construction started in 1960 and was completed in 1968. The dam forms the reservoir of the volume 470 million  $\text{m}^3$ . The concrete gravity dam of the height 81.8 m is situated in Podkarpackie voivodship. Reservoir has surface area of  $22 \text{ km}^2$  at maximum water elevation 420 m a.s.l. The length of the dam is 646 m with 3 spillway spans and two outlet works (Fig. 6). Initially the power-plant was designed as peaking power of the power 136 MW. During 2000-2003 power-plant was modernized and has now 4 Francis units. Two are classic units and two reversible of the total power 200 MW. Energy volume of the upper reservoir amounts to 1.3 GWh.



Fig. 6. The View of Solina Dam, upper reservoir, pumped-storage power-plant and lower reservoir Myczkowce.

#### 7.5. Dam and pumped-storage power-plant Czorsztyn-Niedzica on the Dunajec River

Dam Czorsztyn-Niedzica, reservoir and power-plant were commissioned in 1997 just before the arrival of flood wave on the Dunajec River. The dam is in Małopolskie voivodship. The volume of the reservoir is 232 million m<sup>3</sup>. The normal water level in the reservoir is 529 m a.s.l. The dam is earth fill type with anti-seepage clay core and has the height 56 m and the length 404 m. Hydraulic power-plant is equipped with two reversible Deriaz turbines of the Francis type, of 92 MW power each in the turbine cycle. Required power in the pump cycle is 89 MW. The energy storage capacity of the reservoir is 1.0 GWh. The possible peaking and pumped-storage operation is possible due to compensation reservoir Sromowce Wyżne of the volume 6.7 million m<sup>3</sup>. The compensation reservoir secures the biological discharge downstream in the Dunajec River of 12 m<sup>3</sup>/s. The dam has the height of 11 m and the length 460 m. It has power-plant of the power 2 MW equipped with 4 propeller turbines.



Fig. 7. The view of earthfill dam Czorsztyn Niedzica with surface spillway and power-plant.

### 7.6. Pumped-storage power plant Porąbka-Żar

The idea of the development of hydraulic pumped-storage power-plant was already known before II WW. Project is in Śląsk voivodeship near Żywiec. Power-plant is the only one underground plant in Poland and uses Lake Międzybrodzkie as the lower reservoir. This lake of the lengths 5 km has mainly flood character and was formed by the construction of the dam Porąbka. It has the volume 26.6 mil. m<sup>3</sup>. The first project was formed in 1969 and the construction began in 1970. The main parts of the project were completed in 1974-1979. The first of the 4 units began operation in 1979. The lower reservoir has now recreational character and presents good fish supply.

Upper reservoir is artificial (Fig. 8) of oval shape and maximum volume 2.3 mil. m<sup>3</sup>, Has asphalt lining and dimensions 650 m (lengths) and 250 m (widths). Reservoir is surrounded by a dyke of the height 30 m. The maximum discharge from the reservoir during turbine cycle is 140 m<sup>3</sup>/s. The only one outflow shaft of circular cross-section has the diameter 6 m and is equipped in surge tank to mitigate pressure differences due to changes in discharge. The upper reservoir has the energy volume of 2.0 GWh.

The power-plant is equipped with 4 reversible Francis units of vertical axis. In turbine cycle power amounts to 500 MW and in pump cycle 540 MW. To put into operation in turbine cycle power-plant needs 3 minutes, while in pump cycle about 10 min. The turbines were manufactured by the enterprise BoVing from England.



Fig. 8. The view of the upper reservoir of pumped-storage power-plant Porąbka-Żar.

### 8. Installed power and volume of the upper reservoir in pump-storage power-plants

Installed power and the volume of the upper reservoir of the pumped-storage power plants is a very important factor because it decides on the total capacity of energy included

in the upper reservoir and the possibility to fill upper reservoir with water. The use of energy from the upper reservoir is very flexible, because the turbines can work very efficiently at full installed capacity, but also during partial discharge or limited head. In the presented in Figure 9 nine pumped-storage power-plants have installed power of 1,8 GW. There are the considerations to put into operation two large pumped-storage power-plants i.e. Rożnów II (700 MW), and Młoty (750 MW). Construction of the power-plant Młoty was initiated many years ago and abandoned. In farther perspective there are considered the following pumped-storage power-plants: Kadyny (1040 MW), Pilchowice (612 MW) and Sobel (1000 MW).

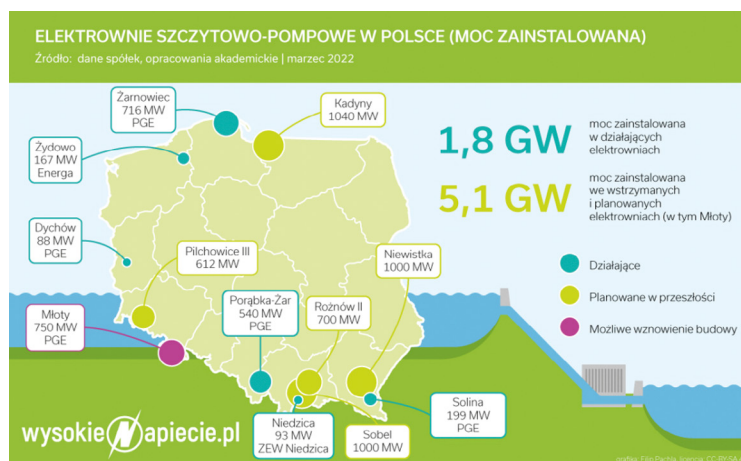


Fig. 9. Existing and designed pumped-storage power-plants in Poland.

Poland has meager water resources and very low its hydroenergy utilization. Polish technical hydroenergy potential is estimated at 13,700 GWh annually and its present use is 2,000 GWh, which establishes 15% of possibility. It is necessary remember that power installed in pumped-storage power-plant and in classic power-plants are two very different aspects. The increase of the power potential in pumped-storage power-plants is closely connected with more often utilized and storing renewable energy. Construction of the classic hydraulic power-plants is related with broad interpreted renewable water resources.

### 8.1. Pumped-storage power-plant Młoty

The idea of pumped-storage power-plant Młoty of the power 750 MW was initiated at the beginning of 70. The lower reservoir was planned by damming of the Bystrzyca River by means of dam of the height 80 m. creating the reservoir of the volume 12 mil. m<sup>3</sup>. The upper reservoir was located on top of the mountain Zamkowa Kopa (748 m a.s.l.). Bystrzyca is the left hand tributary of the Oder River. Its length is 101.5 km and the catchment 1,768 km<sup>2</sup>. The average discharge at the discharge point to Oder is 8.8 m<sup>3</sup>/s. It was planned to connect both reservoirs by means of underground derivation of the length 800 m. The construction

was stopped at the beginning of 80. Now the activity was initiated again in the form of the feasibility study [Umowa o współpracy... 2022].

## 8.2. Pumped-storage power-plant Rożnów II

Concrete gravity dam, hydraulic power station and the reservoir Rożnów on the Dunajec River was completed during 1935-1941. This project was built as flood reservoir after a disastrous flood in the Dunajec catchment in 1934, which resulted in large economic and social losses [Majewski 2022]. Power-plant consists of 4 turbo generators Kaplan type of vertical axis and power 12.5 MW each. Installed head was 29 m and discharge  $240 \text{ m}^3/\text{s}$ . As the result of inundation the reservoir was formed 20 km long, surface area  $16 \text{ km}^2$  and volume 220 mil.  $\text{m}^3$ . The dam is equipped with 7 spillway spans, and 5 outlet works (Fig. 10). The average water level in the reservoir is at the elevation 266.5 m a.s.l. The reservoir underwent quick siltation and now its volume is 156 mil.  $\text{m}^3$ . Total maximum discharge through the dam is  $3,900 \text{ m}^3/\text{s}$ . Downstream of the dam is the compensation project Czchów, whose aim is to uniform discharge in the Dunajec River. The reservoir has the flood reserve of 500 mil.  $\text{m}^3$ , which results in water level variation in the reservoir up to 6 m. Development of the project resulted in rapid increase of tourism and recreation thus brought to increase the well being of the local society.



Fig. 10. The view of the dam and power-plant Rożnów.

At present the energy firm TAURON is planning to construct pumped-storage power-plant Rożnów II of the power 700 MW. The lower reservoir will be the reservoir Rożnów and the upper reservoir will be situated on the neighboring mountain Ostra Góra at the left side of the reservoir with terrain elevations 418 m a.s.l. In this situation it is possible to achieve the head of about 150 m. In order to receive at this head the power of 700 MW it is necessary to have discharge of the order  $570 \text{ m}^3/\text{s}$ . It requires to have the reservoir of the volume about

11 ml.m<sup>3</sup>. Construction of this facility will require solution of numerous technical, social and ecological problems. This will be the problem of feasibility study.

## 9. Conclusions

It is very difficult to imagine world economy and functioning of the society without stable energy source, and especially electric energy. The whole world finally understood that the threat of climatic disaster requires fast departure in production of electricity from power-plants using coal, lignite, oil or gas. Energy analysis indicates that available resources of electricity from renewable sources (wind, solar) would be sufficient for the economy and society. Main problem is, however not production of electricity, but its transfer and storage, because of the instability of their production during the day. One of the effective storage of electric energy from renewable sources are pumped-storage power-plants, which experience now visible renaissance over the whole world. They can create stores of energy and installed power of hundreds or even thousands of MW. Existing hydraulic power facilities are adapted and modernized, changing their initial aims.

Poland has meager water resources and their small utilization for hydro energy, however, potential possibilities for development are quite important. This requires undertaking important decisions and large financial expenditures. Especially attractive is the localization of the next pumped-storage power-plant Rożnów II using existing infrastructure, used by TAURON.

## Literature

- Majewski W., 2018, 2017 Rok rzeki Wisły. Wisła i jej dorzecze. Zagospodarowanie hydrotechnicznie i wykorzystanie gospodarcze, IMGW PIB, Warszawa, 134 s.
- Majewski W., 2020, Introduction to Hydraulic Engineering and Water Resources Management, (in Polish), Institute of Hydro-engineering, Gdańsk.
- Majewski W., 2022, Zapora i elektrownia wodna Rożnów na Dunajcu, Energetyka Wodna, 3.
- Michałowski, S., Plutecki, J., 1975, „Energetyka wodna”, WNT, Warszawa.
- Opyrchał L., Bąk A., 2022, Czy warto zbudować elektrownię szczytowo-pompową Turów?, Energetyka Wodna, 4, 20-22.
- Umowa o współpracy przy budowie ESP „Młoty” podpisana, 2022, Energetyka Wodna, 4.

# BADANIA WYTRZYMAŁOŚCI NA ŚCINANIE W APARACIE WIELKOWYMIAROWYM

## SHEAR EXPERIMENTS ON A LARGE SCALE SHEAR INSTRUMENT

K.I. NAZAROV, A.U. TASHKHOJAEV, D.N.GALIYEVA, Tashkent University of Architecture and Construction, Republic of Uzbekistan

### **Abstract**

This paper considers shear experiments on a large-scale shear instrument. Based on the results obtained the calculated characteristics for the area bounded by curves (actual grain size distribution) of total grain composition are established. The results of the work make it possible to use the calculated characteristics of soils for backfilling the temporary construction cofferdam of the Pskem HPP.

### **1. Introduction**

In constructing hydraulic structures with local materials of high-quality dam embankments, the main task is ensuring high-quality soil placement.

In general, the quality of materials in any area of rockfill dams is determined by their strength, deformability, and seepage characteristics. In order to meet these requirements, previously, it was necessary to specify the grain composition of the rock mass and the densities in the decisive stage of construction. It showed the need for experimental studies to determine the shear strength of rock materials under laboratory conditions.

The construction of a large hydraulic structure, such as the 195 m high Pskem stone-and-earth dam is a complex problem with many issues related to construction organisation, the construction technology itself and its control.

According to the design, the buttresses of the upper cofferdam of the Pskem dam are constructed from rock mass. It is planned to use a deposit located in the upstream reservoir on the left bank 3.0-5.0 km from the dam site as a quarry for the buttress prisms.

The work results make it possible to assign design characteristics of the soil used for backfilling the body of the temporary construction cofferdam of the Pskem HPP.

This paper deals with controlling unbound (rock mass) soils, which are currently the most important in the general technological scheme of earthen dam construction. The presently available methods of determination of control parameters of coarse-grained soils are extremely controversial and require large experimental works for evaluating the control parameters of coarse-grained soils laying in the body of the dam. Many parameters are considered: grain composition, moisture content, layer thickness, density, etc., without any clear linkage between them.

There are two main types of apparatus for investigating the strength properties of coarse clastic soils under laboratory conditions:

- a) flat shear instrument (rig);
- b) stabilometer apparatus used for testing mechanical properties of soils in triaxial compression.

The flat shear apparatus was used.



## 2. Material and methodology

The flat shear apparatus is unique. The uniqueness of the flat-shear apparatus is that it allows coarse-grained soils with a grain-size composition close to that of the native material to be tested and has a simple test procedure. In addition, when testing rock mass (torn rock), it is the most cost-effective in relation to the triaxial compression apparatus regarding financial costs [Rasulov 2020].

The single-axis shear apparatus consists of the following main parts: lower and upper boxes, hydraulic jacks to create vertical and horizontal loads and deflectors to measure vertical and horizontal deformations.

The appliance is 700×700×700 mm in size. The lower box is a metal container positioned on reel supports (movable). The upper box (stationary) is a frame placed on the rollers on the lower box. The soil sample is deposited in the container formed by the upper and lower boxes, separated by the rollers, forming a gap between them. The vertical load on the sample is transferred through the dies, and the load on the die is created directly by the hydraulic jack DG-100. The manometer controls its magnitude. A horizontal jack makes horizontal load, and a manometer also controls its magnitude.

The movements of the box are recorded with a deflection gauge. One of the important stages in the test preparation is the calibration of the hydraulic system of the device: pump, pressure line, and jack. The calibration is carried out with the help of two sample dynamometers with a measurement range of 50-100 tons. The dynamometer is placed between the support beam and the jack (for vertical and horizontal loads).

The construction of earthworks for large power plants as well as the preparation of foundations for high-capacity thermal power plant units, involves large volumes of coarse clastic material.

Correctly determining the design characteristics of gravel and pebble mixtures and rock masses is extremely important, as it affects the selection of an economical design, effective construction technology and the trouble-free operation of the constructed structure.

Unfortunately, a considerable coarseness of the soils in question (100, 200, 500 mm and more) requires time-consuming and expensive experiments on unique large-size equipment. For this reason, in the practice of experimental research, much attention has to be paid to the issues of modelling the composition, coarseness and other properties of soils. The device with 700×700×700 mm dimensions proceeding from the condition:

$$5D_{max} < d_{lim} \quad (1)$$

where:  $D_{max}$  – maximum diameter of soil (mm);  $d_{lim}$  – apparatus diameter (mm).

It allows researchers to accept grain compositions with maximum diameter  $D_{max} = 140$  mm. If full-scale soil has sizes of fractions exceeding the device's capabilities, experiments are conducted with model mixtures.

The model mixture is made of full-scale soil by decreasing the fraction “ $n$ ” times, grain composition curves of full-scale and model soils should be parallel, and the grain composition of the model soil should be limited to a maximum fraction  $D_{max} = 140$  mm, i.e. the scale of modelling is chosen so, that the maximum fraction size is not exceeded. The in-situ and model compositions are shown in Figure 1.

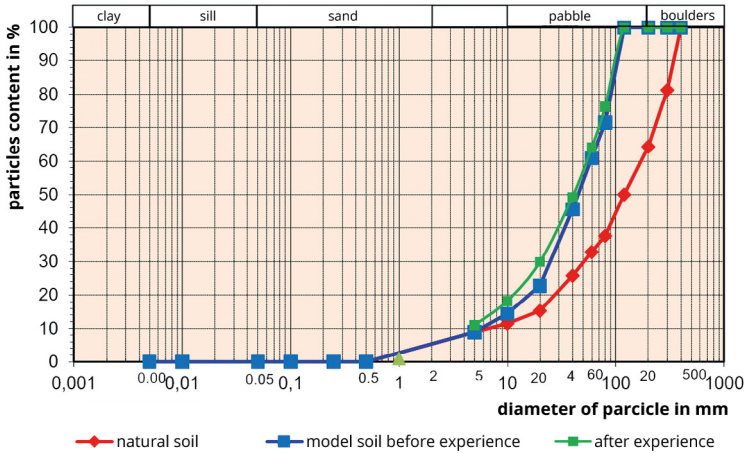


Fig. 1. Graph of the grain composition of the full-scale soil and its model mix before and after the experiment.

However, the model mix is composed with a maximum fraction of 120 mm as recommended by the specialists of NIU MGSU (Fig. 1).

The experiments and results were conducted according to SNI 2.02.02 and GOST 20522.

The sequence of test work is as follows: fraction diameters of the model soil are multiplied by the scale factor to obtain the size of fractions of the model soil.

The prepared model soil or natural composition is placed in the device in layers. The thickness of the stacking layer is:

$$h = 1.2D_{max} \quad (2)$$

where:  $D_{max}$  – maximum diameter of soil (mm);  $h$  – layer thickness (mm).

Each layer is compacted by hand tamping. The placed soil is weighed, and, more precisely, the average volume weight of the soil in the appliance is measured.

In connection with the transition of the strength assessment to a confidence level, the normative and design values of the material should be established using static processing of the experimental data in at least six at each vertical load. In our case, the number of experiments (4 loads: 2; 4; 8 and 12 kg/cm<sup>2</sup>) reached 24.

Soil was placed in the device carriages and compacted manually, with a density of 1.98-2.03 t/m<sup>3</sup>.

After the soil was placed in the device, a die, vertical and horizontal jacks were installed, and a thrust beam, thrust nuts, support nuts and deflectors were installed. The initial value of the upright position of the die is recorded in the logbook to determine the vertical deformation of the soil during the experiment.

A vertical jack creates the vertical load in steps of 0.05-0.1 MPa, up to a predetermined value and controlled with a manometer. When the specified load is reached, the values of vertical deformation are recorded in the logbook for each load stage [Rasulov 2020].

Once the vertical load has reached the set value, the horizontal load is applied in steps not exceeding 0.05 MPa. When the horizontal load is applied, the vertical load shall be held constant.

The shear moment is recorded by the continuous growth of horizontal deformations, recorded by the deflectometer, at a constant shear (horizontal) force. At the experiment's end, the jacks' pressure is released, first vertically, then horizontally.

At the end of the experiment, the device is disassembled, the soil is sieved into fractions through sieves, and each fraction is weighed. The grain composition curve is then plotted. The grain composition analysis after the experiment makes it possible to estimate the crushability of each fraction of the soil composition. Shear experiments are performed for 4 vertical loads of 2; 4; 8; 12 kg/cm<sup>2</sup>.

### 3. Results

The shear coefficient  $tg\varphi$  and meshing  $C$  are calculated using the method of least squares using the formulas:

$$tg\varphi = \frac{n \sum_{i=1}^n \sigma_i \tau_i - \sum_{i=1}^n \sigma_i \sum_{i=1}^n \tau_i}{n \sum_{i=1}^n \sigma_i^2 - (\sum_{i=1}^n \sigma_i)^2} \quad (3)$$

$$C = \frac{\sum_{i=1}^n \sigma_i^2 \sum_{i=1}^n \tau_i^2 - \sum_{i=1}^n \sigma_i \sum_{i=1}^n \tau_i \sigma_i}{n \sum_{i=1}^n \sigma_i^2 - (\sum_{i=1}^n \sigma_i)^2} \quad (4)$$

where:  $\varphi$  – angle of internal friction (°);  $C$  – meshing (kg/cm<sup>2</sup>);  $n$  – number of experiments;  $\sigma_i$  – vertical stresses (kg/cm<sup>2</sup>);  $\tau_i$  – horizontal stresses, shear (kg/cm<sup>2</sup>).

The principal stresses and are determined by constructing a Mohr's circle. It is assumed that there is no coupling, then:

$$\tau = \sigma \cdot \operatorname{tg}\varphi \quad (5)$$

where:  $\varphi$  – angle of internal friction (°);  $\sigma$  – vertical stresses (kg/cm<sup>2</sup>);  $\tau$  – horizontal stresses, shear (kg/cm<sup>2</sup>).

The point of intersection of the circle with the abscissa axis gives the required value of the principal stresses 1 and 3, and the angle of the tangent to the abscissa axis is the angle of internal friction for a given vertical stress.

In the presence of adhesion or meshing, for a rock material (rock mass) the shear angle is determined by the formula:

$$\operatorname{tg}\Psi = \operatorname{tg}\varphi + \frac{C}{\sigma} \quad (6)$$

where:  $\Psi$  – shear angle (°);  $\varphi$  – angle of internal friction (°);  $C$  – engagement (kg/cm<sup>2</sup>);  $\sigma$  – vertical stresses (kg/cm<sup>2</sup>).

The calculated strength values are obtained by dividing the normative values by the soil safety factor, the physical meaning of which is that the actual values of the strength characteristics will not exceed the ultimate strength of the soil at an appropriate confidence level.

The soil safety factor is calculated from a set of paired measurements of vertical stresses and shear loads from  $\sigma_{min}$  to  $\sigma_{max}$  and depends on the variation of these values, i.e. the variation factor “V” [Rasskazov 2010]. The following formula were used to evaluate angle of internal friction  $\varphi$  and cohesion  $c$ :

$$\operatorname{tg}\varphi = \frac{1}{\Delta} \left( n \sum_{i=1}^n \tau_i \sigma_i - \sum_{i=1}^n \tau_i \sum_{i=1}^n \sigma_i \right) = 0,805 \quad (7)$$

$$c = \frac{1}{\Delta} \left( \sum_{i=1}^n \tau \sum_{i=1}^n \sigma^2 - \sum_{i=1}^n \sigma_i \sum_{i=1}^n \tau_i \sigma_i \right) = 0,802 \quad (8)$$

$$\Delta = n \sum_{i=1}^n (\sigma_i)^2 - \left( \sum_{i=1}^n \sigma_i \right)^2 = 8496 \quad (9)$$

where:  $n$ ,  $\sigma_i$ ,  $\tau_i$  – as in (4);  $\Delta$  – coefficient, according to (9).

The calculation of the normative values  $\operatorname{tg}\varphi^H$  and  $c^H$  are shown in Table 1.

Table 1. The normative values tangent of internal friction angle  $tg\varphi^H$  and cohesion  $c^H$ .

No.	$\sigma_i$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_i^2$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\tau_i$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_i \tau_i$ (kg/cm <sup>2</sup> )
1	2	4	2,2	4,40
2	2	4	2,7	5,40
3	2	4	2,3	4,60
4	2	4	2,6	5,20
5	2	4	2,3	4,60
6	2	4	2,5	5,00
7	4	16	4,2	16,80
8	4	16	4,0	15,84
9	4	16	4,0	16,00
10	4	16	3,8	15,20
11	4	16	4,0	16,00
12	4	16	3,6	14,40
13	8	64	6,6	52,80
14	8	64	7,3	58,40
15	8	64	8,0	64,00
16	8	64	7,3	58,4
17	8	64	7,6	60,8
18	8	64	7,5	60,00
19	12	144	10,1	121,20
20	12	144	10,5	126,00
21	12	144	10,9	130,80
22	12	144	10,0	120,00
23	12	144	10,6	127,20
24	12	144	10,3	123,60
Total	156	1368	144,86	1226,64

The source data was as follows:

- number of experiments:  $n = 24$

- $\sum_{i=1}^{24} \sigma_i = 156.0$

- $\sum_{i=1}^{24} \tau_i = 144.86$

- $\sigma_{min}/\sigma_{max} = 6tg\varphi^H = 0.805$

- $c^H = 0.802$

- $\sum_{i=1}^{24} \sigma_i = 156.0$

- $\sum (\sigma_i - \bar{\sigma}) = 354.0$

Calculation of soil safety factor was determined as follows:

$$\lambda = \sqrt{\frac{1}{2} \left[ 1 - \frac{1 + nGD}{\sqrt{(1 + nG^2)(1 + nD^2)}} \right]} = 0.566 \quad (10)$$

where:

$$D = \frac{\sigma_{\max} - \bar{\sigma}}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (\sigma_i - \bar{\sigma})^2}} = \frac{12.0 - 6.5}{\sqrt{354}} = 0.292 \quad (11)$$

$$G = \frac{\sigma_{\min} - \bar{\sigma}}{\sqrt{\sum_{i=1}^n (\sigma_i - \bar{\sigma})^2}} = \frac{2.0 - 6.5}{\sqrt{354}} = -0.239 \quad (12)$$

$$S_i = \sqrt{\frac{1}{n-2} \sum_{i=1}^n (c^H + \sigma_i \operatorname{tg} \varphi^H - \tau_i)^2} = \sqrt{\frac{1}{22} (2.076)} = 0.307 \quad (13)$$

Confidence interval was determined as follows:

$$\gamma_{\partial} = \frac{T_{\min} + T_{\max}}{T_{\min} - S_{\min} + T_{\max} - S_{\max}} = \frac{2.316 + 10.296}{2.316 - 0.197 + 10.296 - 0.233} = 1.034 \quad (14)$$

where:

$$T_{\min} = c^H + \sigma_{\min} \operatorname{tg} \varphi^H = 0.72 + 2 \cdot 0.798 = 2.316 \quad (15)$$

$$T_{\max} = c^H + \sigma_{\max} \operatorname{tg} \varphi^H = 0.72 + 12 \cdot 0.798 = 10.296 \quad (16)$$

$$S_{\frac{\min}{\max}} = \frac{V_T S_i}{\sqrt{n}} \sqrt{1 + \frac{n(\frac{\sigma_{\min}}{\max} - \bar{\sigma})^2}{\sum_{i=1}^n (\sigma_i - \bar{\sigma})^2}} = \frac{0.197}{0.223} \quad (17)$$

$V_T$  – coefficient at  $k = 2$  and  $\alpha$  confidence level 0.95;  $V_T = 2.04$ .

According to CMK [Kiselev 2011; CMK 3.07.01-96], we apply a soil safety factor of 1.05: the calculated values are then:

$$\operatorname{tg} \varphi^p = \frac{\operatorname{tg} \varphi^H}{\gamma_{\partial}} = \frac{0,805}{1,05} = 0,767 \quad c^p = \frac{c^H}{\gamma_{\partial}} = \frac{0,802}{1,05} = 0,764 \text{ kg/cm}^2 \quad (18)$$

Using design characteristics of rock mass strength for the average curve of grain composition No. 2 and methodological guidelines for taking into account the dependence of strength characteristics on static stress state, we will have:

$$\operatorname{tg} \psi = \operatorname{tg} \varphi^P + \frac{c^P}{\sigma} \quad (19)$$

Table 2. Results of strength characteristics from static stress state of the rock mass.

$\sigma$ (kg/cm <sup>2</sup> )	2	4	8	12
$\operatorname{tg} \phi$	1,149	0,958	0,862	0,831
$\phi^\circ$	48,9	43,8	40,8	39,7

It follows from Table 2 that strength reduction occurs with an increase of stresses, which allows us to conclude that the buttress prism of the dam should be erected with requirements of their stressed state, i.e. to obtain uniformity in physical and mechanical properties of the material, impose requirements for material laying in different zones of dam body, which provide uniformity of strength properties [Nesterov 2018; GOST 5180].

From the data of the experiments, the graphs are plotted as:

$$\tau = f(\Delta l) \quad (20)$$

$$\tau = f(\sigma) \quad (21)$$

where:  $\Delta l$  – values of horizontal deformations (mm);  $\sigma$  – values of vertical pressures (kg/cm<sup>2</sup>).

The investigation results are shown on dependence diagrams for each loading (Fig. 2-5) and dependence diagram  $\tau$  and  $\sigma$  in Figure 6.

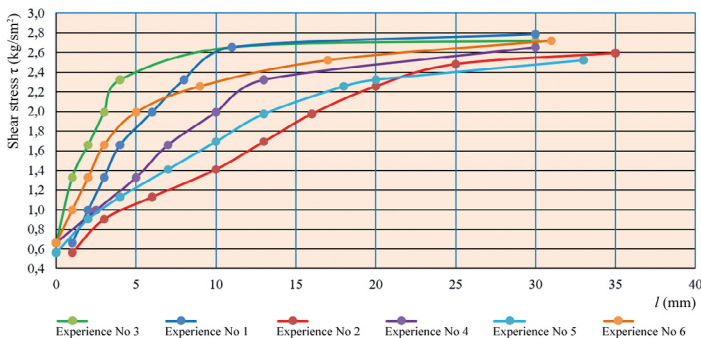


Fig. 2. Dependence graph at a load of 2 kg/cm<sup>2</sup>.

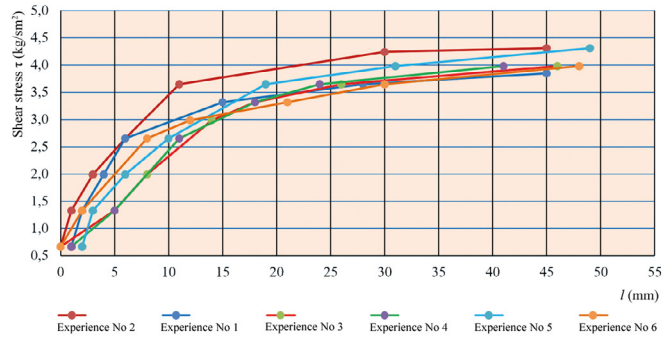


Fig. 3. Dependence graph at a load of 4 kg/cm<sup>2</sup>.

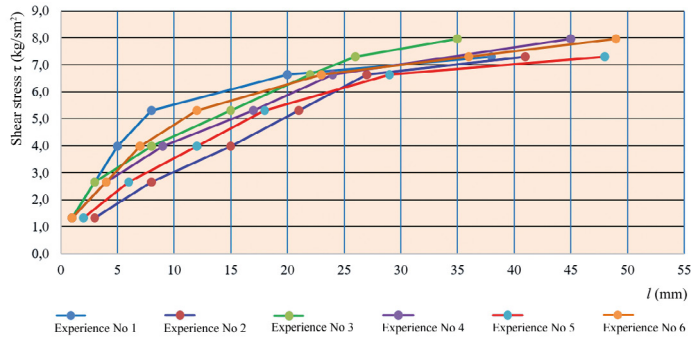


Fig. 4. Dependence graph at a load of 8 kg/cm<sup>2</sup>.

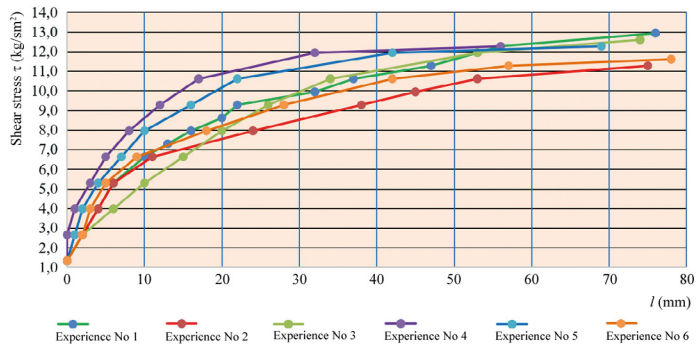


Fig. 5. Dependence graph at a load of 12 kg/cm<sup>2</sup>.



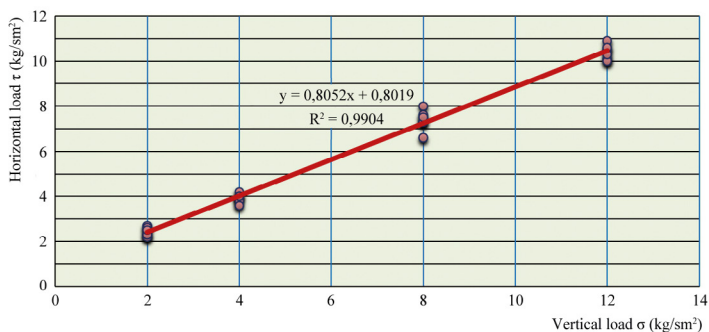


Fig. 6. Dependence plot  $\tau$  and  $\sigma$ .

#### 4. Conclusion

Experimental determinations of the strength properties of the rock mass in single-plane shear conditions allow us to draw the following conclusions:

1. Strength values determined by tests at vertical loads of  $\sigma = 2.0-12.0 \text{ kg/cm}^2$ , compressive and shear stresses at the moment of specimen failure are taken  $\sigma$  and  $\tau$  (Coulomb-Mohr condition).
2. Based on the obtained results, the calculated characteristics for the zone limited by curves (actual grain size distribution) of total grain composition at confidence probability  $\alpha = 0.95$ , characterized by shear angle depending on stressed state  $\tau = 2.0-12.0 \text{ kg/cm}^2$ ,  $\sigma = 48.9$  to  $39.7^\circ$ , were set.
3. The change in strength properties depending on the grain composition of the stone with the same degree of compaction can be assumed only due to increased meshing.

#### Literature

CMK 3.07.01-96, River hydraulic structures.

GOST 5180 Soils, Methods of laboratory determination of physical characteristics.

GOST 12536 Soils, Methods of laboratory analysis of grain and micro-aggregate composition.

Kiselev P.G., 2011, Handbook of hydraulic calculations, Publishing House Ecolit, Moscow, 310 pp.

Nesterov M.V., 2018, Hydraulic structures. M. Infarm.

Rasulov H.Z., 2020, Seismic strength and seismic subsidence of loess soils, Publishing house "Fan", Tashkent.

Rasskazov L.N., Orekhov V.G., Aniskin N.A. et al., 2010, Hydrotechnical constructions. Part 1. Textbook for Universities, Publishing House Association of Construction Universities, Moscow, 576 pp.

Rasulov R.Kh., 2020, Depth of laying the foundations of structures in seismic regions, Publishing house "Tafakkur tomchilari", Tashkent.

# PILOTAŻOWE W POLSCE ZASTOSOWANIE METODY TERMICZNEJ ANALIZY PROCESÓW FILTRACYJNYCH W TYM MONITORINGU PRZECIEKÓW NA ZAPORZE ZIEMNEJ KOZŁOWA GÓRA

## PILOT APPLICATION OF THERMAL METHOD FOR ANALYZING SEPAGE PROCESSES INCLUDING LEAK MONITORING AT THE KOZŁOWA GÓRA EARTH DAM IN POLAND

Krzysztof RADZICKI, Politechnika Krakowska, Wydział Inżynierii Środowiska i Energetyki

Marek STOLIŃSKI, Neostrain Sp. z o.o.

### **Streszczenie**

Badanie i rozpoznanie przebiegu procesów filtracyjnych, w tym identyfikacja stref nątejzonej filtracji, a zwłaszcza detekcja przecieków, jest jednym z podstawowych i niezbędnych działań w analizie stanu technicznego i bezpieczeństwa ziemnych budowli piętrzących. Jedną ze służących do tego celu metod jest metoda termiczna. Była ona bardzo intensywnie rozwijana w ostatniej dekadzie oraz zastosowana w licznych aplikacjach na świecie. Co istotne, jest do tego celu rekomendowana m.in. przez Międzynarodowy Komitet Wielkich Zapór.

W artykule opisano pierwsze w Polsce zastosowanie metody monitoringu termicznego procesów filtracyjnych w ziemnej budowlu piętrzącej. Miało to miejsce na ziemnej zaporze Kozłowa Góra w 2014 r. Równocześnie, było to pierwsze na świecie wdrożenie innowacyjnej technologii pomiarowej Wielopunktowego Systemu Pomiarów Termicznych (MPointS). Jego kluczowym elementem są innowacyjne pasywno-aktywne czujniki termiczne, które instaluje się w gruncie kolejno w szeregu, jeden obok drugiego, aby utworzyć quasi-ciągłą strefę monitoringu przecieków wzdłuż budowli. Czujniki te mają zintegrowane mikrogrzejniki z czujnikami temperatury, co pozwala na bezpośredni pomiar prędkości filtracji *in-situ* w gruncie z wykorzystaniem metody termo-aktywnej. Technologia ta bardzo ułatwia stosowanie metody termicznej na już istniejących ziemnych budowlach piętrzących. Jest prosta i szybka w aplikacji. Nie powoduje też zagrożeń dla bezpieczeństwa budowli poprzez naruszenie ciągłości gruntu i tworzenie uprzywilejowanych dróg filtracji w przeciwieństwie do stosowanych dotychczas na świecie liniowych czujników światłowodowych.

Zastosowanie technologii MPointS pozwoliło na dokładne rozpoznanie stref filtracji na całej długości monitorowanego odcinka zapory Kozłowa Góra. Co najistotniejsze umożliwiło pomiary lokalnych prędkości filtracji. Dzięki temu wykryto strefę lokalnego nasilenia filtracji, która pokrywa się ze strefą uszkodzeń filtracyjnych zapory w pobliżu rowu opaskowego, powstałych w trakcie wezbrania w 2010 r.

### **1. Wprowadzenie**

W artykule opisano pierwsze w Polsce zastosowanie metody termicznej do badania oraz monitoringu procesów filtracyjnych w ziemnych budowlach piętrzących. Jednocześnie było to również pierwsze na świecie zastosowanie polskiej innowacyjnej technologii

Wielopunktowego Termicznego Systemu Pomiarowego (Multi-Point Thermal Measurement System – MPointS), która pozwala na tworzenie systemów liniowego monitoringu wzdłuż budowli i dokładne rozpoznawanie procesów filtracyjnych metodą termoaktywną, tj. ogrzewania czujników, a zwłaszcza na pomiary *in-situ* prędkości filtracji. Technologia ta została zaprojektowana z ukierunkowaniem na zastosowanie na już istniejących ziemnych budowlach piętrzących i dlatego charakteryzują ją przede wszystkim łatwość instalacji i szybki bezwykopowy montaż.

Pozyskanie dokładnych informacji o zakresie i przebiegu przecieków oraz ich dynamice rozwoju jest podstawą wiarygodnej oceny stanu budowli piętrzących i ich bezpieczeństwa. Ponadto informacje te umożliwiają podejmowanie optymalnych decyzji, jeśli chodzi o zakres i czas ewentualnych remontów, co z kolei znacząco wpływa na minimalizację ich kosztów [ICOLD 2017].

Budowle piętrzące charakteryzują się dużą wielkością, a zwłaszcza znaczną długością. Zapory ziemne liczą sobie zwykle setki metrów długości, ale są również obiekty kilkukilometrowe. Wały przeciwpowodziowe lub wały kanałów mają niejednokrotnie długości rzędu dziesiątków kilometrów. Stosowane przez dekady typowe metody analizy procesów filtracyjnych i detekcji przecieków, zwłaszcza pomiary poziomu zwierciadła wody w piezometrach, nie pozwalają na ciągłość monitoringu na długości obiektu oraz często na wczesne i jednoznaczne wykrycie przecieku [ICOLD 2017; Radzicki i in. 2021].

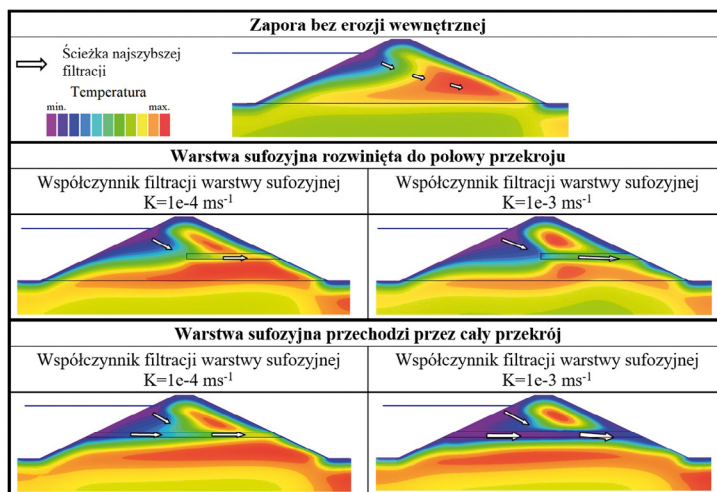
Znaczącą jakościową zmianę w detekcji przecieków na ziemnych budowlach piętrzących przyniosło zastosowanie metody termodetekcji przecieków i liniowych światłowodowych czujników temperatury. Zastosowane w tej metodzie liniowe czujniki termiczne umożliwiają monitorowanie zapór i wałów przeciwpowodziowych w sposób ciągły wzdłuż tych budowli oraz pozwalają na jednoznaczne i dokładne (w przestrzeni i wczesne) wykrywanie przecieków oraz określenie ich prędkości pomiarem *in-situ* [Aufleger, Sthrobl 2000; Perzlmaier i in. 2007; Courivaud i in. 2011; Radzicki i in. 2021].

Rozwój aplikacji metody termicznej do detekcji przecieków w hydrotechnice zachodził wieloetapowo. Pierwsze próby zastosowania tej metody w badaniach procesów filtracyjnych w zaporach ziemnych były przeprowadzone już w latach 70. Stosowano wtedy metody bezpośrednio zaczerpnięte z hydrogeologii i geotermii. W latach 90. następuje rozwój metody termicznej w ukierunkowaniu na jej aplikację do zapór ziemnych, rozwinięta zostaje m.in. aktywna termiczna metoda detekcji przecieków [Dornstädter, Huppert 1998]. Z końcem lat 90. przeprowadzono w zaporach pierwsze aplikacje liniowych czujników światłowodowych do pomiarów temperatury, także z zastosowaniem aktywnej termicznej metody detekcji przecieków [Aufleger, Sthrobl 2000]. W trakcie kolejnych dwóch dziesięcioleci metoda termiczna została użyta na kilkuset budowlach piętrzących na świecie i stała się rekomendowaną, m.in. przez Międzynarodowy Komitet Wielkich Zapór (ICOLD), metodą detekcji przecieków oraz procesów erozyjnych [Fry 2012; ICOLD 2017]. Jednakże, czujniki światłowodowe miały wiele ograniczeń w stosowaniu na już istniejących budowlach piętrzących, co doprowadziło do opracowania

opisywanej w artykule metody Wielopunktowego Termicznego Systemu Pomiarowego i jej pilotażowego wdrożenia w 2014 r. na ziemnej zaporze Kozłowa Góra.

Metoda termiczna analizy przepływu wody w gruncie bazuje na sprzężonych relacjach w procesach transportu ciepła i wody. Przy braku przepływu wody zachodzi wyłącznie przewodzenie ciepła. W takim przypadku, nawet już niewielkie zmiany wilgotności gruntu mogą znacząco wpłynąć na prędkości przemieszczanie się lokalnego frontu ciepła. Natomiast kiedy wystąpi przepływ wody (proces filtracji, przecieki), ciepło jest przede wszystkim transportowane wraz z masą wody. Ten proces nazywa się adwekcją i generuje wielokrotnie większy transport ciepła niż proces przewodzenia [Bear 1972; Radzicki 2009]. Ponadto, proces erozji wewnętrznej zmienia parametry gruntu, zwłaszcza jego porowatość. To wpływa bezpośrednio na kierunki i wartości wektorów prędkości przepływu wody. Każdy rodzaj erozji wewnętrznej powoduje charakterystyczne zaburzenia pola hydro-termicznego, co pozwala na identyfikację tego procesu [Radzicki, Bonelli 2010; Beguin 2011; Radzicki, Bonelli 2012a; ICOLD 2017]. Podsumowując, metoda termiczna umożliwia detekcję i analizę procesów erozji wewnętrznej i procesów filtracyjnych, z uwzględnieniem dokładnej lokalizacji miejsc przecieków.

Jako przykład opisanych powyżej zależności sprzężonego transportu ciepła i wody, na rysunku 1 przedstawiono wyniki symulacji zmienności pola termicznego w przekroju zapory ziemnej w zależności od stopnia rozwoju w nim sufozyjnego procesu erozyjnego. Ten przykład pokazuje, że im większe są wymiary geometryczne procesu erozyjnego lub jego obszar staje się bardziej przepuszczalny, tym bardziej nasilony jest transport ciepła w kierunku odpowietrznej części korpusu zapory i tym większe są zaburzenia tamże lokalnego pola temperatury.



Rys. 1. Pola termiczne przekroju zapory ziemnej w tym samym momencie czasowym dla identycznych obciążeń hydro-termicznych, przy różnej długości oraz różnych wartościach współczynnika filtracji warstwy erozyjnej, sufozyjnej [Radzicki, Bonelli 2012a].

Istnieją dwa rodzaje metody termicznej, pasywna i aktywna. W pasywnej analizowana jest naturalna temperatura gruntu. W przypadku monitoringu procesów filtracyjnych na długości budowli czujnikami liniowymi, interpretacja wyników w celu wykrycia przecieków wymaga zastosowania zaawansowanych modeli analizy sygnału oraz prowadzenia długotrwałych pomiarów. Na jej wyniki ma również charakter zmienności zewnętrznych obciążeń termicznych, jak również okres w roku, w którym realizowane są pomiary. Poważnym ograniczeniem tej metody są dwa okresy w roku powiązane z roczną sezonowością zmian temperatury, kiedy to kontrasty termiczne stref nasilonej filtracji zmniejszają się znacząco lub w ogóle zanikają w stosunku do temperatury tła, co uniemożliwia lub znacznie opóźnia wykrycie wystąpienia przecieku lub jego nasilenie [Aufleger i in. 2005; Artiere i in. 2007; Radzicki, Bonelli 2012b; Khan i in. 2014]. Natomiast w metodzie aktywnej dodatkowo wraz z czujnikiem temperatury umieszcza się w gruncie także zintegrowany z nim element grzejny. Następnie analizowana jest krzywa przyrostu temperatury ogrzewanego czujnika. Krzywe te są różne dla różnej wilgotności gruntu oraz dla różnych prędkości przepływu wody. Im większa wilgotność gruntu albo im większa prędkość filtracji, tym chłodzenie czujnika jest większe i przyrost jego temperatury w wyniku ogrzewania jest mniejszy.

Skalibrowane laboratoryjnie czujniki do metody aktywnej umożliwiają pomiar prędkości filtracji *in-situ* w gruncie poprzez porównanie krzywych temperatury pomierzonych w terenie z krzywymi kalibracyjnymi. W porównaniu do metody pasywnej, pojedyncze badanie metodą aktywną trwa zaledwie kilkadziesiąt minut, a jego wyniki są niezależne od zmienności zewnętrznych warunków termicznych i lokalnej temperatury gruntu. Pewnym ograniczeniem metody aktywnej jest, to że jej zastosowanie wiąże się z ogrzaniem czujnika temperatury, przez co metoda ta wymaga dostarczenia więcej energii niż metoda pasywna [Perzmaier i in. 2007; Radzicki i in. 2021].

Radzicki i in. [2021] szczegółowo opisał zalety oraz ograniczenia związane z zastosowaniem czujników światłowodowych do monitoringu budowli piętrzących. Technologia światłowodowa jest rekomendowana zwłaszcza do instalacji na nowo budowanych zaporach i wałach, kiedy to kable światłowodowe mogą być zainstalowane relatywnie niskim kosztem w budowlach w optymalnych lokalizacjach. Natomiast ich instalacja na istniejących budowlach ma znaczące ograniczenia.

Po pierwsze, istotne znaczenie ma relatywnie wysoki koszt instalacji systemu monitoringu światłowodowego na istniejącym obiekcie, jeśli planuje się nim objąć tylko krótką sekcję budowli, do kilkuset metrów długości. Ten koszt znacząco maleje wraz ze wzrostem długości monitorowanego odcinka do kilku kilometrów i więcej.

Po drugie, kable światłowodowe są instalowane za pomocą pługu kablowego lub instalowane w rowie, który następnie jest zasypywany. Te działania znacząco naruszają dotychczasową ciągłość warstw gruntowych i mogą prowadzić do rozwoju nasilonych procesów filtracyjnych i ścieżek erozyjnych.

Po trzecie, całkowity czas instalacji systemu monitoringu światłowodowego zabiera przynajmniej kilka tygodni. Często wymaga też użycia ciężkiego sprzętu i poprowadzenia dróg dojazdowych.

Te ograniczenia mają szczególne znaczenie, kiedy zachodzi konieczność monitoringu tylko krótkiej sekcji obiektu lub w szczególności, gdy trzeba przeprowadzić relatywnie tanie, szybkie w implementacji badania w celu dokładnej i wiarygodnej detekcji i oceny dynamiki rozwoju procesów filtracyjno-erozyjnych, aby podjąć optymalne decyzje remontowe. Takie podejście jest szczególnie istotne, kiedy przeciek już został wstępnie wykryty lub podejrzewa się jego obecność, a szczególnie, kiedy istnieje ryzyko pojawienia się lub rozwoju procesu erozyjnego. W tym przypadku oczekiwana do implementacji technologia pomiarowa powinna po pierwsze umożliwiać uzyskanie wiarygodnej i dokładnej informacji o procesach destrukcyjnych, po drugie być aplikowana w prosty i niekosztowny sposób oraz po trzecie nie stanowić zagrożenia dla obiektu z powodu jej instalacji. W związku z tym system monitoringu światłowodowego nie jest również stosowany w sytuacjach awaryjnych, np. pojawienia się przecieku, który intensywnie się rozwija [Radzicki i in. 2021]. Niekiedy do instalacji światłowodów na istniejących budowlach można wykorzystać ich remonty, obejmujące elementy budowli, przy których lub w których można zainstalować światłowód, np. przebudowę ekranu lub drenażu.

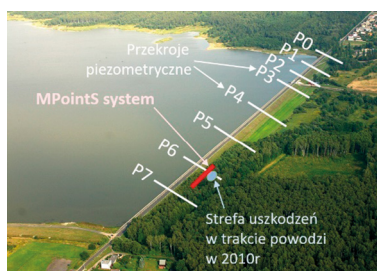
Jednakże, wymienione powyżej ograniczenia zastosowania kabli światłowodowych spowodowały, że autorzy artykułu nie mogli użyć tej technologii do monitoringu strefy nasilonej filtracji i przecieków, które pojawiły się na ziemnej zaporze Kozłowa Góra. Oprócz dość wysokich kosztów aparatury, szczególnym problemem było wysokie położenie krzywej nasycenia w części odpowietrznej korpusu zapory. Instalowanie w niej kabla światłowodowego mogłoby doprowadzić do rozwoju erozji wstecznej i przebicia hydraulicznego.

Niemożliwość zastosowania technologii światłowodowej spowodowała określenie cech aparatury pomiarowej, która byłaby wolna od ograniczeń kabli światłowodowych, a jednocześnie pozwalała na liniowy pasywny oraz aktywny termicznie monitoring procesów filtracyjnych, a zwłaszcza na detekcję przecieków. W konsekwencji rozwinięto technologię MPointS, która dotychczas była stosowana na trzech zaporach ziemnych w Polsce, jednej dużej zaporze na Ukrainie, wale kanału w Polsce oraz w Holandii w wale Morza Północnego [Radzicki, Stoliński 2019; Radzicki i in. 2021]. Jednakże, jej pierwsze zastosowanie miało miejsce właśnie na zaporze Kozłowa Góra i nie było dotychczas szerzej opisane. Temu tematowi poświęcony jest w szczególności ten artykuł. W rozdziale 2 opisano zaporę Kozłowa Góra i zaobserwowane tam problemy filtracyjno-erozyjne. Opis technologii MPointS oraz jej instalacji na zaporze przedstawiono w rozdziale 3. Rezultaty pomiarów wraz z omówieniem wyników umieszczono w rozdziale 4.

## **2. Zapora Kozłowa Góra i problemy filtracyjno-erozyjne**

Zapora ziemna Kozłowa Góra znajduje się na rzece Brynicy. Została wybudowana w latach 1933-1939, aby gromadzić wodę do celów wojskowych – zatopienia doliny poniżej zbiornika – do czego nigdy nie doszło. W związku z powojenną zmianą granic Polski zbiornik stracił swoje znaczenie wojskowe i od tego czasu jest wykorzystywany do zaopatrzenia w wodę i ochrony przed powodzią [Mazurczyk i in. 2010].

Zapora ma długość 1300 m oraz 8 m wysokości. Szerokość korony zapory, po której biegnie droga asfaltowa, wynosi 8 m. Typowy przekrój zapory pokazano na rysunku 4. Nasyp statyczny zapory czołowej wykonany został z materiału miejscowego o dużej różnorodności, jak okruchy skalne piaskowca i wapienia, piasku i piasku pylistego, przy czym ich rozmieszczenie nie było usystematyzowane podczas budowy. Podłoże zapory stanowią silnie przepuszczalne aluwialne utwory czwartorzędowe, piaski średnioziarniste przewarstwione żwirami o różnej miąższości dochodzącej lokalnie do 11 m, pod którymi znajdują się nieprzepuszczalne łupkowe warstwy karbońskie [Killar 2006].



Rys. 2. Widok zapory Kozłowa Góra z zaznaczeniem lokalizacji monitoringu liniowego czujnikami MPointS.

Elementem szczelnym zapory jest pochyły ekran iłowy w części odwodnej korpusu, o grubości 70 cm u podstawy i 18 cm w koronie. Ekran iłowy jest warstwą żwiru o grubości 1,60 m, jego dolna część obejmuje górną krawędź drewnianej ścianki szczelnej o długości 600 m zabitej w podłożu aluwialnym zapory. Skarpa odwodna zabezpieczona jest brukiem kamiennym o grubości 30-35 cm osadzonym na zaprawie cementowej. Skarpa odpowietrzna rozdzielona jest dwoma ławeczkami o szerokości 4,0 m oraz 2,0 m i obsiana trawą. W stopie odpowietrznej zapory znajduje się drenaż żwirowy z rurą drenażową w jego dolnej części. Woda odpływa z niego poprzecznymi rurami do rowu biegnącego wzdłuż zapory [Mazurczyk i in. 2010]. W zaporze czołowej zainstalowanych jest 8 przekrojów piezometrycznych, ponumerowanych od P0 do P7, w których zlokalizowano od 5 do 8 piezometrów. W każdym wykonuje się ręcznie, co dwa tygodnie, pomiary poziomu zwierciadła wody (rys. 3).



Rys. 3. Typowy przekrój zapory Kozłowa Góra z zaznaczeniem lokalizacji czujników MPointS w jej ławeczce odpowietrznej.

Strefą, gdzie zaobserwowano szczególnie istotnie nasilone procesy filtracyjno-erozyjne jest kilkudziesięciometrowy odcinek zapory wokół przekroju piezometrycznego P6, zaznaczony na rysunku 3. Repery zlokalizowane na koronie obiektu w tej strefie pokazały osiadania około 2 cm w czasie ostatnich 20 lat.

Sondowanie zagęszczenia gruntu w tej strefie, prowadzone z ławeczki po stronie odpowietrznej zapory, wykazało, że na głębokości występowania krzywej filtracji stan zagęszczenia gruntu w większości otworów był luźny oraz bardzo luźny w warstwie o miąższości od około 0,3 do 0,6 m. Poniżej tej strefy grunt w podłożu pod ławeczką jest średnio zagęszczony. W rowie opaskowym obserwowano wmywanie do niego gruntu od strony ławeczki odpowietrznej (rys. 4).

W trakcie jednej z największych odnotowanych w Polsce powodzi (2010 r.) poziom wody w zbiorniku przez kilkanaście dni utrzymywał się w pobliżu maksymalnej wysokości piętrzenia. W tym czasie w omawianej strefie nastąpiło nasilenie procesów filtracyjnych, które doprowadziły do lokalnego osunięcia się fragmentu ławeczki do rowu opaskowego (rys. 5).



Rys. 4. Wypłukiwanie gruntu do rowu opaskowego zapory [Mazurczyk i in. 2010].



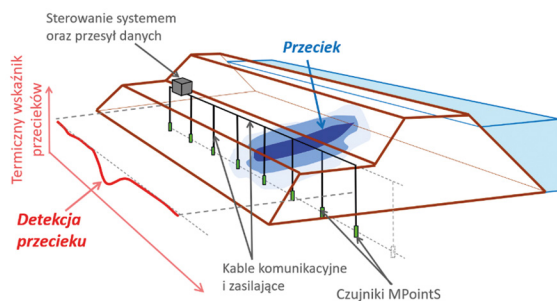
Rys. 5. Prowizoryczna naprawa uszkodzenia stopy odpowietrznej zapory z powodzi w 2010 r. [Mazurczyk i in. 2010].



### 3. Wielopunktowy system monitoringu termicznego procesów filtracyjno-erozyjnych

Głównym elementem Wielopunktowego Termicznego Systemu Pomiarowego (Multi-Point Thermal Measurement System – MPointS) są pasywno-aktywne czujniki termiczne, wbijane bezwypokopowo w grunt, w ciągu – kolejno obok siebie. Czujniki MPointS mogą być zamontowane w dowolnej konfiguracji przestrzennej. W szczególności używa się ich, aby stworzyć quasi-ciągłą czujnikową linię monitoringu przecieków na długości badanej budowli piętrzącej, jak zapora lub wał, tak jak przedstawiono to na schemacie na rysunku 6. Jednakże, czujniki MPointS można zainstalować także jako dwa lub więcej profile pomiarowe, poziomo lub pionowo, tworząc z nich quasi dwuwymiarowe płaszczyzny pomiarowe [Radzicki i in. 2021]. Gęstość przestrzennego rozłożenia czujników dostosowana jest indywidualnie do każdego obiektu, w tym do parametrów gruntu oraz potencjalnych scenariuszy rozwoju procesów filtracyjnych i erozyjnych. Umożliwia to optymalizację kosztów systemu przy jednoczesnym zachowaniu quasi-ciągłości pomiarów w przestrzeni.

Czujniki instaluje się z powierzchni do głębokości kilku metrów przy użyciu lekkich wiertnic i młotów, bez konieczności stosowania ciężkiego sprzętu instalacyjnego. Czujniki MPointS charakteryzują się małą średnicą. Ich instalacja pozostawia niewielkie otwory w gruncie, które są uszczelniane poprzez wypełnienie ich bentonitem. W konsekwencji instalacja czujników nie powoduje nieciągłości i rozszczelnień warstw szczelnych podłoża ani generalnie rozluźnień podłoża. Nie tworzy zatem uprzywilejowanych dróg filtracji mogących prowadzić do rozwoju procesów erozyjnych, w szczególności przebić hydraulicznych [Radzicki i in. 2021].



Rys. 6. Schemat systemu pomiarowego i liniowego rozłożenia czujników termicznych MPointS wzdłuż budowli piętrzącej celem quasi-ciągłego monitoringu przecieków [Radzicki i in. 2021].

Jedną z unikatowych cech technologii MPointS są pasywno-aktywne czujniki termiczne. W czujniku zamontowany jest sensor temperatury zintegrowany z układem grzejnym. W konsekwencji technologia ta pozwala zarówno na pomiary naturalnych temperatur w gruncie, tj. na tzw. badania pasywne, jak również na wykonywanie pomiarów aktywnych, tj. podgrzewania i auto-chłodzenia czujnika wraz z pomiarem jego temperatury [Radzicki i in. 2021].

Czujniki MPointS są kalibrowane w laboratorium dla aktywnych pomiarów termicznych, umożliwiając w ten sposób badania prędkości przesiąkania *in-situ*. Krzywe temperaturowe cykli nagrzewania i chłodzenia czujników MPointS są rejestrowane dla różnych prędkości filtracji. Połowe pomiary temperatury w badaniu termo-aktywnym porównuje się z zarejestrowaną bazą danych laboratoryjnych aktywnych pomiarów termicznych w celu określenia prędkości filtracji [Radzicki i in. 2021].

Czujniki MPointS zużywają tylko niewielką ilość energii w trybie aktywnym w porównaniu do kabla światłowodowego. Co więcej, w przeciwieństwie do światłowodów, czujniki MPointS mogą być włączane selektywnie, np. tylko wzdłuż wykrytej strefy wycieku, co generuje znaczące zmniejszenie zapotrzebowania na energię [Radzicki i in. 2021].

Czujniki MPointS zostały zainstalowane w ławeczce odpowietrznej, w jednej linii, na 140-metrowym odcinku wzdłuż zapory Kozłowa Góra. Lokalizację linii czujników wzdłuż zapory zaznaczono na rysunku 2. Obejmuje ona monitoringiem obszar wokół przekroju piezometrycznego P-6 oraz znaczny odcinek zapory pomiędzy przekrojem P-6 i P-7. W tym obszarze wystąpiły w trakcie powodzi w 2010 r. opisane wcześniej uszkodzenia z powodu intensywnej filtracji. Na całym odcinku czujniki zostały rozmieszczone co 1 m (rys. 6), tworząc liniowy system monitoringu przecieków quasi-ciągły na długości zapory. Czujniki umieszczono na głębokości 2,5 m. Ich lokalizację w przekroju zapory zaznaczono na rysunku 3.

Montaż czujników MPointS oraz pozostałego oprzyrządowania systemu monitoringu, umożliwiającego zasilanie, sterowanie pomiarami i przesył zdalny danych, zajął niecałe dwa dni. Biorąc pod uwagę, że była to pierwsza, pilotażowa instalacja tej technologii oraz, że istnieje możliwość zwielokrotniania zespołu instalacyjnego proporcjonalnie do długości odcinka, można stwierdzić, że technologia ta jest szybko i łatwo aplikowalna.

#### **4. Rezultaty i dyskusja**

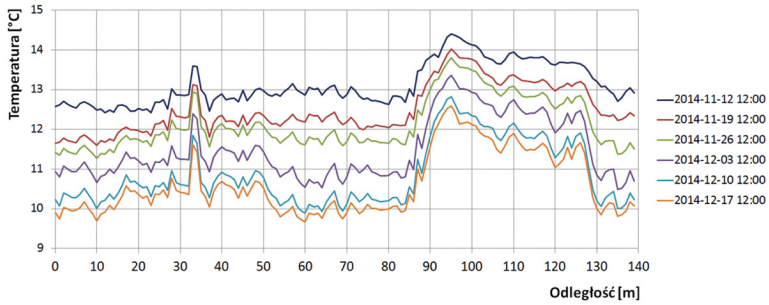
Rysunki od 7 i 8 prezentują wyniki pomiarów wykonanych w listopadzie i grudniu 2014 r. czujnikami MPointS na głębokości 2,5 m, których układ i lokalizację na zaporze Kozłowa Góra opisano w poprzednim rozdziale. W celu czytelniejszej wizualizacji zmienności pomiarów, przedstawiono serie pomiarów wykonane co siedem dni o stałej porze.

Na rysunku 7 znajdują się wyniki pomiarów naturalnej temperatury gruntu, wykonanych na długości zapory przez czujniki MPointS tuż przed rozpoczęciem pomiaru termo-aktywnego. Widać tu pewne zaburzenia temperatury w strefach 32 m do 36 m oraz od 88 m do 127 m, gdzie wartości są istotnie wyższe w porównaniu do pozostałych odcinków monitorowanej strefy. W opisywanym przypadku zaburzenia te pokrywają się z opisanymi poniżej strefami nasilonej filtracji, zidentyfikowanymi jednoznacznie metodą termo-aktywną. Wtórnie pozwala to zinterpretować zaburzenia naturalnego pola temperatury jako spowodowane nasiloną filtracją. W standardowej analizie pomiarów temperatury naturalnej, zaburzenia naturalnego pola temperatury nie pozwalają w oczywisty sposób przypisać ich powstania natężonym polom filtracji. Wiarygodne potwierdzenie takiej hipotezy wymaga prowadzenia

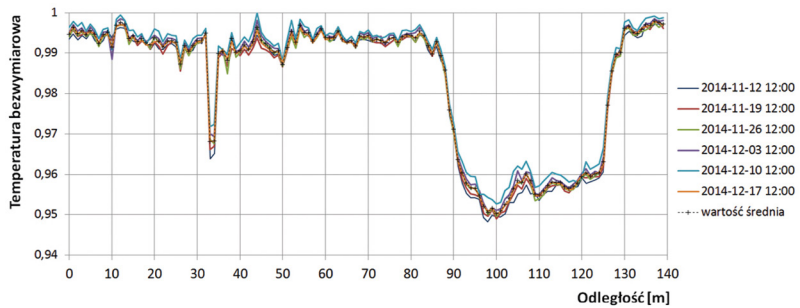
długotrwałych pomiarów temperatur naturalnych gruntu oraz wykorzystania do ich analizy zaawansowanych modeli analizy sygnału. Daje to to jednakże i tak wyniki wyłącznie określające przebieg stref filtracji oraz jakościowe różnice ich natężenia, ale nie pozwala na określenie prędkości filtracji [Artieres i in. 2007; Radzicki, Bonelli 2012a; Khan i in. 2014]. Co więcej, analizując wartości lokalnych wzrostów temperatury naturalnej w strefach 32 m do 36 m oraz od 88 m do 127 m widać, że dla kolejnych pomiarów wzrosty te mają coraz mniejsze wartości. Jest to związane z sezonową zmiennością temperatur, która jak wspomniano we wcześniejszych rozdziałach może generować zanikanie kontrastu termicznego między strefą przecieku a temperaturami otaczającego ją gruntu w pewnych okresach roku i generować wysokie ryzyko jego niewykrycia nawet przy istotnym jego nasileniu. Dlatego też do monitoringu procesów filtracyjnych wzdłuż budowli ziemnych piętrzących rekomenduje się stosowanie zwłaszcza metody termo-aktywnej niezależnej od rozkładu i wartości temperatury naturalnej w budowli piętrzącej i/lub w jej podłożu.

Rysunek 8 prezentuje zestawienie wyników serii pomiarów termo-aktywnych. W trakcie każdego pomiaru termo-aktywnego wszystkie czujniki MPointS były jednocześnie i jednokowo podgrzewane zintegrowanymi z nimi mikrogrzałkami na całej długości odcinka pomiarowego. Wyniki pomiarów termo-aktywnych są wyrażone w wartości temperatury bezwymiarowej, jako stosunek maksymalnej temperatury pomierzonej przez dany czujnik w trakcie pojedynczego badania w stosunku do maksymalnej temperatury odnotowanej w ciągu wszystkich pomiarów ze wszystkich czujników. Badanie to jest niezależne od wartości i zmienności temperatury naturalnej obiektu i daje jednoznaczną informację o miejscach przecieków.

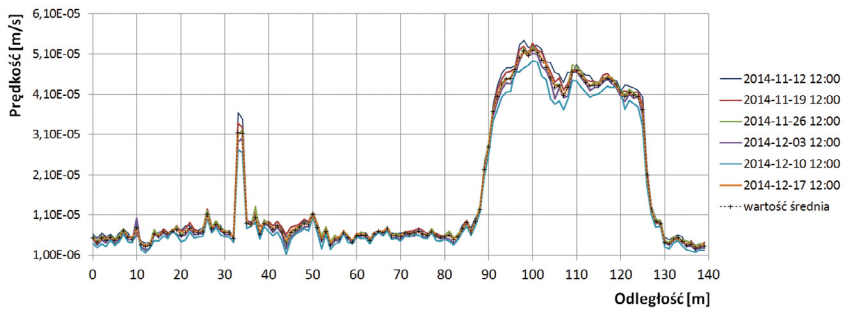
Procesy filtracyjne miały miejsce na całej długości oprzyrządowanego odcinka na głębokości 2,5 m, na której były umieszczone czujniki. W dwóch strefach od 32 m do 35 m oraz od 89 m do 127 m widoczne są znacząco niższe wartości temperatury bezwymiarowej w porównaniu do pozostałych stref monitorowanego odcinka. Wskazuje to na większe nasilenie filtracji w tych dwóch strefach. Jest to informacja jakościowa. Cenniejszą, informację ilościową uzyskuje się poprzez porównanie krzywych grzania z pomiarów z bazą krzywych grzewczych skalibrowaną laboratoryjnie dla różnych prędkości filtracji. Strefą najintensywniejszej filtracji jest strefa 89 m do 127 m, gdzie jej prędkości mieszczą się w zakresie od  $4,1 \cdot 10^{-5}$  m/s do maksymalnie  $5,4 \cdot 10^{-5}$  m/s. Prędkości te są znacznie mniejsze niż wartość prędkości krytycznej 2 cm/s charakteryzującej możliwość rozwoju procesu erozji. Prędkość tą wskazał Fry [2012] w swojej publikacji podsumowującej wyniki dotychczasowych badań erozji wewnętrznej. Pomiarów termo-aktywnych czujnikami MPointS na zaporze Kozłowa Góra były realizowane przy znacznie obniżonym zwierciadle wody w stosunku do wielokrotnych wcześniejszych wyższych stanów wody w zbiorniku. Oznacza to, że procesy erozyjne, których skutki obserwowane na zaporze opisano w rozdziale 2, zachodziły prawdopodobnie głównie w przeszłości, w szczególności w trakcie wezbrań, zwłaszcza kiedy wypełniana była pojemność rezerwy powodziowej zbiornika i znacząco podnosił się jego poziom. Powodowało to także, odnotowane w pomiarach piezometrycznych w tych okresach, istotnie wyższe poziomy położenia krzywej filtracji w korpusie zapory oraz wynikające z tego większe prędkości filtracji.



Rys. 7. Pomiar naturalnej temperatury gruntu w ławeczce odpowietrznej mierzone w południe czujnikami MPointS zlokalizowanymi na głębokości 2,5 m wzdłuż odcinka zapory Kozłowa Góra.



Rys. 8. Wyniki badań metodą termo-aktywną w ławeczce odpowietrznej wykonane czujnikami MPointS zlokalizowanymi na głębokości 2,5 m wzdłuż odcinka zapory Kozłowa Góra.



Rys. 9. Prędkości filtracji określone z zastosowaniem metody termo-aktywnej dla pomiarów termo-aktywnych czujnikami MPointS zlokalizowanymi na głębokości 2,5 m wzdłuż odcinka zapory Kozłowa Góra.

W trakcie trwania opisywanych badań (2014 r.) na monitorowanym odcinku zapory zmienność prędkości filtracji w czasie była niewielka. Koresponduje to z małą zmiennością poziomów zwierciadła wody w zbiorniku w tym okresie.

## 5. Podsumowanie

Pierwsze w Polsce zastosowanie metody termicznej do analizy procesów filtracyjno-erozyjnych potwierdziło znaną z literatury światowej wysoką skuteczność tej metody i wiarygodność jej wyników. Szczególnie istotną cechą metody termicznej jest możliwość szybkiej detekcji przecieków metodą termo-aktywną wraz z pomiarem *in-situ* prędkości filtracji, w sposób liniowy, na długości budowli. Wykonane badania zweryfikowały również pozytywnie innowacyjną technologię MPointS, którą zastosowano po raz pierwszy do monitoringu termicznego. Udowodniono że, pozwala ona na prostą i szybką instalację czujników na istniejącej ziemnej budowli piętrzącej. Zapewnia ona także ciągłość monitoringu na długości budowli piętrzącej, a przede wszystkim umożliwia zastosowanie zarówno pasywnej, jak i aktywnej metody termicznej do analizy procesów filtracyjnych.

Na zaporze Kozłowa Góra metoda termiczna pozwoliła rozróżnić strefy natężenia filtracji na długości monitorowanego odcinka, wykryć dwie strefy natężonej filtracji oraz przede wszystkim zmierzyć prędkości filtracji *in-situ*. W okresie implementacji metody pomierzone wartości prędkości były znacząco niższe od prędkości krytycznych wywołujących proces erozyjny. Można przypuszczać, że nasilenie procesów erozyjnych, których efekty obserwowano w poprzednich latach na zaporze, miało miejsce zwłaszcza w okresach wcześniejszych, kiedy normalny poziom piętrzenia był utrzymywany na wyższym poziomie oraz zwłaszcza w trakcie wezbrań wypełniających pojemność powodziową zbiornika zapory.

## Literatura

- Artieres O., Bonelli S., Fabre J.P., Guidoux C., Radzicki K., Royet P., Vedrenne C., 2007, Active and passive defences against internal erosion, [w:] Assessment of the Risk Internal Erosion of Water Retaining Structures: Dams, Dykes and Levees, Intermediate Report of the European Working Group of ICOLD, Meissner Druck GmbH, Oberaudorf, 235-244.
- Aufleger M., Conrad M., Perzlmaier S., Porras P., 2005, Improving a FO tool for monitoring leakage, HRW, 9, 18-23.
- Aufleger M., Sthrobl T., 2000, Fibre optical temperature measurement in dam monitoring – four years of experience, [w:] 20<sup>th</sup> International Committee on Large Dams Congress, CRC Press, 4-22.
- Bear J., 1972, Dynamics of Fluids in Porous Media, Elsevier, New York, 764 s.
- Beguín R., 2011, Etude multi-échelle de l'érosion de contact au sein des ouvrages hydrauliques en terre, PhD report, Grenoble University, 320 s.
- Courivaud J.R., Pinettes P., Guidoux C., Fry J.J., Beck Y.L., 2011, Fiber optics based monitoring of levees and embankment dams, [w:] 31<sup>st</sup> Annual United States Society on Dams Meeting, 11-15 kwietnia 2011, San Diego, California, 1561-1577.

- Dornstädter J., Huppert F., 1998, Thermische Leckortung an Trogbaugruben mit tiefliegenden Sohlen, [w:] Deutsche Gesellschaft für Geotechnik, e.V Essen, 179-187.
- Fry J.-J., 2012, How to prevent embankments from internal erosion failure?, [w:] International Symposium on Dams for a changing world, 5 czerwca, Kyoto, Japan.
- ICOLD, 2017, Internal Erosion Of Existing Dams, Levees and Dikes, and their Foundation, ICOLD Bulletin no. 164, CRC Press, Paris.
- Khan A.A., Vrabie V., Beck Y., Mars J.I., Urso G.D., 2014, Monitoring and early detection of internal erosion: Distributed sensing and processing, Structural Health Monitoring, 13 (5), 562-576, DOI: 10.1177/1475921714532994.
- Mazureczyk A., Gamdzyk J., Wilk T., Jankowski W., 2010, Zapora Kozłowa Góra: 5 letnia ocena stanu technicznego i bezpieczeństwa budowli hydrotechnicznych, 2005-2010, raport.
- Perzłmaier S., Aufleger M., Dornstadter J., 2007, Detection of internal erosion by means of the active temperature method, [w:] Assessment of the Risk of Internal Erosion of Water Retaining Structures: Dams, Dykes and Levees, 7<sup>th</sup> European Club Dam Symposium, 17-19 września 2007, Freising, Germany, Technical University of Munich, 114, 193-207.
- Radzicki K., 2009, Analyse retard des mesures de températures dans les digues avec application à la détection de fuites, PhD report, AgroParisTech, Paris, 175.
- Radzicki K., Bonelli S., 2010, A possibility to identify piping erosion in earth hydraulic works using thermal monitoring, [w:] 8<sup>th</sup> ICOLD European Club Symposium, 22-25 września 2010, Austria, 618-623.
- Radzicki K., Bonelli S., 2012a, Monitoring of the suffusion process development using thermal analysis performed with IRFTA model, [w:] 6<sup>th</sup> ICSE, 27-31 sierpnia 2012, Paris, 593-600.
- Radzicki K., Bonelli S., 2012b, Physical and parametric monitoring of leakages in earth dams using analysis of fibre optic distributed temperature measurements with IRFTA model, [w:] 24<sup>th</sup> ICOLD Congress, 6-8 czerwca 2012, Kioto, Japan, 93-112.
- Radzicki K., Gołębowski T., Ćwiklik M., Stoliński M., 2021, A new levee control system based on geotechnical and geophysical surveys including active thermal sensing: a case study from Poland, Engineering Geology, 293, DOI: 10.1016/j.enggeo.2021.106316.
- Radzicki K., Stoliński M., 2019, Detekcja strefy nasilonego przepływu wody w podłożu holenderskiego wału morskiego metodą termo-aktywną, [w:] Monitoring i bezpieczeństwo budowli hydrotechnicznych, J. Winter, A. Wita, P. Popielski, E. Sieński (red.), IMGW-PIB, Warszawa, 205-214.



# OMÓWIENIE WYBRANYCH, NOWOCZESNYCH METOD MODERNIZACJI WAŁÓW PRZECIWPOWODZIOWYCH

## THE APPLICATION OF CERTAIN MODERN METHODS FOR UPGRADING LEVEES

Krzysztof RADZICKI, Politechnika Krakowska, Wydział Inżynierii Środowiska i Energetyki

Remy TOURMENT, INRAE. z o.o., France

Janusz ZALESKI, KPZK PAN

### **Abstract**

Levees are common flood protection structures utilized in many countries, including in Poland and France, with a total length of several thousand kilometres in both countries. Proper design of a levee upgrade is a multi-criteria engineering challenge, including hydraulics, geotechnical, civil engineering, hydrogeologic, and geomorphologic considerations. New technical solutions for upgrading levees have been developed since 2000 to increase levee robustness, as well as to minimize the cost of retrofits. There are three main problems with historical levees, indicating that the stability of existing levees is often not sufficient for the modern era. First, the effects of climate change are resulting in larger, higher and longer-lasting floods that put higher hydraulic stresses on the levees. Second, evidence of progressive ageing of a large number of these structures indicates that at some point in time, they were poorly maintained. Third, over the past two decades, many countries have suffered major flood losses due to levee failures.

New and modern technical standards and solutions are developed primarily at the basic level by levee managers, engineering companies, construction companies or research institutions for particular levees. After which, the proposed solutions are verified and adopted on a national level by individual countries. Review and comparison of alternative retrofit solutions, as well as the transfer of technical knowledge between countries and the creation of a worldwide catalog of the best solutions is one of the tasks of the ICOLD Technical Committee on Levees, of which the authors of this article are members. Based on these experiences and the collected knowledge, this article presents the most basic principles and modern technical solutions that must be considered when designing a levee upgrade. A few detailed examples of modern solutions for levee upgrades, taking into account in those used in Poland and France, are also discussed.

### **1. Introduction**

Since 2000, and especially in the last decade, there has been a significant development in the area of levee safety and management. Numerous research and development projects and implementation works have been carried out. International working teams have been set up to collect transnational best practices in the construction, safety and management of levees and, based on them, propose guidelines describing them.

One of the important international working teams prepared over a 1,350-page document *The International Levee Handbook* [CIRIA 2013]. It offers international best practices about



levees based on knowledge and experience up to 2013, from six countries in one single, comprehensive and consistent handbook. The guidelines are free and available online (<https://www.ciria.org/ILH>).

Another significant international team of experts is the Levees and Flood Defences Working Group of the (LFD WG) (<https://lfd-eurcold.inrae.fr/>). It is operating under the European Club of ICOLD (The International Commission On Large Dams). It was officially created during the meeting of the European Club in the Stavanger congress of ICOLD in June 2015. Its terms of reference were updated in the 2018 ICOLD congress in Vienna, as the new Technical Committee on Levees of ICOLD (TC LE) was started. The roles for the LFD WG are now:

- To act as the European level Backing Group to the new ICOLD TC on levees, which will identify issues of importance to European practitioners that should be promoted to ICOLD, including technical, governance and policy issues.
- To provide a European Community of Practice on levees (including engineers, managers, researchers, authorities), which will also act as a counterpart to the US Levee Safety Coalition.
- To provide a vehicle for collation of issues for research and support for national and European level funding of such research.
- To provide a vehicle for exchanging and disseminating news and views with regard to levee research and practice, including via workshops, the existing website and a regular newsletter.

Membership is open to all individuals who are members of National Committees belonging to the European Club, with agreement from their respective National Committee. Members of EUCOLD LFD WG from a given country will maintain close relations with the national members and the national backing group of ICOLD LE TC (when applicable). Guest contributions from non-members is be allowed when this has significant added value.

Currently, the TC LE is completing several years of work on two important guidelines which will be issued as ICOLD bulletins: *Levees and flood defences across the world – characteristics, risks and governance* and *Comparison of dams and levees – similarities, differences and recommendations*.

The authors of this article are also members of both LFD WG and TC LE. Taking into account their work in these international working teams, as well as their individual experiences from projects and works at the national level carried out in Poland and France. In this article they present some technical solutions and standards for the upgrade of levees to increase their resistance and durability, as well as to minimize the costs of implementing such works.

There are four groups of activities related to maintaining or improving the condition of the existing levees. These are:

- 1) Periodic, usually annual, maintenance activities, such as mowing grass, repair of minor damage, e.g. Small animal burrows, with such maintenance taking place outside the flood period.

- 2) Emergency interventions to locally protect and/or strengthen the levee in the case of local significant deterioration or high risk of its deterioration. Such actions may take place outside a flood period, but they are particularly common during floods with the risk of an imminent levee safety threat. Interventions are usually urgent and carried out in a relatively short period of time due to the need for a quick response in order to prevent further significant progression of levee deterioration or failure
- 3) Repairs, or retrofitting following an assessment or risk analysis having found the levee condition under required performance, the purpose of which is to restore the condition of the levee to its previous state after degradation or damage to the levee without significantly changing its construction parameters.
- 4) Upgrades of the levee aimed at improving the condition and safety of the levee by changing or adding additional construction solutions (i.e. crest raising, adding spillway sections, etc.).

Relatively often, repairs and levee upgrades are carried out as one activity. After being damaged, for example during a flood, and/or after many years of deterioration and degradation of its condition, the levee must be repaired. However, because the methods of historical levee construction may have changed, upgrade projects often may actually result in a need for a full reconstruction of an existing levee.

Information about the condition of a structure influences decisions related to the type and scope of local emergency interventions to protect the levee, to carry out repairs or upgrades, to determine their necessity and, if necessary, to prioritize their implementation. In the case of repairs and upgrades, this information also influences decisions about the moment of their implementation over a longer period of time, often on a multi-year time scale.

A performance assessment, a diagnosis of the causes of deteriorations, a full risk analysis (see ILH Chapter 5 in CIRIA 2013), all based on multiple sources of information, allow to obtain this information on the condition of the levee. Among all these sources of information, some specific investigations usually have to be conducted during an assessment, diagnosis or risk analysis process.

Identifying destructive processes, the way they interact [Van et al. 2022] and determining their location and dynamics and their characteristic parameters (for example, in the case of a leak, its velocity) and their trend and dynamics of development is of fundamental importance when deciding on the undertaking, timing and scope of the actions listed above.

## **2. Basic principles and modern technical solutions used when designing a levee upgrade**

Preparation of a levee upgrade project is a demanding task of hydrotechnical engineering art. It consists of a series of successive steps:

- Hydrological and hydraulic modelling of possible floods of different probabilities and, according to the specific river, different types of floods.

- Assessment of the local conditions of the levee's surroundings and identification of possible threats to the levee (for example, the occurrence of river bank erosion that may wash away the levee's toe) or the interaction of the levee with its surroundings (for example, the impact of a cut-off wall on the flow of groundwater to the river).
- Evaluation of the levee's technical condition based on surveys and all existing documentation including available information related to long-term observations and monitoring. This evaluation must take into consideration both body and subsoil of the levee.
- Carrying out a risk analysis [Tourment et al. 2014] relating the technical condition of the levee, the most likely scenarios of threats and failures and the required level of flood protection of the area protected by the levee. Such analysis is often carried out in France [Deniaux et al. 2018], taking into account the hydraulically consistent levee system it belongs to, the different flood sources and the protected area value and vulnerability. These risk analyses result in a presentation of: the performance of the system in terms of protection, the different possible failure modes and their location as well as the consequences of the resulting flooding of the protected area. In Poland, these risk analyses are included, among others, in the division of levees into four classes of importance. The main parameter classifying to a given importance class is the area of land protected by the levee against a flood with 1% probability of occurrence. The higher the class of the levee, the higher the structure requirements and hydraulic loads for which the safety of the upgrade solution is verified. However, the levee in Poland must be classified in the highest I class always if their destruction can have catastrophic consequences for agglomerations and monuments as well as for industrial plants of fundamental importance to the economy. The established class III and IV should be upgraded to a higher class when damage to the levee may threaten inhabited areas or areas of intensive agricultural cultivation.
- Design of one or more preliminary conceptions of the levee's modernization.
- Analysis of preliminary conceptions of the levee's modernization, inter alia, in terms of technical possibilities of implementing a given solution in connection with the cost and time of construction works.
- Model analysis, in particular with the use of numerical models of preliminary design of the levee's modernization, allowing to check the correctness of the adopted parameters and to optimize the solutions (e.g., selection of the optimal depth of the cut-off wall in subsoil).
- Selection of the final levee upgrade solution and justification by model analysis of the performance and stability of the designed project.

There are numerous technical conditions that should be considered when planning a levee upgrade. The basic ones are [Borys 2006; Borys, Mosiej 2006, CIRIA 2013; CFBR 2015, 2021]:

- A. If a design flood fits with the required reserves between the levees.
- B. Minimal required safe elevation of the levee crest above the design water level.

- C. Minimal required safe elevation of the upper edge of the waterproof element in the levee body above the design water level.
- D. Minimal required global and local stability of the levee in relation to unsteady variability of hydraulic loads during flood wave passage. In particular, the possibility of losing the stability of the landside slope of the levee during the rising limb of the flood wave and the passage of high-water levels, and the loss of stability of the waterside slope of the levee when the water levels recede in the river.
- E. Hydraulic impact of the waterproof element, drainage and landside bench if they are planned to be installed in the levee body on:
- location and evolution of the saturation curve in the levee body. The landside end of the saturation curve must not touch the levee's landside slope. The saturation curve must fit completely within of the body of levee to prevent the risk of backward erosion development;
  - velocity of seepage which outflows from the subsoil on the landside surface. This velocity cannot exceed the critical velocity that may develop the internal erosion process.
- F. Hydraulic impact of the presence and the depth of the waterproof element in the levee's subsoil on:
- position of the saturation curve in the levee body;
  - velocity of seepage which outflows from the subsoil on the landside surface;
  - total amount of water that flows out of the landside surface during the design flood;
  - uplift pressure acting on the tight elements in the top layer of the subsoil in or near the landside toe of the levee. This applies in particular to a sealed layer of cohesive soil, which is often present in river valleys and which can be located at the top of permeable alluvial soil.
- G. Protection of the drainages or ditches located close to landside toe of the levee against the backward erosion process, for example, with geotextile, and in the case of a ditch, with geotextile weighted with, for example, openwork slabs.
- H. Verification of the existence of depressions or holes in the field near the landside of the levee, and/or discontinuities of sealed layer of cohesive soil, which is often present in river valleys and located at the top of permeable alluvial soil, on levee safety.
- I. Continuity of groundwater flow to the river in the subsoil of the levee during a period without flooding. This is usually carried out by not completely closing the permeable zone in subsoil with a waterproof element if it exists and leaving a seepage window below it.
- J. Verification of the presence of old meanders or postglacial crevasses or other zones of high permeability or low soil strength in the subsoil under the levee and the need to completely cut off the seepage path in the subsoil with a tight element in such locations.
- K. Resistance of levee or all the system against overtopping [Cheetham et al. 2015].
- L. If there is a wall on the levee crest or such a wall is planned to be installed, its resistance to water pressure and wave impact (if applicable) should be checked. Moreover, special attention should be paid to protecting the land surface of the levee against external erosion in the event of water overflowing at this wall.

- M. Resistance of a levee's waterside slope, and particularly its waterside toe, against external erosion due to water flow in the river along the levee.
- N. Risk of scour development close to the waterside toe of the levee.
- O. Risk of destruction of the waterside toe of the levee by bank erosion if the river bank is nearby, especially if it is a convex bank on a river bend.
- P. The impact of the presence of trees growing on or near the levee on the safety of the levee.
- Q. Protection of the levee slopes, especially the waterside slope, against the creation of burrows by animals.
- R. Presence of any pipe, concrete or steel structures that cross the levee and protection against internal erosion at those structures along the contact zone with the surrounding soil.
- S. Verification of seismic stability in regions with seismic risk, including liquefaction analysis.

The final selection of technical solutions for levee upgrades depends on the results of the analysis of the above-mentioned conditions. These solutions may include one or more of the following activities [Borys 2006; Borys, Mosiej 2006; CFBR 2021; CIRIA 2013]:

1. Eventual correction of the levee alignment.
2. Increasing the elevation of the crest of levee. It can be affected by:
  - a) increasing the crest of the levee and maintaining the existing slope angles, which results in proportional widening of the levee width;
  - b) installing a wall on the crest of the levee, either a permanent or movable wall (temporarily installed during floods);
  - c) mixed solutions, for example installing a wall on the crest of the levee and partially increasing the crest of the levee only on the landside of this wall together with the extension of the landside of the levee base.
3. Compaction of selected zones in the subsoil and/or in the body of the levee.
4. Replacement of a part of the soil in the levee's body.
5. Reinforcement of part of the soil in the body of the levee by changing its composition, for example by mixing the existing soil with quicklime.
6. Installation of a new or additional waterproof element in the body of the levee and in its subsoil, if the subsoil is too permeable:
  - a) wide, diagonal waterproof element made of cohesive soils in the upstream slope of the levee, below it a vertical waterproof element in the ground (Fig. 1a);
  - b) diagonal waterproof screen on the levee's landside slope, under it a vertical waterproof element in the subsoil (Fig. 1b);
  - c) diagonal waterproof screen hidden in the landside slope of the levee, under it a vertical waterproof element in the subsoil (Fig. 1c);
  - d) a vertical waterproof element made from the crest of the levee and, if necessary, also extended into the subsoil of the levee (Fig. 1d).
7. Reducing the inclination of the levee's waterside slope and/or landside slope

8. Adding a bench to the slope of the levee on its landside and/or waterside.
9. Adding a diagonal wide drainage layer with a filter protecting against backward erosion to the landside slope of the levee, which at the same time adds additional weight to this slope of the levee (Fig. 2).
10. Installation of the drainage system in the landside toe of the levee or vertical drainage in the central part of the levees body with safe outflow of water from outside the landside surface of the levee
11. Installation of vertical drainage in the subsoil of the levee (Fig. 3).
12. Construction of a trench along the landside toe of the levee, necessarily with the protection against backward erosion processes.
13. The application of geotechnical reinforcements in the levee's body or in the subsoil at the land or water toe of the levee, for example, a geotube or geotextile mattresses, geogrids or other types of reinforcements.
14. Reinforcement of the surface of the water and/or landside slope of the levee.
15. Construction of additional reinforcements of a bank of the river located near the waterside toe of the levee.

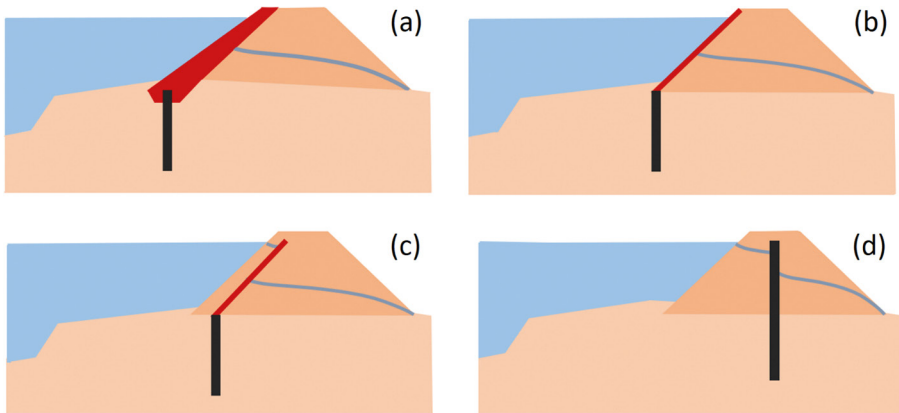


Fig. 1. Typical locations and types of waterproof elements in the levee's body and/or in its subsoil.

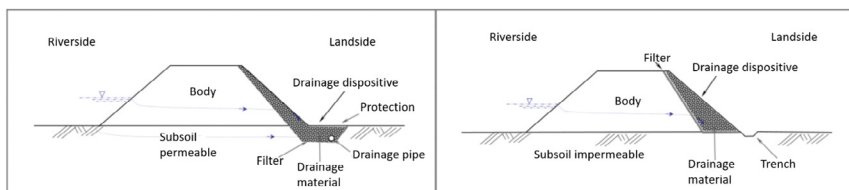


Fig. 2. Additional stabilizing and drainage berm on landside slope [CFBR 2021].

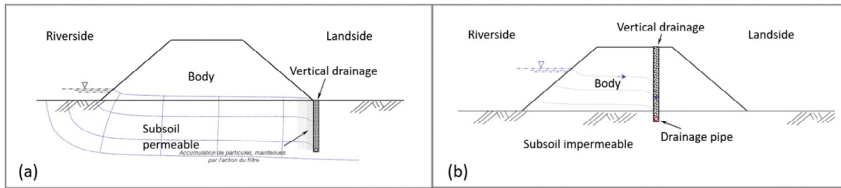


Fig. 3. Vertical drainages in the body (a) or in the landside toe of the levee (b) [CFBR 2021].

### 3. General view on French and Polish levee upgrading practices

Figure 4 presents typical methods of levee reinforcement in Poland recommended to be applied [Borys 2006; Borys, Mosiej 2006; Radzicki 2011]. First method (Fig. 4a) uses a waterproofing layer of geomembrane or composite of geotextile and bentonite. This layer is located diagonally below the waterside slope of the levee. If the foundation of a levee is permeable, a vertical waterproof element is installed and connected with the waterproofing layer. This solution of reinforcement requires important earth works in the zone of the waterside part of levee body, however it allows for deeper installation of a waterproof element in the foundation, if necessary. The second method of levee reinforcement (Fig. 4b) is based on the installation of a vertical waterproof element in the body of the levee from the crest of this levee. If the foundation is permeable, this element is also extended into the foundation. Before installation of waterproof elements, the body of the levee is usually compacted. Waterproof elements are always installed in the body of the levee for new or modernized levees. An additional berm, either with or without a road, could also be constructed to improve stability and/or to extend the seepage path. If necessary, drainage is also installed in the berm. However, that is rarely the case. The most common technical solution applied is constructing steel anti-beaver mesh on the waterside slope.

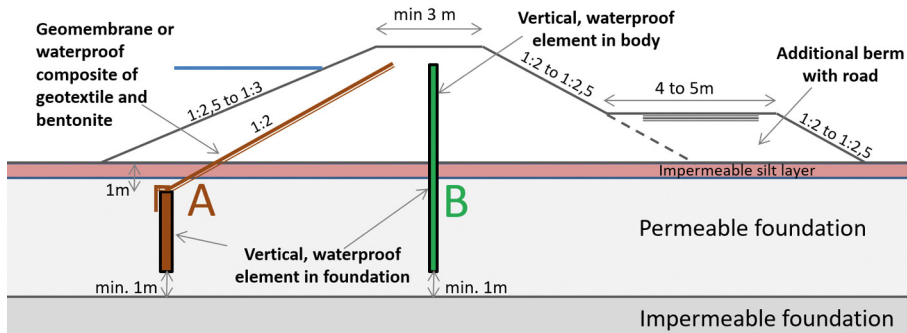


Fig. 4. Typical methods of levee reinforcement in Poland.

In Poland vertical, waterproof elements are constructed commonly by adopting sheet piles, Deep Soil Mixing Column (DSMC) method and Continuous Deep Soil Mixing (CDSM) method with trencher application.

In France it is recommended, and now almost mandatory, to conduct a detailed condition assessment and identification of failure modes (possible for levees still standing or the ones that already happened on a damaged levee) in order to identify the functions to prevent these failure modes: sealing, drainage, filtration, stability, and then choose a technique that can fulfil all necessary functions. In France, in the French overseas territories and in former French colonies, upgrades of levees are often carried out by installing all types of waterproof (sealing) elements which are presented in Figure 1 in the levee's body and/or in its subsoil. There are many techniques to install cut-off walls, like sheet piling, diaphragm walls made from bentonite and cement or different soil mixing techniques. Often, levees are also strengthened by applying an additional draining layer to the landside slope of the levee as it is shown in Figure 2. Figure 3 shows a less frequently used solution in France, as it is much more difficult to implement, which is the installation of vertical drainage in the levee's body or its subsoil. Figure 5 shows a photo of the implementation of such drainage on the Samira levee in the Republic of Niger.



Fig. 5. Construction of a drainage ditch in the landside toe of the levee [photo Olivier Artière; CFBR 2021].

#### **4. Discussion of detailed examples of modern solutions for levees**

The previous chapters presented the most basic principles and technical solutions that should be taken into account when designing levee upgrades. However, in the art of engineering “the devil is in the details”. Unfortunately, there is not enough space in this article to describe all the nuances, advantages and disadvantages of each technical solution. However, in order not to omit this topic and to show how important it is also in the case of levee modernization, we present two modern technologies whose application has been increasingly popular for several years, and which allow the construction of a tight, vertical cut-off barrier.

The first technical solution is the application of PVC sheet piles. Sheet piles are used in application for relatively short section of levees for which it is uneconomical to transport specialized machines necessary to construct cut-off walls and to install systems for preparing injection material and/or systems for pressing, pumping and purifying bentonite that are used in other methods of building cut-off walls. Sheet piles are also used when there is insufficient space around a levee to construct cut-off walls, or there could be a problem with the high weight of specialized machines



running on the levee. Nowadays, PVC sheet piles are more popular instead of steel ones to construct vertical waterproof barriers. They are much cheaper in production and transport than steel sheet piles. It is also notable that they are installed using reusable, reinforced steel covers (Fig. 7) which are removed outside after installation. This allows for the possibility of installing PVC sheet piles in even worse geotechnical conditions (harder and more stony ground) than steel sheet piles. Finally, they are corrosion resistant solution which is a very important advantage in the case of hydraulic works application and multi-decade works in wet conditions.



Fig. 6. Vertical waterproof barrier with PVC sheet piles installed in subsoil along waterside toe of the levee (photo Pietrucha company).



Fig. 7. Vertical waterproof barrier with PVC sheet piles installed from the crest of the levee using reusable steel cover (photo Pietrucha company).

The second technology presented in this paper is Continuous Deep Soil Mixing (CDSM) method (Fig. 8) also known as Deep Soil Mixing Trenching (DSMT) method. In this method a trencher is used which operates like a chainsaw. A machine is equipped with a trenching chain, which digs up soil and mixes it with previously prepared bentonite/cement grout, forming a uniform partition, with anti-filtration purpose. It is used frequently and more often to construct vertical waterproof barriers in the levees. This method is quite economical and quick to implement when used to create a cut-off wall in long sections of levees. It also allows for the construction of a tight barrier with high tightness continuity along the levee. However, CDSM method results also in relatively smooth walls of a barrier much more smooth than for example DSM walls are.

On the other hand, below the bottom of the cut-off walls during floods there is a very high localized hydraulic gradient and the water flow around these edges may have a locally high velocity (Fig. 9). This may result in the development of internal erosion processes under the lower edge of the cut-off walls during subsequent floods. As a consequence, the CDSM wall may tear under its own weight and a leak may occur in the barrier. The authors of the article have encountered cases of the CDSM wall sliding down vertically under its own weight, even displacing several dozen centimetres in a short section only a few days after construction. This makes the risk of the described scenario of CDSM wall damage very credible. For this reason, it is important to encourage the installation in new levees or in levees heavily modernized linear thermal systems for leaks monitoring along such structures. This will make it possible in the future to accurately locate such leaks, assess the risk and make optimal repair decisions. Due to insufficient space, the authors do not discuss the topic of modern investigations methodologies and levee monitoring technology in this article including thermal linear monitoring of leaks. Those interested in this topic can obtain extensive information on it in Radzicki et al. [2021] together with an example of their application on the levee in Wawrzeńczyce near Cracow, Poland and with a description of the first thermal leak detection system installed on an existing levee in Poland.



Fig. 8. Continuous Deep Soil Mixing (CDSM) method (A) Trencher on the levee, (B) Trencher during cut-off wall construction, (C) Constructed cut-off wall with CDSM method ([www.dabi.com.pl](http://www.dabi.com.pl)).

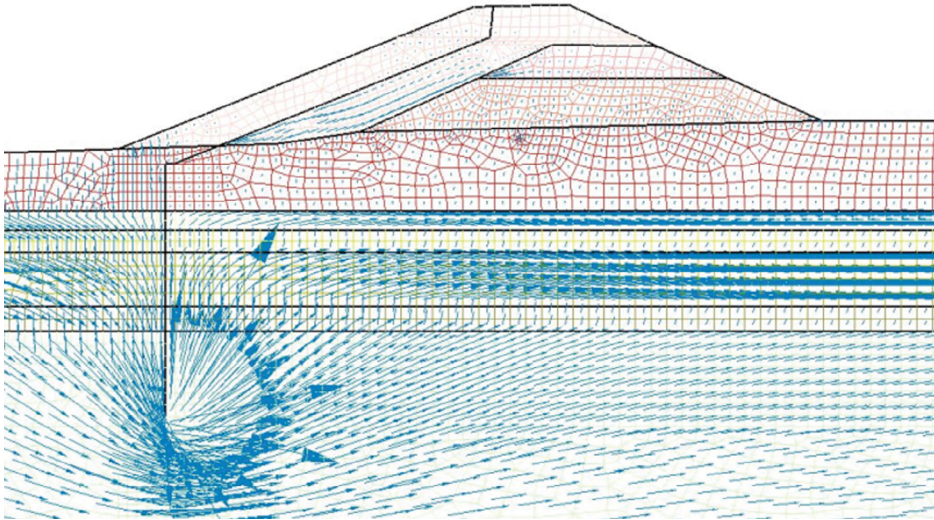


Fig. 9. An example of the cross-section of the output from numerical modelling of seepage vectors during a maximum water level of a design flood in along a levee with a waterproof barrier in its foundation and a waterproofing geomembrane along the waterside slope.

An example of a levee's upgrade carefully adapted to local conditions is one carried out for the levee in Arles, France (Fig. 10). In order to improve the hydraulic parameters and stability of this levee, its body has been enlarged. This was done by compacting additional layers of soil onto both levee's slopes. The landside toe of this levee was located much higher than the waterside one. The calculated high levels during the design flood and the associated high flow energy indicated a risk of scour formation near the levee's waterside toe. In order to protect this toe, a sheet pile was driven into the ground in front of it. In addition, protection in the form of riprap blocks was placed close to the sheet pile from its riverside. At the same time, the sheet pile resulted in the lengthening of the seepage path in the subsoil of the levee. Furthermore, an additional protection of the landside slope of the levee against surface erosion was made by strengthening its surface with a double layer of reinforced geogrid. In addition, both slopes of the levee were secured with a steel mesh to protect the body of the levee from animals digging burrows. Due to the road running in the immediate vicinity of the levee, in order to maintain the minimum, recommended slope of the land slope in the proportion of 2 to 1, this slope was shortened and supported with a reinforced concrete wall. Finally, a reinforced pedestrian path was made in the crest of the levee to prevent its future degradation.

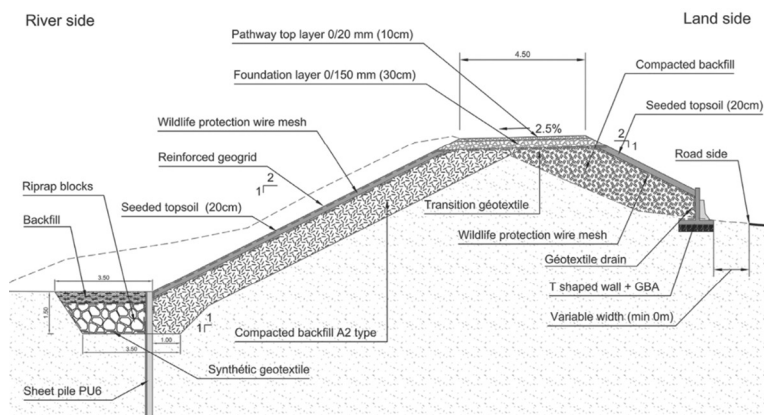


Fig. 10. Levee improvement work adjacent to a road, at Arles, France [CIRIA 2013].

## 5. Conclusions

Designing levee upgrades is a task that requires extensive experience, careful selection of solutions and knowledge of current technical standards that are constantly being developed and updated. The basic principles and modern technical solutions presented in the second chapter, used when designing the upgrade of the levee, can be used as a set of good practices or lists of issues to be verified by engineers who take up the challenge of levee upgrade. A few detailed examples of modern solutions for levees upgrade presented in the third and fourth chapters illustrate how important it is to know about the advantages and limitations of each of the solutions used and that their selection is closely related to the conditions and local limitations characteristic of a particular, analysed levee.

## Literature

- Borys M., 2006, Metody modernizacji obwałowań przeciwpowodziowych z zastosowaniem nowych technik i technologii, IMUZ, Falenty, 122 pp.
- Borys M., 2008, Wytyczne wykonawstwa pionowych przegród przeciwnieprzepuszczalnych z zawieszin twardniejących w korpusach i podłożu wałów przeciwpowodziowych, IMUZ, 187 pp.
- Borys M., Mosiej K., 2006, Podstawowe problemy przebudowy i modernizacji obwałowań przeciwpowodziowych, *Gospodarka Wodna*, 4, 149-155,
- CFBR, 2015, Guidelines for the justification of embankment dams and levees, Working Group of the French Committee of Dams and Reservoirs, 264 pp,
- CFBR, 2021, Recueil de méthodes et de techniques de confortement et réparation des digues de protection en remblai, Part I (Cadre Général) and II (Fishes), Working Group of the French Committee of Dams and Reservoirs.
- Cheetham M., Mallet T., Chastel E., Tourment R., Robustelli P., Pelt P., 2015, Building a resilient system of defence against flooding from the Rhône, *Proceedings of the Institution of Civil Engineers – Water Management*, 168 (2), 74-84, DOI: 10.1680/wama.14.00098.
- CIRIA, 2013, *The international levee handbook*, 1332 pp,

- Deniaux Y., Ledoux P., Colin B., Beullac B., Tourment R., 2018, Levee Systems Hazard Study – Concepts and principles of conducting studies, CEREMA, 62 pp.
- EUCOLD, 2018, European and US Levees and Flood Defences – Characteristics, Risks and Governance. EUCOLD Working Group on Levees and Flood Defenses.
- OTKZ, 2017, Wytyczne wykonania badań, pomiarów, ocen stanu technicznego i stanu bezpieczeństwa budowli piętrzących wodę, IMGW, Warszawa.
- Radzicki K., 2011, Analiza pracy wałów przeciwpowodziowych z ekranem szczelnym z geomembrana, Izolacje, 7/8, 86-90,
- Radzicki K., Gołębiowski T., Cwiklik M., Stoliński M., 2021, A new levee control system based on geotechnical and geophysical surveys including active thermal sensing: a case study from Poland, Engineering Geology, 293, DOI: 10.1016/j.enggeo.2021.106316.
- Tourment R., Wallis M., Beullac B., Kortenhuis A., Schaaf D.M., Schelfhout H., 2014, The risk analysis of levee systems, [in:] 3<sup>rd</sup> IAHR Europe Congress, April 2014, Porto, Portugal.
- Van M.A., Rosenbrand E., Tourment R., Smith P., Zwanenburg C., 2022, Failure paths for levees, [in:] International Society of Soil mechanics and Geotechnical Engineering (ISSMGE) – Technical Committee TC201 ‘Geotechnical aspects of dikes and levees’, February 2022.
- <https://www.dabi.com.pl/en/technologies/cdmm-trencher>

# METODA OCENY STANU TECHNICZNEGO ZBIORNIKA ROLNICZEGO I MAŁEJ ZAPORY

## EVALUATION METHOD OF ENGINEERING CONDITION FOR AGRICULTURE RESERVOIR AND SMALL DAM

Eun Chul SHIN, Incheon National University, Korea Consultant Co., Ltd., Republic of Korea

Bong Soo KIM, Daejin University, Department of Civil Engineering, Republic of Korea

Jeong Ku KANG, Korea Consultant Co., Ltd., Republic of Korea

Jong Keun LEE, Korea Authority of Land & Infrastructure Safety, Republic of Korea

### Abstract

The heavy rainfall during the summer rainy season is the most critical factor threatening the stability of small earth dams. The flooding and overflow of small dams are resulted in deterioration of the entire dam system. The integrity of small dams in Korea has been a problem for safety of its structures and maintains its long-term storage capacity. There are more than 17,000 small dams are existed in the Korean Peninsula, most of these dams are used for the agriculture purposes. The sedimentation drifted soil from upstream and leakage of water through embankment dam are caused by the aging of dam structures, rapid lowering of the water levels with seasonal rainfall and the usage of water. The failure mechanism of dam has been investigated by the International Commission on Large Dams (ICOLD) and reported as *Lessons from dam incident* [ICOLD 1974], *Deterioration of dam and reservoirs* [ICOLD 1983], and *Statistical analysis on dam failures* [ICOLD 1995]. Several researchers reported on the influence factors [Yasser, Mahmmd 2013; Dai 2016; Kaw, Manaf 2018] for using in the analytic hierarchy process (AHP) and safety checklist with classification of inspection points into several major groups [OWRB 2010]. This paper presents the methodology of dam safety evaluation of 75 agriculture reservoirs and small dams with considering condition of embankment, spillway, water intake facility, and global stability of dam structure.

### 1. Introduction

The ICOLD defined the height of dam is less than 15 m as the small dam. The safety control law for social infrastructures is subjected to the dam which has a water storage capacity of 1 million tons in Korea. According to the Rearrangement of Korean Agricultural and Fishing Villages Act [KLRI 2012] provides a precision safety diagnosis for the dam which has a water storage capacity more than a half million tons. However, the natural disaster prevention law makes an Emergency Action Plan for the dam which has a water storage capacity more than 0.3 million tons. Therefore, in this study, the water storage capacity less than 0.3 million tons defines a small agriculture reservoir and the higher than a water storage capacity of 0.3 million tons defines as dam. In the date of April 12, 2013, the Sandae Reservoir in Kyungju was failed and indicated that the most of dams (17,505) has been faced the problem of piping due to leakage, sliding and overtopping flow during the heavy rainfall

in the rainy season. Table 1 describes the statues of agriculture reservoirs and dams and found out 68.4% of dams are more than 50 years old. The Korea Rural Community and Agriculture Corporation (KRCC) manages 3,372 reservoirs and local government controls 14,133 reservoirs. The height of dams which has less than 10 m as described in Table 2 are consisted 82.2% among 17,505 dams. Most of these dams were constructed by earth fill method and now they are aged and constructed by low quality conventional construction technology.

Table 1. Distribution of agriculture reservoirs and dams by age [MIFAFF 2012].

Age	Less than 30 years	≥30 < 40 years	≥40 < 50 years	Over 50 years
KRCC (3,372)	438 (13.0%)	267 (7.9%)	432 (12.8%)	2,235 (66.3%)
Local governments (14,133)	435 (3.1%)	883 (6.2%)	3,080 (21.8%)	9,735 (68.9%)
Total (17,505)	873 (5.0%)	1,150 (6.6%)	3,512 (20.1%)	11,970 (68.4%)

Table 2. Distribution of agriculture reservoirs and dams by height [MIFAFF 2012].

Height	Less than 5 m	≥ 5 < 10 m	≥ 10 < 15 m	Over 15 m	Not known
KRCC (3,372)	694 (20.6%)	1,227 (36.4%)	600 (17.8%)	851 (25.2%)	-
Local governments (14,133)	4,949 (35.0%)	7,528 (53.3%)	1,216 (8.6%)	421 (3.0%)	19 (0.13%)
Total (17,505)	5,643 (32.2%)	8,755 (50.0%)	1,816 (10.4%)	1,272 (7.3%)	19 (0.11%)

Seven local governments among 16 local governments in South Korea alone manage the small dam safety inspection in once a year regularly. The rest of local government does not conduct the regular inspection. However, most of local government does have at least one civil engineer who is in charge of dam safety related work. The person who is in charge of dam safety inspection in the local government has a working experience with less than 3 years. More than 3 years working experienced civil engineers in local government are 25 people (13.5%) among 193 engineers. These results indicate that it is a quite difficult to manage the dam safety systematically as well as efficiently.

## 2. Safety assessment items of agriculture reservoirs and small dams

Ju [2010] reported that the thirty failure case studies of small agriculture dams from years 1961 to 2013. The 17 failure case studies are categorized as caused of overtopping, 5 sliding, 3 piping, and other reasons. The 127 human casualties were occurred due to the overtopping reservoir failure case at Hyogiri in 1961. Figure 1 shows the examples of dam failure modes like slope sliding as well as water leakage at the down slope of reservoir embankment.



Fig. 1. Failure examples of small agriculture reservoirs and dams:  
 (upper) slope sliding failure; (down) water leakage through down slope.

Several researchers investigated the cause of failure for agriculture reservoirs and small dams for many years and classified into overtopping, piping, sliding, and other causes. After compilation of failure case studies by Lou [1981], ICOLD [1995], Foster et al. [1998], BRE [2002], Curt et al. [2011], it is turned out to be the highest cause of failure is a piping (47.5%) because the earth fill dams were dominated in the old days, and overtopping (39.1%) is the second cause, sliding (7.2%), and other causes (6.2%). The cause of failure due to overtopping is getting reduced with technology development of dam design and construction. However, the climate change is still influenced on the overtopping failure for agriculture reservoirs and small dams due to heavy rain-storm, flooding, and typhoon. The overtopping failure is progressed with initial breach shape, V shape breach, and finally resulted in lateral erosion with full depth failure. The piping failure is caused by the increasing the infiltration velocity of seepage in the dam structure. If seepage pressure is greater than that of submerged unit weight of soil, and hence a small cavity is induced. The dam failure due to piping is being developed as (i) create small cavity in the dam structure, (ii) lateral increasing its size, (iii) the cavity is expanding downward with ground surface subsidence, and (iv) then full depth failure due to washed out soil particles with seepage water. The shapes of sliding failure can be described in three types, (i) sloughing in the upstream side or downstream side at the surface of dams, (ii) rotation sliding failure with settlement in the upper embankment part of dams either in upstream side or downstream side of dams, and (iii) rotation sliding failure with settlement through embankment and foundation part of small dams. The down slope part of embankment is laterally extended. It could be occurred more frequently in the downstream side with seepage flow or piping.



Table 3. Assessment items for major members for fill dams [KALIS 2013].

Position		Item	Assessment type
Embankment and abutments	Crest	Vertical/horizontal crack, excessive settlement, excessive horizontal displacement, slope instability, loss of embankment	Critical impairment
	Upstream slope	Excessive leakage from embankment, settlement and deformation, deterioration of cutoff wall, slope instability and slope protection	Critical impairment
		Slope erosion	Partial impairment
	Downstream slope	Excessive leakage from embankment, slope instability, settlement and deformation, condition of slope protection	Critical impairment
		Slope erosion, vegetation, animal's cave	General impairment
Foundation and abutments	Excessive or differential settlement, foundation instability, foundation erosion and excessive seepage	Critical impairment	
Spillway	Access water channel	Damage of concrete lining, instability of side wall or lining, instability of natural slope at top of access water channel, vegetation and miscellaneous things in access water channel	General impairment
	Control sector	Damage and displacement of apron structure, damage and displacement of pier and wall structure, damage and displacement of weir structure of overflow part, cavitation at guide of water gate, stick guide, cutoff plate of water gate	Partial impairment
	Link channel	Differential settlement, sheet separation, and faulting at floor slab	Critical impairment
		Concrete crack and damage at floor slab, damage and displacement of wall, damage of horizontal joint	Partial impairment
	Hydraulic energy dissipator	Erosion of flip bucket, erosion of downstream of flip bucket or foundation	Critical impairment
Damage of flip bucket joint, erosion of floor of clear well and side wall		Partial impairment	
Water Intake Facilities and link tunnel		Breakdown of intake tower and displacement, decrease of intake volume and difficulty of intake, corrosion of vibration reductive grid net and strain damage, erosion of abutments and slope	General impairment

The assessment items in Table 3 for major members for fill dams are (i) embankment and abutments, (ii) spillway, and (iii) water intake facilities and link tunnel. These three elements are more detail classified into (i) crest – visual crack, excessive settlement, loss of embankment), upstream and downstream slopes – excessive leakage, settlement and deformation, deterioration of cut-off wall, slope instability, slope protection, and foundation and abutments – excessive or differential settlement, foundation instability, erosion and excessive seepage; (ii) access water channel, control sector, link channel, hydraulic energy dissipation; (iii) water intake facilities and link tunnel.

### 3. Procedures for determination of evaluation weight for safety assessment items

The 222 experts from field engineers, design engineers, and scholar and researchers were invited to interview and response for questionnaire about the weighting factors for assessment dam safety of agriculture reservoirs and small dams. The detail information on the invited experts are described in Table 4.

The analytic hierarchy structure for deciding the weighting factors are determined and shown in Figure 2 for assessment dam safety of agriculture reservoirs and small dams. The upper class is classified into embankment, spillway, and water intake facilities. The middle class is classified into These three elements are more detail classified into crest, upstream and downstream slopes, foundation and abutments, access water channel, water intake facilities and link tunnel. In the lower class is classified into crack, excessive settlement in the part of crest, excessive leakage, settlement and deformation, deterioration of cut-off wall for upstream and downstream slopes, slope instability. The slope protection and excessive or differential settlement for foundation, foundation instability, erosion and excessive seepage are included in the classification of lower class. The condition and operation of water channel and the condition of concrete structures are also included in the lower class.

Table 4. Characteristics of respondents.

Distribution of respondents	Number of respondents	Ratio (%)	
Fields of expertise	Geotechnical Field	25	33.8
	Structural Field	8	10.8
	Water Resources Field	31	41.9
	Construction Safety Field	10	13.5
Fields of business	Management agency	18	24.3
	Design	13	17.6
	Inspection	39	52.7
	Maintenance	4	5.4
Career	Less than 5 years	19	25.7
	$\geq 5 < 10$ years	23	31.1
	$\geq 10 < 20$ years	19	25.7
	Over 20 years	13	17.5

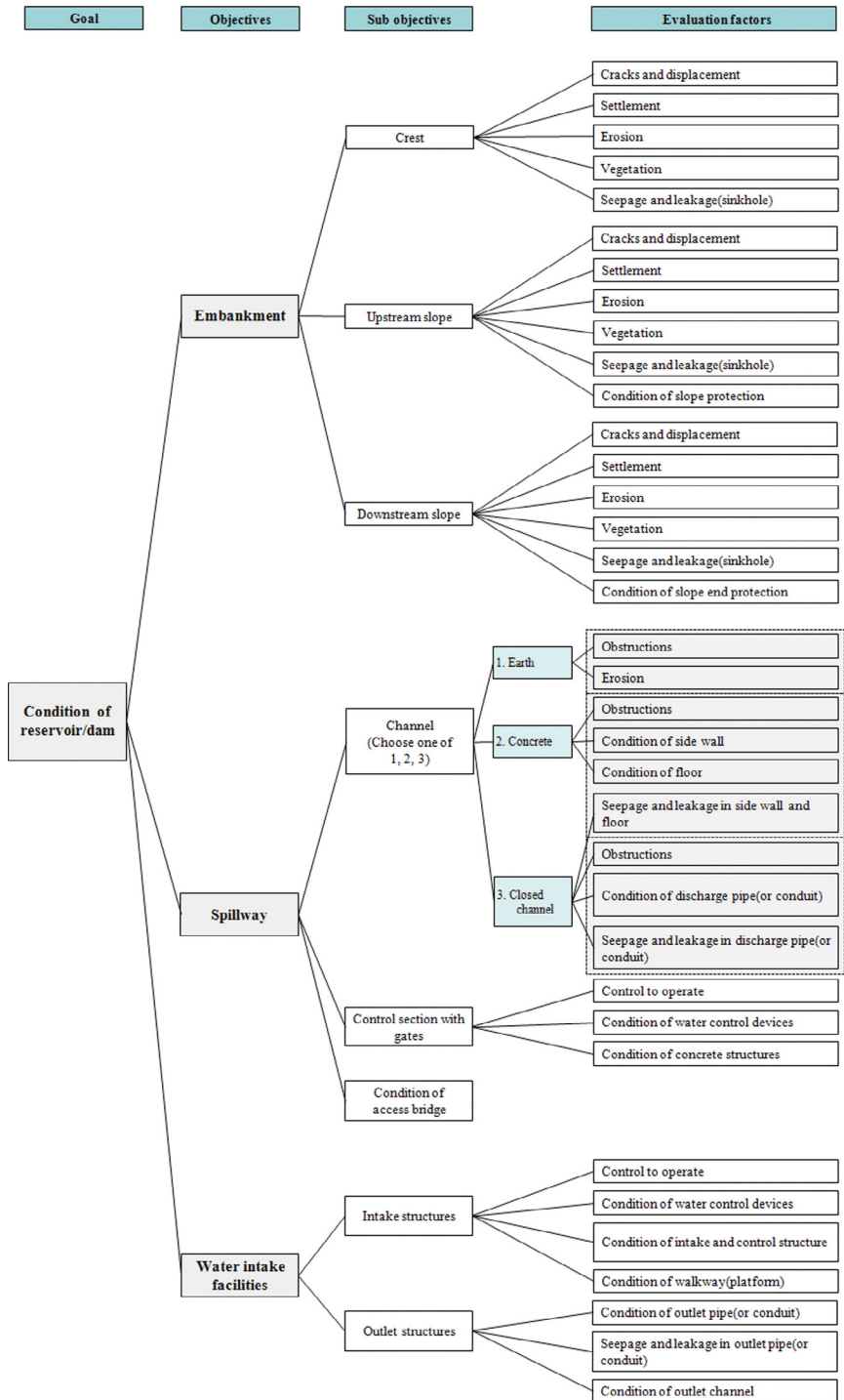


Fig. 2. Analytic hierarchy structure for deciding the weighting factors of parameters on agriculture reservoirs and small dams.

#### 4. Evaluation criteria for safety assessment of agriculture reservoirs and dams

The piping of dam body is the most critical failure type and it is caused by the seepage and leakage. Generally, the leakage begins from the slope of upstream side and passes through dam body and foundation part and it appears at the bottom part of slope of downstream side. The sinkhole in the crest, upstream and downstream slopes, abutment can create the flow channel in the dam body and hence internal erosion can be induced. The turbulent flow or sudden drawdown of water level in the upstream side can generate the flow channel and it is triggered the intensive leakage. The detail criteria of evaluation items for classification of safety assessment described in Table 5 is based on the Ministry of Land Transportation and Maritime Affairs in Korea [MLTMA 2011].

Table 5. Assessment criteria for the dam safety condition [MLTMA 2011].

Rating	Score	Condition of small agriculture reservoirs and dam
A	$0 \leq E \leq 7.5$	Best condition without troubles
B	$7.5 < E \leq 20.0$	Condition of facility that needs part repair because it shows slight defect at secondary member but its function doesn't show troubles and it needs to be upgraded durability
C	$20.0 < E \leq 32.5$	Condition of facility that needs a repair to prevent loss of durability and function at its main member or a simple reinforcement at its secondary member because it shows slight defect at main member or widely defect at secondary member but its safety on whole is still preserved
D	$32.5 < E \leq 45.0$	Condition of facility that should be settled on matter of usage restriction because it shows defect at main member and needs to be repaired or reinforced urgently
E	$E > 45.0$	Condition of facility that needs immediate usage restriction and repair or reconstruction because it shows serious defect at main member and its safety is in danger

Based on the results of analysis from the questionnaire of invited experts, the weight values of each items for safety criteria of agriculture reservoirs and small dams are presented in Table 6. The highest weight value is in the category of dam body called embankment (61.91%), spillway (23.90%), and water intake facilities (14.19%). The seepage and leakage are the most critical categories with high weighting values among various categories of defect from the results described in Table 6. From the causes of dam instability from the case histories, the seepage and overflow are the main reasons to make the dam failure. The impervious layer in the dam body and upstream side could be eroded and detriment with the elapsed time. The malfunction of spillway could be triggered to create the overflow problem.

The detail criteria of evaluation items can be easily obtained through visual inspection and easily judged. The weight value for dam safety evaluation is equally distributed for given items as described in Table 6. Each category of evaluation items is divided into 5 categories as (a, excellent), (b, good), (c, fair), (d, poor), (e, extremely poor). If the resulting condition falls in (a) or (b), immediate action is not required, except for partial repair. However, the resulting scores falls in category in (d) and (e), restrictions affect the use of reservoir facilities, and immediate repair and rehabilitation works are required.

Table 6. Evaluation of safety criteria with weighting values for agriculture reservoirs and small dam.

Objectives	Sub-objectives			Categories	Weight
Embankment (61.91%)	Crest (include abutment) (15.14%)			Cracks and displacement	4.05%
				Seepage and leakage (sinkhole)	4.35%
				Settlement	3.07%
				Erosion	2.10%
				Vegetation	1.57%
	Upstream slope (include abutment) (21.54%)			Cracks	2.75%
				Seepage and leakage	5.49%
				Settlement	2.70%
				Erosion	3.00%
				Condition of slope protection	1.97%
	Downstream slope and toe (include abutment) (25.23%)			Slides	3.96%
				Vegetation	1.67%
				Cracks	3.03%
				Seepage and leakage	8.77%
				Settlement	2.78%
Spillway (23.90%)	Channel (11.40)	Open channel (11.40%)	Earthen (11.40%)	Obstructions	3.39%
			Erosion	8.01%	
		Concrete (11.40%)	Obstructions	3.30%	
			Condition of side wall	3.19%	
			Condition of floor	2.35%	
	Closed channel (11.40%)			Seepage and leakage in side wall and floor	2.56%
				Obstructions	4.68%
				Condition of discharge pipe (or conduit)	3.02%
	Control section with gates (11.34%)			Seepage and leakage in discharge pipe (or conduit)	3.70%
				Control to operate	4.78%
				Condition of water control devices	3.34%
	Access bridge (1.16%)			Condition of concrete structures	3.22%
				Condition of access bridge	1.16%
Water intake facilities (14.19%)	Intake structures (5.52%)			Control to operate	2.17%
				Condition of water control devices	1.58%
				Condition of intake and control structures	1.25%
	Outlet structures (8.67%)			Condition of walkway (platform)	0.52%
				Condition of outlet pipe (or conduit)	3.91%
				Seepage and leakage in outlet pipe (or conduit)	4.03%
			Condition of outlet channel	0.73%	

## 5. Concluding remarks

This study presents the assessment criteria of safety for small agriculture reservoirs. The analytical hierarchy process was adopted through the survey from experts related to the design, supervision, and construction for agriculture reservoirs and small dams. Three major components are designated for the target element, that is, dam body (61.91%, embankment), spillways (23.9%), and water intake facilities (14.19%), respectively.

The seepage and leakage are the most critical categories with high weighting values among various categories of defect in the safety criteria. From the causes of dam instability from the case histories, the seepage and overflow are the main reasons to make the dam failure. The weighting values for each evaluation item is given to the major and minor components of dam and related facilities. The presented criteria can be used for the safety assessment of agriculture reservoirs and small dams.

### **Literature**

- BRE, 2002, Reservoir Safety-Floods and Reservoir Safety Integration. Final Report, Building Research Establishment, Watford, UK.
- Curt C., Talona A., Mauris G., 2011, A dam assessment support system based on physical measurements, sensory evaluations and expert judgements, *Journal of the International Measurement Confederation*, 44 (1), 192-201, DOI: 10.1016/j.measurement.2010.09.042.
- Dai X., 2016, Dam site selection using an integrated method of AHP and GIS for decision making support in Bortala, Northwest China, Master of Science thesis, Lund University, China.
- Foster M., Fell R., Spannagle M., 1998, Analysis of embankment dam incidents, UNICIV Report No. R-374, University of New South Wales, Sydney.
- ICOLD, 1974, Lessons from Dam Incidents. Complete ED, International Committee on Large Dams, Paris, France.
- ICOLD, 1983, Deterioration of Dams and Reservoirs. Report, LNEC, Lisbon.
- ICOLD, 1995, Dam Failures Statistical Analysis, ICOLD Bulletin No. 99, Paris, France.
- Ju Y.H., 2010, Experimental study for reinforcement technique of reduction of damage due to collapse of small reservoir (in Korean). Master of Science thesis, Hongik University, Korea.
- Kaw K.M., Manaf L.A., 2018, Integration of Delphi technique and analytical hierarchy process in selecting the type of dam: a case study of Bungoh catchment in Sarawak, Malaysia, *International Journal Analytical Hierarchy Process*, 10 (1), 20-38.
- KALIS, 2013, Assessment items for major members for fill dams, Korea Authority of Land and Infrastructure Safety.
- KLRI, 2012, Rearrangement of agricultural and fishing villages act, Korea Legislation Research Institute.
- KRCC, 2010, Detail safety inspection manual for Agriculture infrastructures, (in Korean), technical report, Korea Rural Community Corporation, Korea.
- Lou W.C., 1981, Mathematical Modeling of Earth Breaches, unpublished Ph.D. Dissertation, Colorado State University, Fort Collins, Colorado.
- MIFAFF, 2012, Statistical yearbook of land and water development for agriculture, (in Korean), Ministry of Food, Agriculture, Forestry and Fisheries, Korea.
- MLTMA, 2011, Guidelines for dam inspection, (in Korean), Ministry of Land Transportation and Maritime Affairs, Korea

OWRB, 2010, Dam Inspection Checklist, Oklahoma Water Resources Board, available online <https://www.owrb.ok.gov/damsafety/pdf/DS-InspectionChecklist.docx> (31.07.2023).

Yasser M.J.K., Mahmmd A., 2013, Earth dam site selection using the analytical hierarchy process (AHP): a case study in the west of Iran, *Arabian Journal of Geoscience*, 6, 3417-3426, DOI: 10.1007/s12517-012-0602-x.

# GOSPODARKA WODNA NA ZBIORNIKU WODNYM GOCZAŁKOWICE WEDŁUG OBOWIĄZUJĄCEJ INSTRUKCJI GOSPODAROWANIA WODĄ

## WATER MANAGEMENT ON THE GOCZAŁKOWICE WATER RESERVOIR ACCORDING TO THE APPLICABLE WATER MANAGEMENT INSTRUCTIONS

Andrzej SIUDY, Zbigniew FARUGA, Górnośląskie Przedsiębiorstwo Wodociągów SA

### **Streszczenie**

W referacie przedstawiono charakterystykę i rolę jako pełni w regionie Górnośląskie Przedsiębiorstwo Wodociągów SA w Katowicach. Omówiono znaczenie wielofunkcyjnych zbiorników zaporowych eksploatowanych przez Spółkę w systemie zaopatrzenia w wodę, jak również sposób prowadzenia gospodarki wodnej w świetle obowiązujących instrukcji gospodarowania wodą. W artykule zwrócono szczególną uwagę na analizę historycznych powodzi, które stanowiły podstawę do opracowania odpowiednich procedur i scenariuszy działań.

### **1. Wprowadzenie**

Zbiornik Goczałkowicki położony jest w południowej Polsce u podnóża Beskidu Śląskiego i stanowi podstawowy rezeruar wody pitnej dla aglomeracji śląskiej. Powstał w 1956 r. w wyniku wybudowania zapory w km 43+092 Małej Wisły (Mała Wisła to odcinek Wisły od jej źródeł do ujścia Przemszy, mający odrębny kilometrą w kierunku przeciwnym do ruchu wody). Zbiornik tworzy zapora wykonana z materiałów miejscowych, o długości 2980 m i wysokości 16 m ponad dnem rzeki. Zapora jest zaliczona do I klasy budowli hydrotechnicznych. Całkowita pojemność zbiornika wynosi 161,25 hm<sup>3</sup>, z czego na stałą rezerwę powodziową przypada 43,18 hm<sup>3</sup>. Ze względu na mniejsze zapotrzebowanie na wodę Aglomeracji Śląskiej, od wielu lat utrzymuje się mniejsze piętrzenie w zbiorniku, co pozwala na osiągnięcie większej rezerwy powodziowej – zwykle około 70,00 hm<sup>3</sup>. Zbiornik Goczałkowicki ma cechy płytkiego zbiornika nizinnego, jednak cała zlewnia do przekroju piętrzenia to zlewnia góraska z gwałtownym przyborem wód podczas dużych opadów. Średni czas osiągnięcia kulminacji w przekroju zaporowym wynosi 23 godziny. Dlatego niezwykle istotną sprawą jest dokonywanie zrzutów już na początku wezbrania oraz utrzymywanie dużej rezerwy powodziowej w zbiorniku w ciągu całego roku.

Nie bez znaczenia pozostaje fakt, że w niewielkiej odległości poniżej zbiornika, do Małej Wisły dopływają dwa stosunkowo duże prawostronne dopływy – Iłownica i Biała – podwajając wielkość zlewni Małej Wisły poniżej zbiornika. W warunkach powodziowych dopływ z tych rzek wyprzedza o kilka godzin dopływ do zbiornika Goczałkowice. Sprzyja temu brak jakichkolwiek zbiorników retencyjnych o znaczeniu przeciwpowodziowym w ich zlewniach oraz wysoki stopień uregulowania koryt obu rzek. Obszar usytuowany wzdłuż Małej Wisły od zapory Goczałkowickiej do Oświęcimia to teren intensywnej eksploatacji górniczej i związanych z tym znacznych osiadań terenu przekraczających kilka metrów. Osadania



dotyczą zarówno korony wałów przeciwpowodziowych Małej Wisły, jak i dna rzeki oraz terenów na zawalu. Stwarza to problemy hydrauliczne w korycie rzeki, które nie występują w innych regionach Polski poza Śląskiem. Anomalie przepływu widoczne są szczególnie podczas przechodzenia Wielkich Wód. Dalsza intensywna eksploatacja górnicza na terenach poniżej zbiornika z roku na rok znacznie zwiększa zagrożenie przelania się wody przez koronę wałów przeciwpowodziowych wodami, które dotychczas uznawano za bezpieczne, ponieważ zakłady górnicze w ramach likwidacji szkód górniczych podnoszą wały z kilkuletnia zwłoką.

Zlewnia zbiornika, o powierzchni 523,1 km<sup>2</sup>, obejmuje obszary górskie i podgórskie charakteryzujące się powstawaniem nagłych, intensywnych wezbrań na skutek nawałnych opadów na stokach Beskidu Śląskiego. Z uwagi na stosunkowo krótki czas koncentracji fali wezbraniowej do przekroju zbiornika Goczałkowickiego, prognozy meteorologiczne i hydrologiczne są bardzo zawodne. Wynika to z tego, że Beskid Śląski, który obejmuje całą zlewnię zbiornika Goczałkowickiego, stanowi obszar graniczny wododziałów trzech wielkich rzek europejskich, Wisły, Odry i Dunaju. W związku z tym, jedyną formą prowadzenia racjonalnej gospodarki wodnej na zbiorniku Goczałkowickim w okresie wezbraniowym jest praca według tzw. sztywnych zasad gospodarowania wodą podczas powodzi, a nie sterowaniem pracą zbiornika na podstawie prognoz hydrologicznych.

## **2. Podstawowe zadania zbiornika Goczałkowickiego**

Zbiornik Goczałkowice jest zbiornikiem wielozadaniowym, wśród najistotniejszych zadań zbiornika wymienić należy:

- zaopatrzenie w wodę Aglomeracji Śląskiej;
- ochrona przeciwpowodziowa terenów poniżej zapory Goczałkowice w okresie powodzi;
- wyrównanie odpływów niżówkowych w okresie suszy;
- gospodarka rybacka;
- ochrona przyrody;
- rekreacja.

Wielozadaniowa funkcja zbiornika wymusza konieczność pogodzenia ze sobą sprzecznych często interesów. W związku z zaopatrzeniem w wodę istotne jest utrzymanie wysokiego poziomu piętrzenia dla zapewnienia odpowiedniej jakości i ilości ujmowanej wody. Dla celów przeciwpowodziowych korzystne jest utrzymywanie znaczącej rezerwy powodziowej, a więc jak najniższego poziomu piętrzenia. Uwzględniając potrzebę wyrównania odpływów niżówkowych, należy zgromadzić zapas wody, by w okresie suszy odpowiednio nim dysponować.

Gospodarka wodą na zbiorniku wymaga więc okresowych zmian poziomu piętrzenia w zależności od aktualnych potrzeb, rzędu nawet kilku metrów. Jest to działanie niekorzystne z punktu widzenia gospodarki rybackiej oraz ochrony przyrody, gdzie istotne jest zachowanie stałych warunków dla chronionych siedlisk przyrodniczych i gatunkowych.

Gospodarowanie wodą na zbiorniku Goczałkowice wymaga zatem kompromisu i godzenia rozbieżnych często wymogów dla zapewnienia bieżących potrzeb zaopatrzenia w wodę do picia Aglomeracji Śląskiej, jak również ochrony siedlisk ptaków oraz tarlisk ryb drapieżnych, czy ochrony przeciwpowodziowej.

## **2.1. Zaopatrzenie w wodę**

Zaopatrzenie w wodę jest podstawowym zadaniem zbiornika Goczałkowickiego; obecnie z jego wód korzysta Aglomeracja Katowicka i Rybnicka. Zakład Uzdatniania Wody Goczałkowice pobiera wodę ze zbiornika i podaje do wodociągu grupowego Górnośląskiego Przedsiębiorstwa Wodociągów S.A., który obejmuje swym zasięgiem obszar GOP, ROW i rejon Jaworzna o łącznej powierzchni około 4300 km<sup>2</sup>. GPW S.A. posiada obecnie jedenaście stacji uzdatniania wody, z czego siedem bazuje na ujęciach wód powierzchniowych, a cztery korzystają z ujęć podziemnych. Przedsiębiorstwo dostarcza wodę do 66 gmin województwa śląskiego i 3 gmin województwa małopolskiego; łącznie z wodociągu korzysta około 3,4 mln mieszkańców.

Ujęcia wód powierzchniowych są podstawowym źródłem zasilania wodociągu grupowego i stanowią 80% całości produkcji. Wody powierzchniowe przesyłane są do stacji uzdatniania w Goczałkowicach, Czańcu, Dzieńkowicach i Kozłowej Górze, których produkcja stanowi 86% ujmowanej wody z ujęć położonych w zlewniach Małej Wisły, Soły i Skawy. Stacje Uzdatniania Wody Czaniec i Goczałkowice tworzą system wodociągowy „GO-CZA”, polegający na współpracy ujęć pobierających wodę ze zbiornika Goczałkowice na Małej Wiśle z ujęciami wody na zbiorniku w Czańcu na Kaskadzie Soły. Zakład Uzdatniania Wody Dzieńkowice pobiera wodę z bezodpływowego zbiornika Dzieńkowice, zasilanego przez rzeki Soła i Skawa (obecnie przerzut ze Skawy wyłączony z eksploatacji) poprzez system pompowni i rurociągów przesyłowych. Woda ze zbiornika Goczałkowice jest ujmowana w ilości ściśle zależnej od bieżących potrzeb. Obecnie w wyniku zmniejszenia zapotrzebowania ilość ujmowanej wody wynosi od 1,5 do 4,0 m<sup>3</sup>s<sup>-1</sup>.

## **2.2. Ochrona przed powodzią i skutkami suszy**

Zbiornik Goczałkowicki powstał również w celu ochrony przeciwpowodziowej doliny Małej Wisły. Od kilku lat, w związku ze wzrostem zagrożenia powodzią terenów poniżej zbiornika (niezmodernizowane w całości wały przeciwpowodziowe, szkody górnicze, mało drożne koryta), administrator obiektu zmuszony jest do utrzymywania zwiększonej rezerwy przeciwpowodziowej.

W stosunku do obecnego zapotrzebowania na wodę, pojemność zbiornika jest znacząco przewymiarowana. Jeszcze pod koniec lat 90. XX średni pobór wód ze środowiska wynosił 1,8 mln m<sup>3</sup>/d, podczas gdy w roku 2020 wyniósł jedynie 400 tys. m<sup>3</sup>/d. Taki stan rzeczy powoduje, że w zbiorniku może być retencjonowane znacznie mniej wody, zatem akwen może w lepszym zakresie pełnić funkcję przeciwpowodziową. Uzyskana dodatkowa rezerwa powodziowa pozwala skuteczniej zapobiegać skutkom powodzi. W maju 2010 r. zbiornik zredukował kulminację fali powodziowej z 544 m<sup>3</sup>s<sup>-1</sup> do 224 m<sup>3</sup>s<sup>-1</sup>.

Istotną funkcją zbiornika jest zwiększenie przepływów w okresie suszy. Zjawisko to uwi-  
doczniło się latem 2003 r. oraz w latach 2014 i 2015. Pomimo znikomego dopływu do zbiornika, przez cały okres letniej suszy koryto Małej Wisły było zasilane stałym odpływem ze zbiornika, pozwalającym na utrzymanie życia w ekosystemie wodnym poniżej zapory (rzeka Mała Wisła oraz stawy rybackie). Administracja zbiornika, w miarę możliwości, udostępnia również zasoby wodne użytkownikowi rybackiemu Małej Wisły poniżej zbiornika, na jego wniosek zwiększając zrzut ponad przepływ nienaruszalny w okresie zarybiania czy letniej przyduchy w korycie rzeki. Są to działania nieujęte instrukcją gospodarowania wodą, odbywające się na podstawie wieloletniej dobrej współpracy z użytkownikiem rybackim Małej Wisły poniżej zbiornika.

### 2.3. Gospodarka rybacka

Ważnym zadaniem zbiornika jest gospodarka rybacka, którą należy traktować jako pierwszy etap biologicznego uzdatniania wód systemu wodociągowego. Już na początku eksploatacji zbiornika utworzono Gospodarstwo Rybackie, które dokonuje corocznych zarybień i odłowów. Stosowana biomanipulacja, poprzez zarybianie i odłow, ma na celu ograniczenie ilości fitoplanktonu i w efekcie zmniejszenie trofii zbiornika. Zbiornik zarybiany jest rybami drapieżnymi (szczupak, sandacz, węgorz), które traktowane są jako naturalni sprzymierzeńcy w procesie wstępnego uzdatniania wody w zbiorniku. Odławiane są natomiast ryby zwykle żerujące na dnie (karpionate, leszcz, drobnica biała).

Prawidłowo prowadzona i zorganizowana gospodarka rybacka na zbiorniku wodociągowym daje wymierne korzyści – obserwowana jest sukcesywna poprawa zarówno jakości wody w zbiorniku, jak i kondycji odławianych ryb. Wody zbiornika przez dziesięciolecia były zamknięte dla rekreacji i sportów wodnych. Wyjątek stanowił amatorski połów ryb, czyli wędkarstwo. Dla wędkarzy dostępne są północne brzegi akwenu, tereny poniżej i powyżej zbiornika oraz linia brzegowa od strony południowej – łącznie około 30 km linii brzegowej.



Fot. 1. Zapora czołowa zbiornika Goczałkowickiego (A. Siudy).

### 3. Opis zbiornika wraz obiektami towarzyszącymi

#### 3.1. Podstawowe parametry zbiornika Goczałkowickiego

W tabeli poniżej zebrano charakterystyczne parametry zbiornika Goczałkowickiego oraz budowli hydrotechnicznych.

Tabela 1. Parametry zbiornika Goczałkowickiego.

L.p.	Wyszczególnienie	Jednostka	Wielkość
1.	Podstawowe dane		
1.1	Klasa Budowli	-	I
1.2	Kilometr rzeki Małej Wisły w przekroju zapory	km	43+092
1.3	Powierzchnia zlewni do przekroju zaporowego	km <sup>2</sup>	523,0
1.4	Długość zapory	m	2980
1.5	Szerokość korony zapory ( rzędna 259,00 m n.p.m.)	m	6,0
2.	Wydatek urządzeń spustowych		
2.1	Wydatek spustu dennego przy MaxPP	m <sup>3</sup> /s	216
2.2	Wydatek przelewu burzowego przy MaxPP	m <sup>3</sup> /s	694
3.	Charakterystyczne poziomy piętrzenia		
3.1	Minimalny poziom piętrzenia (Min PP)	m n.p.m.	250,50
3.2	Minimalny poziom piętrzenia dla ZUW Goczałkowice (Min PP <sub>ZUW Gocz.</sub> )	m n.p.m.	251,50
3.3	Normalny poziom piętrzenia (NPP)	m n.p.m.	255,50
3.4	Roboczy poziom piętrzenia RPP (zalecany do czasu remontu zapory bocznej)	m n.p.m.	254,50
3.5	Maksymalny poziom piętrzenia (Max PP)	m n.p.m.	257,00
4.	Pojemność zbiornika		
4.1	Martwa przy minimalnym poziomie piętrzenia 250,50 m n.p.m.	hm <sup>3</sup>	17,730
4.2	Minimalna dla ZUW Goczałkowice przy poziomie piętrzenia 251,50 m n.p.m.	hm <sup>3</sup>	29,850
4.3	Przy normalnym poziomie piętrzenia 255,50 m n.p.m.	hm <sup>3</sup>	118,070
4.4	Przy roboczym poziomie piętrzenia 254,50 m n.p.m.	hm <sup>3</sup>	90,970
4.5	Przy maksymalnym poziomie piętrzenia 257,00 m n.p.m.	hm <sup>3</sup>	161,250
4.6	Wyrównawcza pomiędzy rzędnym 250,50-255,50 m n.p.m.	hm <sup>3</sup>	100,340
4.7	Powodziowa pomiędzy rzędnymi 255,50-257,00 m n.p.m.	hm <sup>3</sup>	43,180
4.8	Powodziowa pomiędzy rzędnymi 254,50-257,00 m n.p.m.	hm <sup>3</sup>	70,280
5.	Powierzchnia zalewu		
5.1	Przy piętrzeniu do rzędnej 250,50 m n.p.m.	km <sup>2</sup>	10,43
5.2	Przy piętrzeniu do rzędnej 254,50 m n.p.m.	km <sup>2</sup>	26,42
5.3	Przy piętrzeniu do rzędnej 255,50 m n.p.m.	km <sup>2</sup>	27,54
5.4	Przy piętrzeniu do rzędnej 257,00 m n.p.m.	km <sup>2</sup>	30,97
6.	Parametry zapory czołowej i urządzeń upustowych		
6.1	Rzędna korony zapory	m n.p.m.	259,00
6.2	Wysokość zapory	m	16
6.3	Szerokość korony zapory	m	6
6.4	Długość zapory	m	2980
7.	Spust denny – zamknięcia główne		
7.1	Liczba światel spustu	szt.	2
7.2	Liczba zamknięć z napędem hydraulicznym	szt.	4
7.3	Wymiary otworu (spustu)	m	3,4x3,4
7.4	Rzędna progu spustu dennego	m n.p.m.	243,00
7.5	Rzędna pomostu roboczego	m n.p.m.	258,00
7.6	Zasuwu płaskie na kołach z rolkami bocznymi	szt.	4
7.7	Typ uszczelnienia		guma
7.8	Napęd zasuwu -hydrauliczny oraz ręczny	szt.	4
7.9	Kompletne zamknięcie remontowe dla jednego otworu stalowo-gumowe	komplet	1
8.	Przelew burzowy		
8.1	Cześć stała o kształtach praktycznych		
8.2	Liczba przęsł	szt.	3
8.3	Szerokość jednego przęsła	m	15
8.4	Rzędna korony przelewu stałego	m n.p.m.	255,95
8.5	Cześć ruchoma przelewu		
8.6	Liczba przęsł	szt.	3
8.7	Szerokość jednego przęsła	m	12
8.8	Zasuwu płaskie stalowe z uszczelnieniem gumowo dębowym	szt.	3
8.9	Napędy elektryczne z ciągniami linowymi z elektroniczną synchronizacją	szt.	6

### 3.2. Zapora czolowa

Długość zapory wynosi 2980 m, a jej korona położona jest na wysokości 16,0 m ponad dnem doliny rzeki Wisły. Korpus zapory zbudowano z materiałów miejscowych, z piasków fluwioglacjalnych. Uszczelnienie korpusu zapory od strony wody górnej stanowi ekran ilości, o grubości od 1,00 m u góry do 2,50 m u podstawy, który od przemarzania i wypłukiwania chroniony jest dwuwarstwowym filtrem odwrotnym (każda warstwa o grubości 0,25 m):

- pierwsza warstwa o granulacji od 0,25 do 2,5 mm;
- druga warstwa o granulacji od 5,0 do 20,0 mm.

Filtr pokryty jest metrową warstwą żwiru grubego i tłucznia, który chroni okładzina z płyt betonowych o grubości od 0,25 do 0,35 m. W części zapory wykonano ekran z płyt betonowych o grubości 15 cm.



Fot. 2. Zapora czolowa – widok od strony północnej (A. Siudy).

Charakterystyka geometryczna korpusu zapory przedstawia się następująco:

- rzędna korony zapory wynosi 259,00 m n.p.m.;
- nachylenie skarpy od strony wody górnej wynosi 1:3;
- nachylenie skarpy odpowietrznej – powyżej ławki wynosi 1:2,5;
- nachylenie skarpy odpowietrznej – poniżej ławki wynosi 1:3.

Spust denny składa się z:

- wieży zamknięć (eksploatacyjnych, awaryjnych i remontowych);
- dwóch przewodów spustu o wymiarach 3,6 m × 3,6 m;
- stanowiska dolnego obejmującego:
  - wyloty z przewodów;
  - płyty dennej wypadu z trzema rzędami szykan;
  - mury boczne wypadu;
  - koryto odpływowe połączone z kanałem odpływowym z przelewu powierzchniowego.

Spust denny dwuprzewodowy, o świetle  $3,6 \text{ m} \times 3,6 \text{ m}$  i rzędnej dna wlotu 243,00 m n.p.m., zamykany uruchamianymi napędem elektrycznym lub ręcznie zasuwami (po dwie w każdym przewodzie) o świetle  $3,4 \text{ m} \times 3,4 \text{ m}$  usytuowanymi przy wlocie, ma konstrukcję żelbetową. Obiekt zabezpieczony jest przed filtracją przez podłoże za pomocą ścianek szczelnych stalowych, wbitych na głębokość 6 m prostopadle do osi zapory oraz 8 m równoległe do osi zapory.



Fot. 3. Spust denny – zrzut w wysokości biologicznego (A. Siudy).

### 3.3. Zapora boczna i odwodnienie terenu depresyjnego

Dla zabezpieczenia przed zalaniem terenów położonych między doliną rzeki Wisły, a położonym na jej prawym brzegu Zarzeczem i ograniczeniem płycizn i odsloneń, zbudowano zapórę boczną zbiornika Goczalkowice. Budowla ta spowodowała odcięcie odpływu wody z sieci rowów melioracyjnych przy wyższych stanach wody w zbiorniku. Dla terenów południowego zawala zbudowano cztery przepompownie: „Zarzecze”, „Zabłocie”, „Podgrobek” i „Frelichów”. Dla odwodnienia terenów miasta Strumienia zbudowano przepompownię „Strumień”. Łączna powierzchnia terenów odwadnianych wynosi  $27,5 \text{ km}^2$ , na co składają się następujące obszary odwadniane przez przepompownie: „Strumień” –  $6,23 \text{ km}^2$ , „Zarzecze” –  $5,0 \text{ km}^2$ , „Zabłocie” –  $5,6 \text{ km}^2$ , „Podgrobek” –  $7,65 \text{ km}^2$ , „Frelichów” –  $3,02 \text{ km}^2$ .



Fot. 4. Zapora boczna (A. Siudy).

Zapora boczna, chroniąca przed zalaniem tereny depresyjne o łącznej powierzchni 650 ha, leżące na południowym brzegu zbiornika, ma długość 10,8 km. Wzdłuż całej zapory w odległości 24 m biegnie rów opaskowy przechwytyjący wody filtracyjne i zbierające wodę opadającą z terenów depresyjnych. Rów ten ma szerokość w dnie 1,0 m i nachylenie skarp 1:1,5.

Zapora boczna, chroniąca tereny depresyjne położone w końcowej części cofki zbiornika, stanowi odcinek drogi publicznej łączącej Pszczynę ze Strumieniem. Rzędna korony zapory bocznej wynosi 258,20 m n.p.m. zaś jej długość jest równa 140 m przy szerokość korony 3,0 m.

Maksymalne wydatki pompowni odwodniających tereny depresyjne kształtują się następująco:

- Przepompownia „Strumień” – 1,8 m<sup>3</sup>/s;
- Przepompownia „Zabłocie” – 2,5 m<sup>3</sup>/s;
- Przepompownia „Frelichów” – 1,3 m<sup>3</sup>/s;
- Przepompownia „Zarzecze” – 1,7 m<sup>3</sup>/s;
- Przepompownia „Podgrobel” – 1,3 m<sup>3</sup>/s.

#### **4. Przepływy charakterystyczne w przekroju zapory Goczałkowice w latach 1964-2020**

Przepływy dobowe w przekroju zapory zbiornika Goczałkowice obliczono metodą objętościową dla okresu 64 lat, od roku 1956 do 2020, dane uzyskano z ksiąg gospodarki wodnej na zbiorniku. Średni dopływ do zbiornika w okresie ostatniej doby wpisuje się do bazy danych codziennie o godz. 6.00. Metoda objętościowa polega na obliczeniu dobowego dopływu do zbiornika na podstawie obserwowanego codziennie stanu wody i określeniu objętości wody w zbiorniku odczytanej z krzywej pojemności oraz zbilansowaniu wielkości dopływu po uwzględnieniu:

- zrzutu wody przez urządzenia spustowe zapory;
- poboru wody na cele komunalne (Zakład Uzdatniania Wody w Goczałkowicach, stawy hodowlane);
- różnicy objętości wody w stosunku do poprzedniej doby.

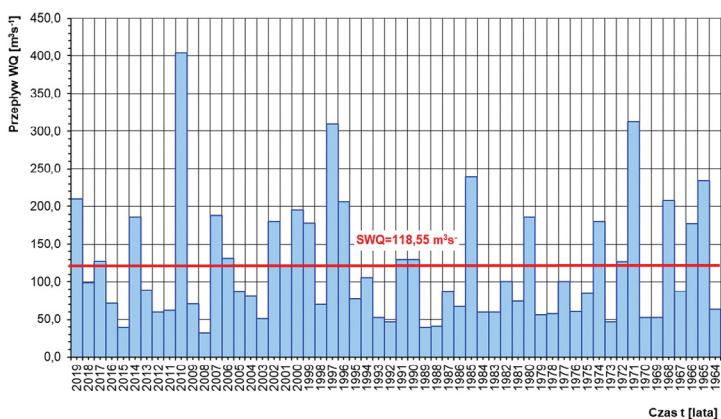
W okresach niżówkowych, gdy wielkość poboru wody przewyższała wielkość dopływu i dodatkowo ma miejsce intensywne parowanie, bilans wody wykazuje po stronie dopływu wartości ujemne.

Przedstawiony poniżej (rys. 2) wykres dopływów średnich do zbiornika Goczałkowice w latach 1956-2019 charakteryzuje się dużą zmiennością. Rokiem o najniższej średniej wartości dopływu był 1984, w którym  $SQ = 4,09 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ . Najwyższa wartość dopływu średniego dobowego wystąpiła w roku 2010 i wyniosła  $SQ = 13,92 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ . Dla 64 lat obserwacji wartość dopływu średniego dobowego z wielolecia wynosi  $SSQ = 7,26 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ .

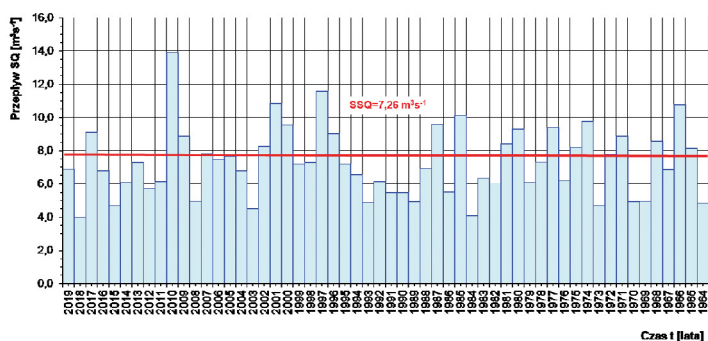
Następnie (rys. 1) przedstawiono wykres najwyższych dobowych dopływów do zbiornika Goczałkowice w latach 1964-2019. Wykres charakteryzuje skokowa zmienność wystę-

powania dopływów najwyższych oraz znaczne różnice wartości w poszczególnych latach eksploatacji zbiornika. Wielkości dopływów najwyższych wahają się od  $WQ = 32 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$  w roku 2008, do  $404 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$  w roku 2010. Średnia wartość dopływów wysokich wynosi  $SWQ = 118,55 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ .

Ciąg statystyczny obserwacji maksymalnych dopływów rocznych pozyskano z ksiąg gospodarowania wodą, prowadzonych codziennie przez obsługę zbiornika od początku istnienia zbiornika. Takie dane są najbardziej wiarygodne, bo dotyczą dopływów do zbiornika wyliczonych metodą objętościową przez pracowników zbiornika podczas wezbrań, w których brali udział.

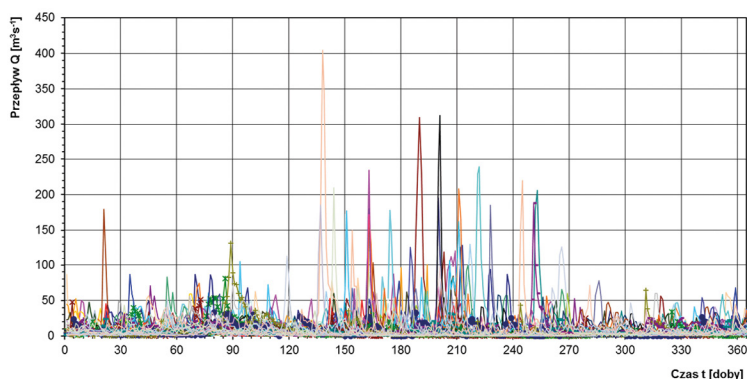


Rys. 1. Przeływy maksymalne dobowe w przekroju zapory z okresu 1964-2019.



Rys. 2. Przeływy średnie dobowe w przekroju zapory z okresu 1964-2019.



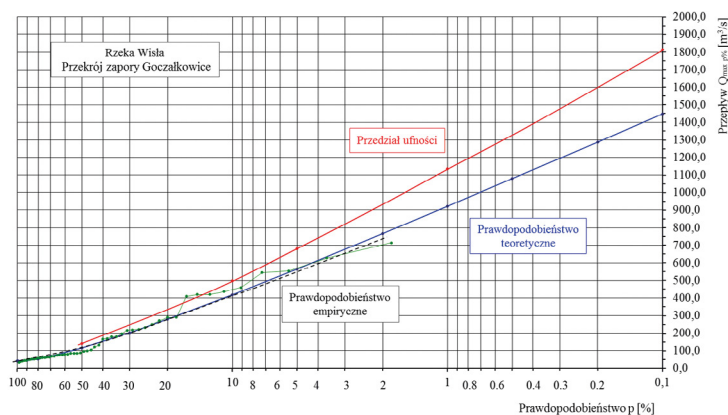


Rys. 3. Zmienność przepływów średniodobowych w przekroju zapory w latach 1964-2019.

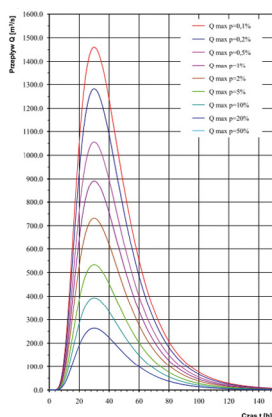
### 5. Przepływy maksymalne o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia

Opierając się na Instrukcji Utrzymania i Eksploatacji zbiornika wodnego Goczałkowice z 2010 r., rozszerzono ciąg rozdzielczy przepływów maksymalnych rocznych o przepływy maksymalne obserwowane w latach 2011-2020. Następnie, stosując metodę statystyczną, obliczono przepływy maksymalne o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia w przekroju zapory zbiornika retencyjnego w Goczałkowicach. Obecny ciąg rozdzielczy obejmuje obserwacje z lat 1958-2020.

Maksymalne przepływy roczne o określonym prawdopodobieństwie obliczono zgodnie instrukcją CUGW [*Zasady obliczania...*, 1969] z równania opartego na rozkładzie Pearsona typ III. Rozszerzenie ciągu rozdzielczego obserwacji rocznych maksymalnych chwilowych dopływów do zbiornika o kolejne 10 lat (2011-2020) nie zmieniło wielkości teoretycznych dopływów do zbiornika o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia i można stwierdzić, że są praktycznie identyczne jak w instrukcji z 2010 r.



Rys. 4. Wykres prawdopodobieństwa przepływów maksymalnych rocznych (skala logarytmiczna).



Rys. 5. Hydrogramy przepływów hipotecznych o określonym prawdopodobieństwie – Mała Wisła.

## 6. Przepływy miarodajne dla budowli hydrotechnicznych

W praktyce projektowej określa się prawdopodobieństwo przewyższenia przepływu przyjętego za podstawę do obliczania wymiarów konkretnej budowli wodnej. Wiąże się to z bezpieczeństwem budowli i czynnikami ekonomicznymi. Im niższy procent prawdopodobieństwa przewyższenia przepływu maksymalnego przyjmuje się jako miarodajny do obliczeń, tym zapewnione jest większe bezpieczeństwo dla projektowanej budowli oraz chronionej przez nią obiektów. Jednocześnie inwestycja jest droższa, ponieważ urządzenia spustowe muszą mieć większe światła, wały powodziowe – większe wymiary. Procent prawdopodobieństwa przekroczenia miarodajnych przepływów maksymalnych określa się w zależności od klasy i rodzaju budowli. Szczegółowe wytyczne projektowe i eksploatacyjne odnośnie wymagań dla poszczególnych budowli hydrotechnicznych zawiera Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 20 kwietnia 2007 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budowle hydrotechniczne i ich usytuowanie.

Przy projektowaniu zbiornika, w oparciu o ciąg statystyczny obserwacji w latach 1930-1948, określono wartość  $Q_m = Q_{\max 0,1\%} = 830 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ . Dla takiej wartości przepływu miarodajnego zostały obliczone, zaprojektowane i wykonane urządzenia spustowe o wydatkach:

- spustu dennego  $Q_s = 216 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ ;
- przelewu burzowego  $Q_p = 694 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ , (112  $\text{m}^3 \text{ s}^{-1}$  część stała 581  $\text{m}^3 \text{ s}^{-1}$  część ruchoma),

co łącznie pozwala na bezpieczne dla budowli zapory przeprowadzenie fali powodziowej o kulminacji  $Q = 910 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$  (przy utrzymaniu charakterystycznych poziomów piętrzenia i zapasu wysokości korony zapory). Obliczona wielkość wody miarodajnej  $Q_m = 1442 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$  (wg aktualnie obowiązującej praktyki) przekracza wydatek urządzeń spustowych bez przekroczenia Max PP. W przypadku jej wystąpienia poważnie zagrożone jest bezpieczeństwo budowli, gdy nie jest utrzymywana zwiększona stała rezerwa powodziowa. Dlatego w instrukcji z 2010 i 2021 r. oraz na podstawie symulacji pracy zbiornika opracowano procedury, które pozwalają na zrzuty powodziowe zanim osiągnięty zostanie NPP. Symulacje pracy zbiornika

wypadły pomyślnie dla bezpieczeństwa budowli i każdym przypadku nie było konieczności zrzutów powyżej  $Q_m$ .

Dodatkowo należy brać pod uwagę wielkości dysponowanego zrzutu, bezpiecznego dla terenów położonych poniżej zapory. W przypadku zapory Goczałkowice na podstawie wieloletnich doświadczeń ustalono, że zrzut dopuszczalny niepowodujący wystąpienia wody powyżej korony wałów wynosi  $Q = 350 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ . Taka ilość wody jest możliwa do odprowadzenia ze zbiornika z uwagi na parametry obwałowań Wisły poniżej zapory. Obliczona wielkość wody miarodajnej wymaga więc zweryfikowania możliwości bezpiecznego odprowadzania wody ze zbiornika z uwzględnieniem wydatku urządzeń spustowych i zwiększenia stopnia zabezpieczenia przeciwpowodziowego terenów poniżej zapory.

Przyjęcie większego przepływu miarodajnego jest teoretycznie możliwe poprzez zwiększenie rezerwy powodziowej. W praktyce jednak, aby spełniona została funkcja zbiornika jako źródła wody przeznaczonej do spożycia, dla zachowania odpowiedniej jakości wody i nie dopuszczenia do wzrostu jego trofii słuszne jest utrzymywanie obecnego poziomu piętrzenia.

Analizując różne warianty rozwiązania problemu przyjęcia przez obiekt wód miarodajnych, obliczonych w oparciu o rozszerzone ciągi statystyczne obserwacji, uwzględnić należy następujące aspekty:

- bezpieczeństwo budowli;
- ochronę przeciwpowodziową terenów poniżej zbiornika;
- zachowanie odpowiedniej jakości wody w zbiorniku.

Tabela 2. Przepływy charakterystyczne.

Lp.	Określenie przepływu	Przepływ Q [m <sup>3</sup> /s]
1	Przepływy główne stopnia II:	
	Średni niski (SNQ)	0,73
	Średni roczny (SSQ)	7,26
	Średni wielki (SWQ)	118,55
2	Przepływy maksymalne roczne o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia:	
	$Q_{\max 10\%}$	401
	$Q_{\max 5\%}$	550
	$Q_{\max 1\%}$	910
	$Q_{\max 0,1\%}$ (woda miarodajna)	1442
	$Q_{\max 0,05\%}$ (woda kontrolna)	1618

## 7. Przepływ nienaruszalny i przepływy dopuszczalne dla koryta odpływowego

Na podstawie zestawionych w operacie hydrologicznym danych w przekroju zaporowym zbiornika Goczałkowice określono następujące przepływy charakterystyczne poniżej zbiornika:

- Przepływ nienaruszalny (biologiczny)  $Q_{\text{biol.}} = 1,0 \text{ m}^3/\text{s}$ , określony na podstawie kryterium rybackiego poniżej zbiornika (w poprzednich pozwoleniach wodnoprawnych przepływ nienaruszalny był niższy i wynosił  $0,6 \text{ m}^3/\text{s}$ ).

- Przepływ rybacki  $Q_{\text{ryb.}} = 0,2 \text{ m}^3/\text{s}$ , realizowany za pomocą lewara na brzegu zbiornika, na potrzeby zasilania stawów poniżej zbiornika.
- Przepływ absolutnie bezpieczny  $Q_{\text{bezp}} = 22,6 \text{ m}^3/\text{s}$ , przepływ który może zadysponować kierownictwo zbiornika w normalnych warunkach eksploatacji zbiornika oraz w czasie zagrożenia powodziowego przy poziomie piętrzenia wody w zbiorniku poniżej NPP.
- Przepływ nieszkodliwy  $Q_{\text{N}} = 60 \text{ m}^3/\text{s}$ , przepływ, który może zadysponować kierownictwo zbiornika w normalnych warunkach eksploatacji zbiornika oraz w czasie zagrożenia powodziowego przy poziomie piętrzenia wody w zbiorniku również poniżej NPP. Takie postępowanie dopuszczalne jest przy prognozach dużych wezbraniach, traktując zrzut  $60 \text{ m}^3/\text{s}$  jako wyprzedzający.
- Przepływ dopuszczalny  $Q_{\text{dop}} = 350 \text{ m}^3/\text{s}$ . Zrzuty powyżej wielkości przepływu dopuszczalnego mogą wyrządzić straty na terenach poniżej zbiornika. Zadysponowanie zrzutu większego od dopuszczalnego może być realizowane w przypadku wyczerpania się rezerwy powodziowej w zbiorniku oraz w przypadku wystąpienia dopływu do zbiornika o wielkości powyżej  $900 \text{ m}^3/\text{s}$ .
- Przepływ maksymalny  $Q_{\text{max}} = 910 \text{ m}^3/\text{s}$ . Równy jest maksymalnemu wydatkowi urządzeń spustowych zapory czołowej.

## 8. Określenie sposobu postępowania w okresie powodzi

Instrukcja gospodarowania wodą w okresie powodzi dla zbiornika wodnego Goczałkowice ma charakter „sztywny”, tj. dyspozycje odpływu zależą głównie od aktualnego dopływu do zbiornika i wielkości rezerwy powodziowej, którą zbiornik w tym momencie dysponuje. Procedury postępowania w czasie powodzi są stosunkowo proste. Powstały one na podstawie analiz wszystkich historycznych powodzi, które wystąpiły od początku istnienia zbiornika. Ciąg statystyczny obserwacji (szereg rozdzielczy maksymalnych dopływów rocznych) określono na podstawie ksiąg gospodarowania wodą prowadzonych przez obsługę zbiornika systematycznie od początku istnienia obiektu, tj. 1956 r.

Dla oceny skuteczności gospodarki wodnej zbiornika Goczałkowice na podstawie sztywnej instrukcji wykonano symulacje, wykorzystując hydrogramy Strupczewskiego, dla hipotetycznych fal o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia. Jako dane wejściowe wykorzystano wygenerowane hipotetyczne fale powodziowe o prawdopodobieństwie przewyższenia  $p = 10\%$ ,  $5\%$ ,  $2\%$ ,  $1\%$ ,  $0,5\%$ ,  $0,1\%$  i  $0,05\%$ . Na podstawie tych symulacji opracowano procedury gospodarowania wodą na zbiorniku. W każdym przypadku redukcja kulminacji wezbrania wynosiła min.  $45\%$ .

Institut Meteorologii i Gospodarki Wodnej PIB dopiero od kilku lat sporządza i przesyła prognozę dopływu do zbiornika. Prognozy stanowią wsparcie dla obsługi zbiornika, jednak stopień ich dokładności nie pozwala na to, aby stanowiły one podstawę do prowadzenia gospodarki wodnej w okresie powodzi, ponieważ różnice pomiędzy prognozowanym a rzeczywistym dopływem do zbiornika są zbyt duże. Sztywne zasady gospodarowania wodą w okresie powodzi na zbiorniku funkcjonują od wielu lat i okazały się skuteczne w czasie dużych powodzi, jak np. w 2010 r.

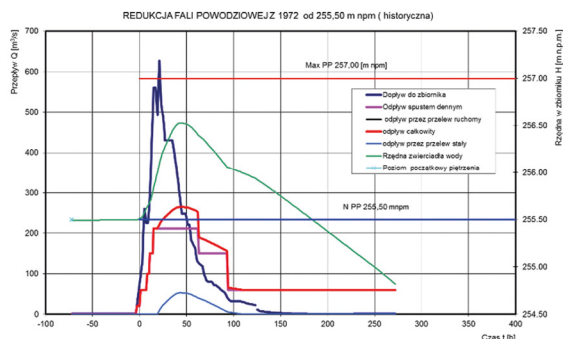
Działając na podstawie art. 182 ustawy *Prawo wodne*, w przypadku ostrzeżenia o nadejściu wezbrania powodziowego właściwy organ Wód Polskich może, w drodze decyzji, nakazać zakładowi piętrzącemu wodę obniżenie piętrzenia wody lub opróżnienie zbiornika. Decyzja wydawana jest z uwzględnieniem scenariusza ekstremalnych zdarzeń hydrologicznych i meteorologicznych przekazanego przez państwową służbę hydrologiczno-meteorologiczną. Decyzja taka musi być uzgodniona z Wojewodą Śląskim i ma nakaz natychmiastowej wykonalności, a za szkody powstałe na skutek wydania tej decyzji nie przysługuje odszkodowanie. Dotychczas taki nakaz nigdy nie został wystosowany.

Postępowanie przeciwpowodziowe na zbiorniku obejmuje gospodarkę wodną w obrębie stałej rezerwy powodziowej, zawartej między rzędnymi piętrzenia NPP = 255,50 m n.p.m. i Max PP = 257,00 m n.p.m. Okres postępowania przeciwpowodziowego rozpoczyna się w momencie, kiedy wypełniona jest pojemność wyrównawcza zbiornika (rzędna 255,50 m n.p.m.) lub gdy dopływ do zbiornika przekracza  $55 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$  i trwa do całkowitego odtworzenia rezerwy powodziowej. Schemat gospodarki wodnej w warunkach powodziowych uzależnia dyspozycję odpływu ze zbiornika od dopływu i wypełnienia rezerwy powodziowej.

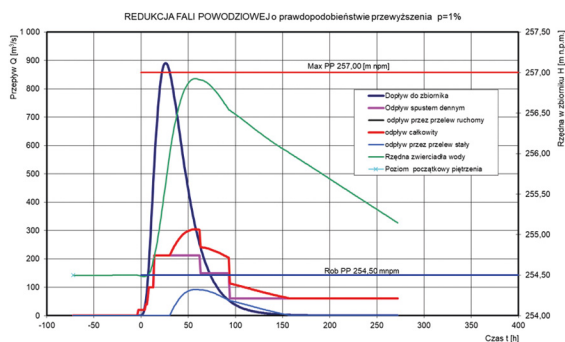
W toku postępowania przeciwpowodziowego obowiązują następujące reguły:

- Po przekroczeniu stanu alarmowego na wodowskazie Skoczów należy zadysponować zrzut o wielkości  $60 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ .
- Jeżeli dopływ do zbiornika osiąga wartość  $200 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ , zrzut należy powiększyć do  $100 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ .
- Kolejne dyspozycje odpływu wydawane są co 3 godziny.
- Jeżeli dopływ do zbiornika osiąga wartość  $400 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ , zrzut należy powiększyć do  $200 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ .
- Jeżeli dopływ do zbiornika osiąga wartość  $600 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ , zrzut należy powiększyć do  $300 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ .
- Jeżeli dopływ do zbiornika osiąga wartość  $800 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ , zrzut należy powiększyć do  $350 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ .
- Jeżeli dopływ do zbiornika przekracza  $900 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ , a prognozy świadczą o tendencji wzrostowej, dyspozycję zrzutów należy ustalać na poziomie 50% dopływu.
- Po osiągnięciu piętrzenia do rzędnej 256,70 m n.p.m. należy tak regulować odpływ przez spust denny i przelew, aby nie przekroczyć rzędnej maksymalnego piętrzenia 257,00 m n.p.m.
- Napelnienie rezerwy powodziowej trwa do momentu, gdy dopływ będzie mniejszy od dysponowanego poprzednio odpływu lub do osiągnięcia Max PP w zbiorniku.
- Po przejściu fali powodziowej należy niezwłocznie odtworzyć rezerwę powodziową odpływem nie przekraczającym odpływu dopuszczalnego ( $Q_d = 350,0 \text{ m}^3 \text{ s}^{-1}$ ). Odpływ należy tak regulować, aby poziom wody w zbiorniku był obniżany nie więcej niż 30 cm na dobę.

Gospodarka wodna na zbiorniku Goczałkowice na przykładzie wybranych fali powodziowych oraz fali hipotetycznej według modeli Strupczewskiego przedstawiona została na rysunkach poniżej.



Rys. 6. Zredukowana historyczna fala powodziowa z 1972 r. według procedur z *Instrukcji* z 2021 r.



Rys. 7. Zredukowana hipotetyczna fala powodziowa  $p = 1\%$  według procedur z *Instrukcji* z 2021 r.

## 9. Podsumowanie

Instrukcja gospodarowania wodą w okresie powodzi dla zbiornika wodnego Goczałkowice ma charakter „sztywny”, tj. dyspozycje odpływu głównie zależą od aktualnego dopływu do zbiornika i wielkości rezerwy powodziowej, którą zbiornik w tym momencie dysponuje. Procedury postępowania w czasie powodzi są stosunkowo proste. Powstały one na podstawie analiz wszystkich historycznych powodzi, które wystąpiły od początku istnienia zbiornika. Ciąg statystyczny obserwacji (szereg rozdzielczy maksymalnych dopływów rocznych) określono na podstawie ksiąg gospodarowania wodą prowadzonych systematycznie przez obsługę zbiornika.

Dla oceny skuteczności gospodarki wodnej zbiornika Goczałkowice w 2020 r. na podstawie sztywnej instrukcji wykonano symulacje, wykorzystując hydrogram Strupczewskiego dla hipotetycznych fal o określonym prawdopodobieństwie przewyższenia. Jako dane wejściowe wykorzystano wygenerowane hipotetyczne fale powodziowe o prawdopodobieństwie przewyższenia  $p = 10\%$ ;  $5\%$ ;  $2\%$ ,  $1\%$ ,  $0,5\%$ ,  $0,1\%$  i  $0,05\%$ . Na podstawie tych symulacji opracowano procedury gospodarowania wodą na zbiorniku. W każdym przypadku redukcja kulminacji wezbrania wynosiła min.  $45\%$ .

Zlewnia Małej Wisły powyżej zbiornika Goczałkowickiego graniczy ze zlewnią Odry i Dunaju, a granice przebiegają w odległości zaledwie kilkudziesięciu kilometrów od przekroju piętrzenia. Sumaryczna wielkość prognoz opadów na tym obszarze dzieli się zatem na wyżej wymienione zlewnie i trudno określić w praktyce, jakie będą faktyczne spływy do zlewni Małej Wisły do czasu aż opad będzie zarejestrowany przez urządzenia telemetryczne IMGW-PIB usytuowane w zlewni zbiornika Goczałkowice.

Podczas wezbrania powodziowego obsługa zbiornika sporządza 12-godzinną prognozę dopływu do zbiornika na podstawie nomogramów empirycznych, opracowanych na potrzeby instrukcji eksploatacji zbiornika i przygotowanych w oparciu na wieloletnich doświadczeniach i obserwacjach zachowania zlewni podczas wezbrań powodziowych. Prognoza ta jest niezbędną do szacowania czasu, jakim dysponuje kierownictwo zbiornika do momentu wyczerpania rezerwy powodziowej.

### **Literatura**

- Bojarski A., Wojtas S., 2010, Instrukcja utrzymania i eksploatacji zbiornika Goczałkowice, Kraków.
- Ciepielowski A., 1999, Podstawy gospodarowania wodą, SGGW, Warszawa.
- Siudy A., 2021a, Instrukcja gospodarowania wodą na zbiorniku Goczałkowickim, Goczałkowice.
- Siudy A., 2021b, Operat wodnoprawny na usługi wodne – piętrzenie wód Małej Wisły za porą ziemną w Goczałkowicach i ich retencjonowanie oraz na pobór wód powierzchniowych ze zbiornika Goczałkowickiego, Goczałkowice.

# 140-LAT WODOCIĄGÓW NA ŚLĄSKU – HISTORIA GÓRNOŚLĄSKIEGO PRZEDSIĘBIORSTWA WODOCIĄGÓW S.A.

## 140 YEARS OF WATERWORKS IN SILESIA – THE HISTORY OF GÓRNOŚLĄSKIE PRZEDSIĘBIORSTWO WODOCIĄGÓW S.A.

Arkadiusz TARASIŃSKI, Henryk DROB, Górnośląskie Przedsiębiorstwo Wodociągów S.A.

### Streszczenie

W artykule przedstawiono zarys historii wodociągów, począwszy od najstarszych znalezisk na Bliskim Wschodzie, przez hellenistyczną Grecję, Cesarstwo Rzymskie, aż do czasów średniowiecznej Europy. W okresie nowożytnym zwrócono uwagę na zmiany społeczne i przemysłowe, które zdeterminowały rozwój powszechnego zaopatrzenia ludności w wodę. Szczególną uwagę poświęcono rozwojowi wodociągów na Śląsku, przedstawiając najważniejsze daty i zdarzenia z tej historii. W roku 2022 Górnośląskie Przedsiębiorstwo Wodociągów – jedna z największych tego typu firm w Europie Środkowej – obchodziła 140-lecie działalności pierwszych systemów zbiorowego zaopatrzenia regionu w wodę. Górnośląskie Przedsiębiorstwo Wodociągów S.A. jest kontynuatorką tej historii, której początek wyznacza oddana w roku 1882 studnia głębinowa w Zawadzie.

### 1. Historia wodociągów

Historia cywilizacji na przestrzeni wieków nieodmiennie łączyła się z dostępem ludzi do ujęć wody. Pierwsze osady, później miasta, a w końcu całe metropolie powstawały nad rzekami lub jeziorami – tam, gdzie był dostęp do wody. To ona była źródłem życia i nośnikiem rozwoju.

#### 1.1. Najstarsze znaleziska związane z dystrybucją wody

Trudno jednoznacznie określić, kiedy ludzie w sposób zorganizowany zaczęli dystrybuować wodę za pomocą infrastruktury technicznej. Jedne z najstarszych znanych obecnie odkryć prowadzą na Bliski Wschód, do zachodniego Iranu, nieopodal miejscowości Farash. Tam, w roku 2007, podczas budowy zbiornika wodnego i zapory Seymareh Dam, odkryto wielokulturowe stanowisko archeologiczne, które przez kolejne lata dostarczyło wielu sensacyjnych odkryć.

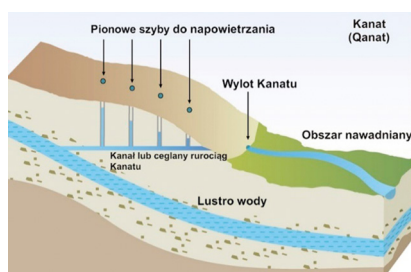
Tym, co nas interesuje, jest ceramiczny wodociąg, którego wiek określono na 5000 lat (!). Archeolodzy odsłanili system składający się z rur o długości 1 metra, łączonych ze sobą przy pomocy gliny. Podczas pierwszych prac odkopano kilkadziesiąt metrów wodociągu, którego całkowita długość mogła wynosić nawet kilka kilometrów. System ten, nazywany w dawnej Persji „Kanat” (*Qanat*), składał się z ceramicznych rur układanych pod ziemią. Prowadził wodę grawitacyjnie od źródła do miejsca, gdzie nawadniano pole lub czerpano ją na własny użytek. W tym drugim przypadku, na końcu wodociągu budowano cysterne (również zakopaną w ziemi), do której dostęp był możliwy poprzez niewielką czerpnię. Charakterystyczne było odkrycie przez archeologów pionowych kanałów o głębokości 2 metrów



(rodzaj studni), które budowane były co kilkadziesiąt metrów i służyły do napowietrzania oraz inspekcji instalacji.



Rys. 1. Fragment ceramicznego rurociągu, odkrytego podczas budowy zapory w Iranie, datowanego na 5000 lat (<https://archaeonewsnet.com>).



Rys. 2. Qanat – schemat ideowy instalacji nawadniającej (<https://www.mei.edu>).

Tak wczesne datowanie wodociągu było dużym zaskoczeniem, ponieważ dotychczas uważano, że kanaty zaczęto budować około V wieku p.n.e. Tymczasem odkrycie dokonane przy budowie zbiornika i zapory Seymareh przesuwają tę datę o co najmniej 2500 lat. Czy można w związku z tym powiedzieć, że to Bliski Wschód jest kolebką znanych dzisiaj wodociągów? Trudno o taką konstatację. W różnych częściach świata powstawały różne instalacje, a ich wygląd był często determinowany przez uwarunkowania topograficzne lub klimat. W Persji woda prowadzona była pod ziemią, nie tylko w celu jej ochrony przed zatruciem, ale również zabezpieczenia przed parowaniem w pustynnym klimacie. W innych częściach płynęła na powierzchni po brukowanych korytach, tworząc znane wszystkim akwedukty.

W Europie ważnym znaleziskiem z zakresu inżynierii wodnej było odkrycie na początku XVIII wieku pozostałości etruskiego miasta Herkulanum (okolice Neapolu w dzisiejszych Włoszech). Historia miasta przerwana została tragicznym w skutkach wybu-

chem Wezuwiusza, który w 79 r. n.e. nieoczekiwanie eksplodował z ogromną siłą. Tak jak w pobliskich Pompejach, oczom współczesnych ukazały się zachowane w całości ulice i domy pełne wyposażenia. W Herkulanum odkryto coś jeszcze – w popiołach wulkanicznych zachowały się elementy ówczesnych wodociągów, które doprowadzały wodę z pobliskich wzgórz. Woda spływała do miasta kamiennym akweduktem, który prowadził ją do wieży zwanej *castellum divisorium*, zbudowanej w najwyższym punkcie okolicy. Tam była rozdzielana na trzy rurociągi – dwa miejskie oraz jeden prywatny. Woda z rurociągów miejskich zasilala infrastrukturę publiczną: fontanny, łaźnie i zbiorniki zasobowe, z których czerpali wodę mieszkańcy. Rurociąg prywatny prowadził do części miasta zamieszkałej przez bogatych mieszkańców, którzy za ten luksus musieli już płacić. Warto dodać, że razem z wodociągiem zbudowano tam system odprowadzania nieczystości. Pierwsze kanalizacje budowano w toaletach zlokalizowanych bezpośrednio przy budynkach. Z nich nieczystości odprowadzane były razem z odpadkami do dużych zbiorników, podobnych do naszych szamb.

Herkulanum jest o tyle istotne, że pokazuje w całości zachowany system wodociągowy, począwszy od ujęcia wody na wzgórzu, przez akwedukt, wieżę wodną, aż po ołowiane rury rozprowadzające wodę w mieście. Nie było ono jednak wyjątkiem – różne części systemów wodociągowych ciągle odkrywane są w miastach starożytnego Rzymu, choć nie zawsze zachowane w tak dobrym stanie.

O tym, jak ważne dla ówczesnych mieszkańców było sprawne doprowadzenie wody do miasta, może świadczyć fakt ustanowienia specjalnego urzędnika miejskiego odpowiedzialnego za te zadania. Jednym z nich był Sekstus Juliusz Frontyn, opisywany w źródłach jako Zarządca Rzymskich Akweduktów. Żył w czasach cesarza Marka Nerwy (96-98 r.) i pełnił funkcję namiestnika Brytanii, ale również cenionego inżyniera od spraw wodociągowych. Z jego zapisków dowiadujemy się, jak wyglądał system dostarczania wody. Była ona sprowadzana z gór za pomocą akweduktów do dużych zbiorników osadowych, gdzie odbywało się jej czyszczenie. Ten etap polegał właściwie tylko na chwilowym przytrzymaniu wody, aby większe zanieczyszczenia mogły osiąść na dnie. Następnie, siłami ciężenia transportowano wodę do kamiennej wieży (wspomnianego *castellum*), skąd rozprowadzana była ołowianymi rurami po mieście. Rury zakopywano dość płytko pod powierzchnią chodnika, aby mieć do nich łatwy dostęp w razie awarii. Wodociąg rozprowadzał wodę po mieście między kolejnymi castellami, skąd już docelowo woda trafiała do łaźni, publicznych fontann lub domów bogatych Rzymian. System opisany przez Frontyna potwierdzają wspomniane odkrycia w Herkulanum.

Jak wskazano wyżej, europejskie rozwiązania wodociągowe, podobnie jak te na Bliskim Wschodzie, rozpoczynały swój bieg zawsze przy źródłach na wysoczyznach. Rzymianie nie lubili pozyskiwać wody powierzchniowej, woleli górskie źródła lub strumienie. Miejsca czerpania musiały być zlokalizowane wysoko, ponieważ nie radzono sobie jeszcze z wytwarzaniem ciśnienia transportowego. W odróżnieniu od Bliskiego Wschodu, Rzymianie częściej mogli prowadzić wodę na otwartej przestrzeni, na co pozwalał klimat tej części kon-

tywentu. Napotkali jednak inny problem – była to urozmaicona rzeźba terenu, wpływająca na występowanie większej liczby naturalnych przeszkód. Liczne wąwozy, rzeki lub inne utrudnienia wymuszały na inżynierach znalezienie skutecznego sposobu ich ominięcia – mostów wodnych, potocznie nazywanych akweduktami.

## 1.2. Akwedukt

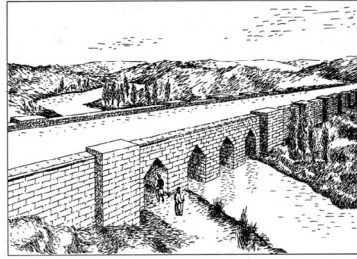
W naszej wyobraźni akwedukty to zazwyczaj duże, monumentalne budowle, w formie kamiennych koryt wspartych na strzelistych łukach, którymi doprowadzano wodę do starożytnych miast Imperium Rzymskiego. I jest to wyobrażenie jak najbardziej uzasadnione, chociaż w znakomitej większości akwedukty nie stanowiły tak spektakularnych konstrukcji, a już na pewno nie w początkach swojej historii.

Akwedukt to z łaciny *aquaeductus*, stanowiący zbitkę dwóch wyrazów: *aqua* – woda i *ductus* – prowadzenie. Woda prowadzona była na powierzchni bądź – w przypadku obaw o jej zatrucie – pod ziemią za pomocą glinianych lub metalowych rury. Czasem mógł to być też wykuty tunel, jednak ruch wody zawsze odbywał się siłami ciężenia.

Pierwszymi budowniczymi akweduktów nie byli Rzymianie. W Europie takie umiejętności posiadli dużo wcześniej Grecy, którzy 2000 lat p.n.e. w Knossos zbudowali instalacje do sprowadzania wody ze wzgórz Ida, u stóp których założyli swoje miasto. Choć Minojczycy nie stworzyli tak okazałych konstrukcji, jak późniejsi Rzymianie, to należy odnotować fakt ich umiejętności inżynierskich oraz zastosowania kompleksowych rozwiązań w tym zakresie. W Knossos odkryto bowiem pałac, w którym poza salami mieszkalnymi znajdowały się też zdobione łazienki, do których doprowadzona była woda i odprowadzająca nieczystości kanalizacja (!). Z nieco późniejszego czasu, również z Grecji, pochodzą znaleziska datowane na około 1200 r. p.n.e. W Mykenach archeolodzy odkryli pozostałości akweduktu, którym ówczesni mieszkańcy miasta sprowadzali do miasta wodę.



Rys. 3. Rzymski akwedukt Pont du Gard w pld. Francji  
(26-16 r. p.n.e., akwedukt miał długość 50 km)  
([https://pl.wikipedia.org/wiki/Pont\\_du\\_Gard](https://pl.wikipedia.org/wiki/Pont_du_Gard)).



Rys. 4. Jerwan (Irak), rekonstrukcja akweduktu z lat 703-690 p.n.e.  
(<https://en.wikipedia.org/wiki/Jerwan>).

Zarówno w Knossos, jak i w Mykenach woda prowadzona była tunelami ukrytymi w większości pod ziemią, zatem inaczej niż w naszych wyobrażeniach o tych konstrukcjach. Miało to swoje uzasadnienie wynikające z obawy o możliwość zatrucia wody lub jej odcięcia. Pierwsze akwedukty nie były też zazwyczaj długie – liczyły najwyżej do kilkuset metrów. Dłuższe konstrukcje znamy z czasów późniejszych. Przykładem mogą być odkrycia w asyryjskim mieście Jerwan, leżącym na północ od dzisiejszego Mosulu, w prowincji Niniwa w Iraku. Tamtejszy akwedukt odprowadzał wodę z wąwozu Khenis do słynnych ogrodów Niniwy, a jego długość wynosiła blisko 50 km. Współczesne rekonstrukcje pokazują akwedukt jako kamienny, wybrukowany kanał przypominający koryto rzeki. Na pewnych odcinkach zastosowano konstrukcje znane z Rzymu – arkady przerzucające wodę nad dolinami lub niewielkimi rzeczkami. Największa wykonana tam arkada zbudowana została z ponad 2 mln obrobionych bloków kamiennych tworzących wysokie łuki. Długość tej konstrukcji wynosiła 262 metry, szerokość 22 metry, a wysokość 7 metrów. Całość spojona została zaprawą cementową z pyłu wulkanicznego. Zbudowany przez asyryjskiego króla Sennacheryba wiadukt datowany jest na okres między 703 a 690 r. p.n.e., natomiast sam most arkadowy ukończono w 690 r. p.n.e. Do prawdziwego rozkwitu doszło jednak w czasach Imperium Rzymskiego. Szacuje się, że łączna długość wszystkich rzymskich akweduktów wynosiła w II wieku n.e. około 420 km, w tym blisko 50 km na arkadach. Za twórcę pierwszego rzymskiego akweduktu uważa się Appiusza Klaudiusza, rzymskiego cenzora, który w 312 r. p.n.e. zbudował swój akwedukt Aqua Appia. Jego długość wynosiła 11 km, z czego tylko 100-metrowy odcinek przebiegał na arkadach. Pozostała część prowadzona była pod ziemią.

Znakomita większość akweduktów, jak już wspomniano, biegła na poziomie gruntu lub była ukryta w tunelach. Tylko około 10% stanowiły konstrukcje arkadowe. Prowadząc wodę akweduktem, starano się, aby spadki nie były większe niż kilkadziesiąt centymetrów na jednym kilometrze. To gwarantowało równomierne prowadzenie wody w przypadku okresowych przyborów oraz stałą podaż w miejscach docelowych.

W średniowieczu część akweduktów pochodzących z czasów starożytnych na powrót zaczęto modernizować i przywracać do użytku. Działo się tak od VIII i IX wieku we Francji, gdzie np. w 832 r. biskup Alderyk nakazał przywrócić do użytku akwedukt doprowadzający wodę do Le Mans, czy w Rzymie, w którym papież Hadrian I zlecił odbudowę starych akweduktów i umocnienie brzegów rzeki Tyber. W państwach dawnego Imperium Rzym-

skiego – od Niemiec, przez Francję i Hiszpanię na zachodzie, aż po Italię na południu – nie tylko zaczęto ponownie używać dotychczasowych akweduktów, ale budowano też nowe. Te inwestycje, choć nie tak częste, pojawiały się głównie w związku z powstającymi od XII wieku zakonami. To właśnie klasztory generowały początkowo największe zapotrzebowanie na wodę, co wynikało z intensywnie prowadzonej gospodarki rolnej. Poza klasztorami akwedukty powstawały też, choć rzadziej, w miastach. Wynikało to oczywiście ze wzrostu zapotrzebowania na wodę powiększających się miast, gdzie woda była używana przez ludzi, ale także w różnego rodzaju pracowniach i rzemiosłach (garbarnie, browary i inne).

Znaczenie akweduktów grawitacyjnych zacznie spadać w XVI-XVII wieku, kiedy w transporcie wody coraz większą rolę zacznie odgrywać metoda ciśnieniowa. Początkowo pompowanie wody będzie się odbywało przy użyciu kół wodnych, a następnie maszyn parowych, montowanych coraz powszechniej od początku XVIII wieku. W XX wieku masowo wyprą je napędy silników spalinowych i elektrycznych.

### **1.3. Wodociągi w Europie**

Jeśli myślimy o wodociągach w klasycznym rozumieniu – jako systemie rur doprowadzających wodę ze źródła do odbiorcy – to pierwsze takie instalacje, wyłączając czasy antyczne, powstawały w Europie w klasztorach. Wiedza duchownych o instalacjach wodociągowych sięgała jeszcze okresów antycznych, ale wzbogacona została własnymi doświadczeniami. Specyficzne reguły życia klasztornego, które poza modlitwą nakazywały pracę w szerokim wachlarzu rzemiosł, sprzyjały rozwojowi technologii. Wpływ na to miał też dostępny kapitał potrzebny do prac rozwojowych i budowlanych. Stąd w majątkach klasztornych powstawały pierwsze młyny wodne, a później wodociągi. Wiedza ta następnie przenoszona była do miast, gdzie najpierw wykorzystywana była w kościołach, a dopiero później wśród mieszczan.

Wczesnym przykładem instalacji wodociągowych może być klasztor św. Emmerama w Ratzbonie (1179 r.), gdzie odkryto ołowiane rury systemu dystrybuującego wodę. Nieco późniejsze są odkrycia z Bazylei, gdzie wodociąg prowadzący wodę do klasztoru św. Leonarda datowany jest na rok 1265. Jak zauważają archeolodzy, umiejętność budowy ołowianych wodociągów mogła się pojawić przed rokiem 1000, jednak stosunkowo cenny materiał, jakim był ołów, wykorzystywany był wtórnie do produkcji innych przedmiotów. Z tego względu nie zawsze zachowuje się on w materiałach zabytkowych, choć informacje o wodociągach wykonanych z ołowiu pojawiają się w zapisach klasztornych wcześniej niż same wodociągi.



Rys. 5. Klasztor św. Emmerama w Ratyźbonie (miedzioryt C. Stengel, *Monasteriologia*, Augsburg, 1619. Domena publiczna).

Poza klasztorami, instalacje wodociągowe powstawały też w miastach. Tu jednak pierwszym etapem było ręczne dostarczanie wody, czym zajmowali się tzw. nosiciele wody. Ze względu na rosnące zapotrzebowanie, dość szybko wykształcił się zawód woziwody popularny w wielu miastach średniowiecznej Europy. Nosiciele wody notowani są w XIII-wiecznych źródłach pisanych, m.in. Paryża, Londynu czy Hamburga. Woda przynoszona była ze studni lub bezpośrednio z rzeki, w Wenecji transportowano ją łodziami.

Zajęcie woziwody zaczęło tracić na znaczeniu wraz z powstawaniem systemów rurociągowych. Jednak na budowę wodociągów początkowo mogły pozwolić sobie tylko najbogatsze ośrodki. Tam, gdzie było to możliwe, w dalszym ciągu korzystano ze studni bądź z kanałów wodnych, którymi doprowadzano wodę z rzeki. Przykładem może być np. miasto Goslar z Dolnej Saksonii, ważny i bogaty ośrodek górniczy rud metali. Pierwszy wodociąg miał postać zwykłego kanału łączącego rzekę z miastem. Dopiero po zanieczyszczeniu tego kanału mieszkańcy zainwestowali w drewniane rurociągi, które położono tam około 1200 r. W innej części Niemiec, w Starslundzie – nadbałtyckim mieście należącym do związku hanzeatyckiego – pierwsze drewniane rurociągi pochodzą z roku 1263. Mniej więcej z tego samego czasu pochodzą też zabytki odkryte w Królewcu (1255 r.).



Rys. 6. Nosiciel wody – grafika Antonio Rodrígueza Hiszpania, 1802. Domena publiczna.

Od XIV wieku średniowieczne miasta coraz częściej budowały sieci wodociągowe, zapatrując mieszkańców w wodę doprowadzaną za pomocą drewnianych, rzadziej glinianych rur. Tak było np. we Fryburgu w 1317 r., Norymberdze w 1332 r. czy Frankfurcie nad Menem w roku 1342. Bliżej nas, na Starym Mieście w Pradze, wodociąg powstał około 1331 r., w Brnie dużo później – dopiero w 1415 r.

## 2. Wodociągi w Polsce – rys historyczny

Historia sieci wodociągowych w Polsce sięga swoimi korzeniami czasów średniowiecznych. Nie była co prawda tak spektakularna, jak przykłady akweduktów dawnego Imperium Rzymskiego, ale nie odbiegała zasadniczo od tego, co w tym czasie działo się w sąsiednich państwach. Na początku rolę wodociągów pełniły odkryte kanały wodne doprowadzające wodę do miast z pobliskich rzek. Później stopniowo zaczęły pojawiać się systemy rurociągowo.

Najstarsze, potwierdzone w Polsce wzmianki o wodociągach sięgają XIV wieku. W powszechnym obiegu funkcjonuje co prawda informacja, że we Wrocławiu już w 1272 r. Henryk IV Probus zezwolił na pobór wody z rzek Odry i Oławy, ale jest to prawdopodobnie informacja fałszywa. Wiarygodne źródła wskazują dopiero na rok 1386. Pewniejsze dane pochodzą z Gdańska, choć bez daty rocznej, gdzie informacje o czerpaniu wody z rzeki Radunii datowane są na 1. połowę XIV wieku. Również w XIV wieku swoje wodociągi zbudowały: Toruń, Poznań, Grudziądz, Kraków i Legnica (1337 r.). Najwcześniej powstał prawdopodobnie wodociąg w Elblągu, gdzie około roku 1275 wielki mistrz zakonu krzyżackiego – Henryk von Thierborg – zezwolił na czerpanie wody z rzeki Kumieli. Generalnie jednak wydaje się, że to wiek XIV w Polsce wyznacza początek budowy i użytkowania systemów wodociągowych.

O ile duże ośrodki miejskie od XIV wieku zaczynały stopniowo budować swoje wodociągi, o tyle mniejsze miasta oraz osadnictwo wiejskie długo jeszcze korzystało ze studni, strumieni i rzek. W miastach licznie budowane były studnie publiczne, lokalizowane na centralnych placach lub w ciągach ważniejszych ulic. Wiele studni zakładano też indywidualnie na zapleczu mieszczańskich działek. W mniejszych ośrodkach wykorzystywano wody gruntowe pobierane za pomocą studni czerpalnych.

Budując wodociągi, korzystano z wód powierzchniowych, ale jak już wskazano, powstawały one w pierwszej kolejności tylko w miastach, które było na nie stać. To podnosiło ich prestiż i bezpieczeństwo. Z upływem czasu, poza prestiżem, istotną rolę zaczęły odgrywać jeszcze dwa inne czynniki: demograficzny i ekonomiczny. Miasta aby się rozwijać, potrzebowały większej ilości mieszkańców, co z kolei implikowało wzrost konsumpcji wody, która niezbędna była już nie tylko dla ludzi, ale również dla rzemiosła. Zaopatrzenie bazujące tylko na studniach wyczerpywało swoje możliwości, w związku z czym system rurociągów od XIV i XV wieku przestał być wyznacznikiem bogactwa i prestiżu, stając się niezbędną koniecznością.

Rozpatrując zagadnienia techniczne związane z pozyskiwaniem wody w średniowieczu, należy stwierdzić, że ujęcia dla powstających wodociągów lokowane były prawie zawsze w najbliższej okolicy miasta. Była to sytuacja diametralnie różna od tej, która miała miejsce w przypadku miast rzymskich. Tam akwedukty dostarczały wodę z odległych nieraz obszarów, znajdujących się kilka, kilkanaście, a w niektórych przypadkach nawet kilkadziesiąt kilometrów od miasta (jak np. słynny Aqua Marcia z 144 r. p.n.e. o długości 91 km)<sup>2</sup>. Wynikało to z braku zagrożeń zewnętrznych miast rzymskich, czego nie można powiedzieć o miastach średniowiecznych, stanowiących często obwarowane murami twierdze.

Znakomita większość miast pobierała do swych wodociągów wodę z rzek. Działo się tak we wspomnianym już Wrocławiu, Poznaniu, Krakowie, ale też w Opolu, Raciborzu, Legnicy, Lublinie czy Przemyślu. Katowice, choć nie posiadające tak starej metryki, zaliczają się do tej samej grupy – woda czerpana była pierwotnie z Rawy. Z wód powierzchniowych korzystały też średniowieczne miasta północy: Gdańsk, Płock, Elbląg, Kołobrzeg czy Frombork. Do wyjątków zalicza się Toruń, który bazował na ujęciach wód gruntowych.

Uzupełnieniem wodociągów w dalszym ciągu były studnie, choć w miastach nadmorskich budowano ich wyraźnie mniej. Powodem była gorsza jakość wód, stąd niemal bez wyjątku korzystano tam z ujęć rzecznych, lokalizowanych z oczywistych powodów w górnym biegu – przy ujściach występowało większe zasolenie.



Rys. 7. Średniowieczne przedstawienie mnicha napełniającego beczki wodą ze studni (ilustracja za *Did people drink water in the Middle Ages?* [www.medievalists.net](http://www.medievalists.net)).

Pozwolenie na budowę wodociągów we wczesnych miastach średniowiecznych wydawał ich właściciel. Był to najczęściej monarcha, hierarcha kościelny albo właściciel prywatny. W interesującym nas okresie, w 2. połowie XIV wieku, na terenie Królestwa Polskiego funkcjonowało 370 miast, z których blisko 47% leżało w dobrach królewskich, 21% w dobrach kościelnych, a 32% należało do feudałów świeckich. Czy kwestia własności miasta decydowała o budowie wodociągu, trudno dziś odpowiedzieć, ponie-

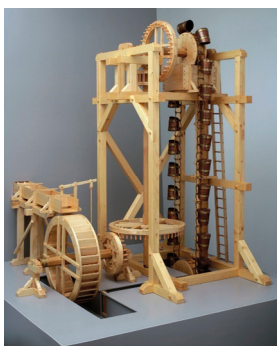
<sup>2</sup> Za najdłuższy akwedukt uważa się dzisiaj system stworzony w drugiej stolicy Cesarstwa Rzymskiego – w Konstantynopolu. Pochodził z V wieku n.e. i miał łącznie 336 km długości, w tym około 60 mostów i wiaduktów.



waż brak w tej sprawie wiarygodnych danych. Nie jest natomiast zaskoczeniem, że na decyzję wpływały koszty całej inwestycji. Z tego powodu nadmiernej inicjatywy nie wykazywały rady miejskie, mimo tego, że obecność takiego systemu podnosiła prestiż i status miasta. Można za to zauważyć większą inicjatywę poszczególnych odbiorców, często zrzeszonych w różnych cechach (piwowarów, garbarzy, garncarzy i innych). Rzemieślnicy, potrzebujący w swoich warsztatach większej ilości wody, nierzadko sami zawiązywali między sobą spółki do budowy wodociągu. Inwestycję taką prowadził specjalnie zatrudniony do tego specjalista, zwany rurmistrzem. Jego obowiązki spisywane były często w dokumentach miejskich, gdzie (jak np. w Krakowie w 1436 r.) powierzano mu pod opiekę fosę miejską, utrzymanie studni wodociągowych, rząpi i innych urządzeń wodnych. Byli to raczej rzemieślnicy wędrowni, wynajmowani przez miasta lub spółki prywatne do konkretnych zadań – naprawy bądź budowy nowej infrastruktury.

### **2.1. Średniowieczny system wodociągowy**

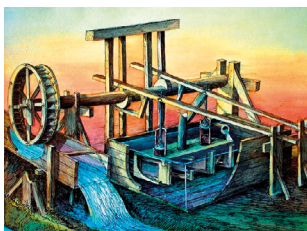
Systemy wodociągowe w średniowieczu należy podzielić na dwa podstawowe typy, wynikające ze sposobu transportowania wody. Pierwszy był spuścizną czasów antycznych, zapożyczony z Grecji i Rzymu, opierał się na wykorzystaniu sił ciężenia. W średniowieczu tylko niektóre ośrodki mogły sobie pozwolić na ten typ wodociągów – były to głównie miasta położone na terenach wyżynnych. Jednak znakomita większość miast średniowiecznych, założona na niżu, musiała szukać innych rozwiązań. W ten sposób powstała koncepcja drugiego typu wodociągów – z wymuszonym biegiem wody. Technologia ta, najprościej mówiąc, wykorzystywała znaną w fizyce zasadę naczyń połączonych. W tym przypadku konieczne było podniesienie wody na pewną wysokość, zmagazynowanie jej, a następnie – opierając się na jednorodnym polu grawitacyjnym w połączonych zbiornikach – wytworzenie ciśnienia, które transportowało ją dalej. Ten typ wodociągów był kosztowniejszy w budowie, ponieważ wymagał zastosowania specjalnej „maszyny” do podnoszenia wody, którą nazwano rurmusem, kunsztem wodnym lub domem wodnym. Zasada działania rurmusu polegała na wykorzystaniu koła wodnego, które napędzane było siłami przepływającej rzeki, wyjątkowo kieratu konnego. Koło wodne napędzało połączone z nim koło czerpakowe, będące sercem całego urządzenia. Na obwodzie koła czerpakowego znajdowały się kubły lub skrzynie, które podczas obrotu nabierały wodę i podnosiły ją wyżej, wlewając do skrzyni będącej zbiornikiem rozdzielczym. Czasami, aby podnieść wodę na większą wysokość, stosowano kilka skrzyń i kół pośrednich, które podnosiły wodę do wymaganego poziomu. Z ostatniej skrzyni (zbiornika rozdzielczego) wychodziły rurociągi rozprowadzające wodę do punktów znajdujących się poniżej zbiornika.



Rys. 8. Model mechanizmu krakowskiego rurmusa łańcuchowego, funkcjonujący w latach 1400-1655. Wyk. R. Wierzbicki, foto: A. Janikowski – Muzeum Historyczne Miasta Krakowa.

Z końcem średniowiecza zaczęły się pojawiać wodociągi ciśnieniowe, działające na zasadzie pomp dwutłokowych. Rurmus nie musiał w tym przypadku podnosić wody, bo jej ruch wymuszało ciśnienie uzyskane dzięki pompom wodnym. W literaturze tego typu rozwiązanie technologiczne nazywane jest z niemieckiego wasserkunst. Taki kunszt posiadał drewnianą skrzynię, do której wodę dostarczało koło czerpakowe bądź kanał doprowadzający wodę bezpośrednio z rzeki. Na skrzyni ustawione były cylindry z drewnianymi tłokami, których ruch wymuszała obracająca się belka z krzywkami (belka napędzana była z koła wodnego). Cylindry połączone były z mniejszą skrzynią zanurzoną w wodzie, pełniącą rolę dwudzielnego kolektora wodnego z ruchomymi klapami. Woda, ściśnięta przez tłok, zamykała klapę w pierwszej przegrodzie i tłoczyła do drugiej, skąd rura pod ciśnieniem odprowadzała ją do wieży wodnej. Gdy tłok podnosił się do góry, klapa odmykała się i zaciągała kolejną porcję wody.

Rurmusy miały nierzadko bardzo okazałe konstrukcje i uważane były za ozdoby miast. Na początku instalowane były w miastach północnoniemieckich, z czasem pojawiły się też w innych lokalizacjach. W Polsce poświadczonych jest wiele przykładów działających rurmusów. We Wrocławiu, począwszy od 1386 r., działały przez kilka następnych stuleci (aż do XIX wieku) co najmniej trzy domy wodne. W jednym z nich, zbudowanym nad rzeką Oławą, znajdowały się dwa koła wodne i cztery pompy. Istnienie podobnych urządzeń poświadczono również w Krakowie (ok. 1430 r.), Lublinie (1506 r.) czy Gdańsku (ok. 1550 r.).



Rys. 9. Kunszt wodny w Lublinie, podnoszący wodę na wysokość 20 m (archiwum MPWiK Lublin).

Rurociągi w pierwszych okresach wykonane były najczęściej z drewna. Był to tani i łatwy w montażu materiał, a dodatkowo – w porównaniu do rur ceramicznych – relatywnie odporny na awarie. Tych drugich było również sporo, jednak to wodociągi drewniane przeważały w miastach średniowiecznej Europy. Pierwsze przewody wykonywano z pni drzew, w których drążono kanał w formie litery U. Tak wykonane koryta nakrywano następnie od góry dranicami (ręcznie łupanymi deskami). Łączenie rur (rynien) odbywało się najczęściej na wpust lub z użyciem metalowych łączników. Powstały w ten sposób rurociąg nie gwarantował jednak szczelności i nadawał się tylko do wodociągów transportujących wodę metodą grawitacyjną. Pnie używane do budowy nie musiały być idealnie proste, dzięki czemu łatwiej było o dobór surowca. Długość poszczególnych odcinków dochodziła nawet do 3 metrów. Użytkowanie tego typu przewodów poświadczono jest w źródłach od XIII wieku.

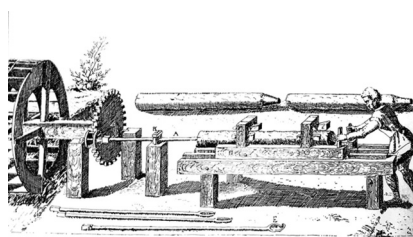
Dla wodociągów z ciśnieniowym przepływem konieczne było stosowanie bardziej wytrzymałych rur, wykonywanych z drążonych kłód. Odcinki były krótsze, zazwyczaj do 2 metrów długości i łączone za pomocą metalowych muf, uszczelnianych mchem i smołą (dziegciem). Rurociągi tego typu były stosowane powszechnie od XIV do XIX wieku, a wykonywano je głównie z pni dębowych, uważanych za najtrwalszy materiał. Poza dębiną używano również sosny i modrzewia. Szczególnie drzewo sosnowe było często wybierane, głównie ze względu na łatwość obróbki i proste odcinki, które można było z nich pozyskać. W ikonografii zachowały się ryciny przedstawiające drążenie drewnianych rur. Prace te wykonywano przy użyciu świrdrów ręcznych albo mechanicznych – wykorzystujących do napędu koła wodnego. Trwałość drewnianych rurociągów była różna i zależała od miejsca, w którym były układane, jednak generalnie ich wymiana była konieczna co 15-20 lat.



Rys. 10. Drewniana rura wodociągowa (Muzeum Hövenera w Brilon).

Od XIV wieku, równoległe z rurami drewnianymi, użytkowane były też rury ceramiczne, choć nie tak powszechnie, jak te pierwsze. Ich potencjalna awaryjność w znaczący sposób wpływała na decyzje o zastosowaniu. Znaczenie miał również koszt produkcji. Rury wykonywane były w różnych warsztatach garncarskich przy użyciu koła, stąd brak jednej, ustandaryzowanej formy. Nie przeszkadzało to jednak w skutecznym ich montażu, ponieważ rury miały kształt rozszerzający się kielichowato, dzięki czemu łączono je, wkładając węższy

koniec w szerszy. Stosowano też rury ceramiczne o jednakowej średnicy na całej długości, ale z zakończeniem w formie zwężonej mufy na jednym końcu. Łączenie za pomocą mufy uszczelniane było dodatkowo gliną. Rury ceramiczne miały zazwyczaj około 1 metra długości i średnicę wewnętrzną od kilku do kilkunastu centymetrów. Ten typ rurociągów, jak wspomniano, był obecny na naszych ziemiach od XIV wieku, choć przykłady jego stosowania sięgają jeszcze czasów antycznych. Z innych materiałów wykorzystywanych do produkcji rur należy wymienić nieliczne przykłady instalacji metalowych, odkrywanych najczęściej w klasztorach. Były to jednak instalacje drogie i w powszechnym użyciu zupełnie marginalne. Do budowy instalacji masowo wykorzystywano głównie rurociągi drewniane i ceramiczne. Od rewolucji przemysłowej używano również rur stalowych, które pojawiają coraz częściej od początku XIX wieku. Ich użycie było dość powszechne niemal do końca XX wieku, kiedy zaczęto używać rur z tworzywa sztucznego.



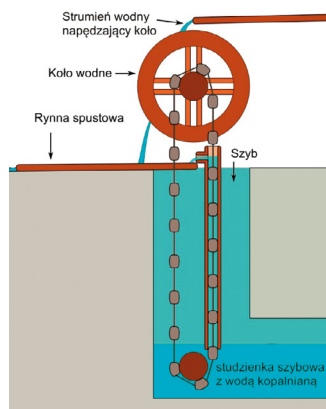
Rys. 11. Wiercenie drewnianych rur (na podstawie miedziorytu Salomona de Caus, 1615).

Opisując system średniowiecznego zaopatrzenia miasta w wodę, należy wspomnieć także o rząpiach, które stanowiły ważny element tego układu. System wodociągowy, który składał się z rurmusu wytwarzającego ciśnienie transportowe i rur doprowadzających wodę, musiał umożliwiać kontrolę przepływu oraz rozdział rurociągów na różne kierunki. Takie zadanie spełniały właśnie rzapie, zwane też studniami wodociągowymi. W odróżnieniu od studni czerpalnych, które dostarczały wód gruntowych, studnie wodociągowe nie były bezpośrednim źródłem wody, gdyż doprowadzał ją do nich rurociąg. Rzapie budowane były najczęściej jako wkopane głęboko w grunt beczki z dnem, posiadające w części naziemnej klasyczną cembrowinę. Rzapie mogła być studnią końcową lub rozdziałową, z której wychodziły odnogi rurociągu doprowadzające wodę do innych części miasta. Dla zapewnienia czystości, beczkę obudowywano we wkopie skrzynią, a przestrzeń między nimi wypełniano piaskiem stanowiącym filtr. Rzapie miały nieraz bardzo ozdobne formy, stanowiące wizytówkę miasta i świadczące o prestiżu mieszkańców. Do unikatowych przykładów zalicza się gotycką studnię wodociągową w Kutnej Horze (Czechy), do której woda doprowadzana była przez drewniane rurociągi o długości kilku kilometrów. Cembrowiny przybierały nieraz postać zdobnych, zadaszonych wieżyczek, czasami z figurami świętych lub gotyckimi elementami architektonicznymi.

### 3. Wodociągi na Śląsku w czasach nowożytnych

Opisując historię nowożytnego zaopatrzenia Śląska w wodę, należy zwrócić uwagę na pewne istotne okoliczności. Chodzi mianowicie o rozwój przemysłu oraz wojny, które przetoczyły się przez Śląsk, spowalniając jego życie gospodarcze. Pierwsza z nich, która zapoczątkowała serię kilku następujących po sobie wojen o podłożu religijnym, rozpoczęła się w 1419 r. Konflikty wybuchły najpierw w Czechach i dość szybko rozlały się na obszar Śląska, Austrii i Saksonii, sięgając aż po Brandenburgię. Wojny znane w historii jako husyckie trwały blisko 20 lat. W tym czasie sytuacja ekonomiczna śląskich miast znacząco się pogorszyła: załamał się handel, ograniczono wydobycie kruszców, wyhamowała aktywność gospodarcza. Górnictwo odpowiadające za lwią część przychodów zanotowało drastyczny spadek. Niestety brak odbiorców na wydobywane srebro i ołów nie był jedynym problemem.

Dużo istotniejsze okazały się kłopoty techniczne, związane z odprowadzaniem wody z coraz głębiej drążonych pokładów. Koszty odwodniania podnosiły ceny surowca, który stawał się jeszcze mniej konkurencyjny w stosunku do tańszego importu z kopalń amerykańskich. Taka sytuacja w wielu przypadkach prowadziła nawet do zamykania obiektów. Regres trwał przez cały XV wiek, a sytuacja zaczęła poprawiać się dopiero od 1. połowy XVI wieku, gdy w górnictwie wprowadzono wiele nowych rozwiązań, w tym kluczowe dla dalszej eksploracji skuteczniejsze metody odwadniania. Stało się to dzięki zastosowaniu pierwszych pomp do wyciągania wody, napędzanych siłą kół wodnych lub kieratów. Poza pompowaniem na większą skalę zaczęto też drążyć sztolnie odprowadzające wodę. Dochody z górnictwa i hutnictwa, które ponownie zaczęły pracować, tylko na krótko poprawiły kondycję ekonomiczną miast. Kolejny konflikt wybuchł już na początku XVII wieku. Wojna trzydziestoletnia (1618-1648), jeszcze bardziej niszcząca i rujnująca niż wojny husyckie, pogłębiła dotychczasowy chaos. Całości obrazu dopełniła zaś II wojna północna, tzw. potop szwedzki (1655-1660), która mimo iż dotyczyła głównie Rzeczypospolitej, dotknęła też niektórych miast dzisiejszego Śląska.



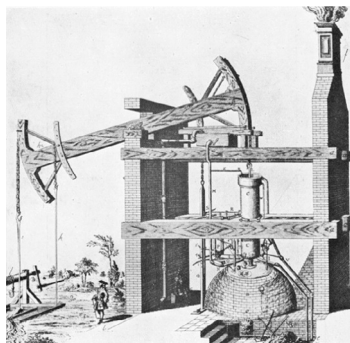
Rys. 12. Czerpakowa pompa łańcuchowa do podnoszenia wody – początek XVI wieku (na podstawie: Kettenpumpw w Commons Wikimedia).

Sytuacja zaczęła się zmieniać dopiero dzięki akcji kolonizacyjnej zainicjowanej przez króla Prus, Fryderyka II. W jej wyniku na obszar Śląska zaczęto sprowadzać dziesiątki tysięcy osadników niemieckich, których zadaniem było zdominować żywioł etniczny i związać te ziemie z państwem pruskim. W ten sposób od 2. połowy XVIII wieku na dotychczasowych nieużytkach pojawiali się nowi (niemieckojęzyczni) osadnicy, a miasta na powrót zaczynały tętnić życiem. Wraz z rozwojem miast wzrastało też zapotrzebowanie na wodę, przy czym w odróżnieniu od średniowiecza, większą presję wywierali już nie ludzie, ale rozwijający się przemysł. W wielu ośrodkach dotychczasowe, pojedyncze rurociągi były rozbudowywane o dodatkowe magistrale, które zwiększały ilość przesyłanej wody. W dalszym ciągu budowano też studnie oraz miejskie zbiorniki zasobowe, z których korzystali mieszkańcy. Po burzliwych wiekach wojen i zmieniających się na przemian okresów koniunktury i recesji, Europa (w tym Śląsk) wchodziła w nową epokę – okres industrializacji.

### 3.1. Rozwój miast – presja przemysłu, urbanizacja

Do XIX wieku zaopatrzenie Śląska w wodę pokrywane było zasadniczo z wód powierzchniowych oraz wód podziemnych pozyskiwanych przy pomocy studni. Studnie nie były głębokie, bowiem sytuacja hydrograficzna regionu zapewniała wystarczające zasoby, umożliwiające pozyskanie wody z relatywnie płytkich pokładów (już od 2 metrów). W ten sposób zapotrzebowanie było skutecznie zaspokajane przez długi czas – od średniowiecza aż do XIX wieku. Problemy zaczęły pojawiać się wraz z początkiem nowego okresu, związanego z uprzemysłowieniem regionu.

Do radykalnej zmiany doszło wraz z przeobrażeniami technicznymi, społecznymi oraz ekonomicznymi, które rozpoczęły się w Anglii w XVIII wieku po wynalezieniu przez Thomasa Newcomena silnika tłokowego (1712 r.) i skonstruowaniu maszyny parowej Jamesa Watta (1763 r.). Para zrewolucjonizowała przemysł i zmieniła jego strukturę gospodarczą. Nowego znaczenia nabrały takie gałęzie przemysłu, jak: hutnictwo, przemysł wydobywczy i wytwórczy. Te gwałtowne zmiany nazwane zostały pierwszą rewolucją przemysłową, która zamknęła się umownie w latach 1770-1870. Nieco później, na przełomie XIX i XX wieku, pojawiają się nowe wynalazki, a ich zastosowanie wyznacza początek drugiej rewolucji przemysłowej, podczas której na masową skalę do użytku wchodziły maszyny elektryczne i silniki spalinowe wykorzystujące ropę naftową.



Rys. 13. Maszyna parowa Newcomena z 1712 r. (repr. Archiwum Ilustracji WN PWN SA).

Zapotrzebowanie na maszyny, które pojawiły się w fabrykach, otworzyło dla Śląska zupełnie nowe możliwości – odkryte na Śląsku złoża węgla, potrzebnego jako paliwo dla maszyn i elektrowni, już od samego początku postawiły region w centrum rewolucji przemysłowej.

Proces uprzemysłowienia i towarzyszącej mu urbanizacji jest do dzisiaj przedmiotem wielu analiz. W tym kontekście ważne jest również zagadnienie zaopatrzenia regionu w wodę, której wraz z rozwojem miast zaczęło brakować już nie tylko ludności, ale też masowo powstającym zakładom przemysłowym. Proces industrializacji postępował sukcesywnie – począwszy od przełomu XVIII i XIX, przez cały wiek XIX, aż do początek wieku XX.

O wzajemnej korelacji uprzemysłowienia i urbanizacji wiemy dzisiaj już bardzo dużo. Początkowo miasta przyciągały przemysł ze względu na dostępną siłę roboczą i rynek, zaś przemysł stwarzał nowe możliwości zatrudnienia i pobudzał rozwój usług<sup>3</sup>. Był to główny mechanizm i kierunek działania. W przypadku Śląska działało się inaczej; w tym przypadku zaistniały najpierw odpowiednie warunki – dostępność surowca i łatwość transportu, przez co to przemysł najpierw „podbił” teren i dopiero później wywołał urbanizację. Urbanizacja to jednak nie tylko wzrost liczby ludności – to także postać materialna, przejawiająca się w układach przestrzennych, architekturze, ulicach, budynkach i placach. Zmiany te, które kształtowały i organizowały przestrzeń miasta, nazywane są rozwojem transformatywnym. Przyrost terytorium miasta kosztem obszarów podmiejskich określa się natomiast rozwojem addytywnym<sup>4</sup>. Na Śląsku procesy te przenikały się, bowiem powstawały miasta zarówno całkiem nowe (jak choćby Katowice – dzisiejsza stolica aglomeracji), jak i przeobrażały się ośrodki już istniejące, np. Rybnik czy Żory.

W XIX wieku, poza klasycznymi formami architektonicznymi, które powstawały w wyniku rozwoju miast – mieszczańskie kamienice, obiekty handlowe, skwery – pojawiły się też nowe obiekty: fabryki, szkoły, budynki użyteczności publicznej, a także budowle związane z nowymi wynalazkami (jak choćby dworce kolejowe). Ukształtowany w tym czasie obraz Śląska, z charakterystycznym lasem kominów i wielkich hal przemysłowych, powielał krajobraz Anglii Środkowej oraz Zagłębia Rhury – prekursorów w tym względzie. Ale wraz z kominami nieodzownym składnikiem tego krajobrazu stały się również liczne wieże wodne, powstające przy nowych zakładach i osiedlach.

### **3.2. Historia śląskich wodociągów**

Intensywnie rozwijający się przemysł w krótkim czasie doprowadził na Śląsku do znacznych deficytów w zaopatrzeniu w wodę. Gospodarka oparta na eksploatacji występujących tu złóż surowców mineralnych – rud cynku, ołowiu i węgla – oraz rozwój pozostałych gałęzi przemysłu ciężkiego doprowadziły do zakłóceń w gospodarce

<sup>3</sup> Caste M., 1982, *Kwestia miejska*, PWN, Warszawa, s. 11.

<sup>4</sup> Broński K., 2002, *Procesy urbanizacyjne w Europie w XIX i XX wieku. Problemy i koncepcje badawcze*, *Zeszyty Naukowe* nr 587, s. 19.

wodnej. Wskutek odwadniania wyrobisk kopalnianych powstał lej depresyjny. Zanikły lub zostały zanieczyszczone poziomy użytkowe wód podziemnych, zaś powstałe na powierzchni niecki wypełniły się wodą. Rzeki zapewniające dotychczas ludziom niezbędną wodę straciły swe znaczenie.

Tak dynamiczny rozwój przemysłu, który od 1850 r. doprowadził do wielkoprzemysłowej struktury gospodarki, wzmocniony został jeszcze okresem dobrej koniunktury, wynikłej z francuskiej kontrybucji dla Prus po przegranej wojnie z lat 1870-1871. Dało to impuls do wielkich zmian społecznych: dotychczasowe osady zyskują prawa miejskie, następuje reforma administracji państwa pruskiego, dawne zakłady produkują coraz więcej, powstają kolejne nowe huty, fabryki i kopalnie. Niektóre z nich, powstałe jeszcze w XIX wieku, dotrwały do naszych czasów – przykładami mogą być: huta Batory w Chorzowie, huta Florian i Zakład Urządzeń Technicznych (wcześniej huta Zgoda) w Świętochłowicach czy kopalnia Wujek w Katowicach.



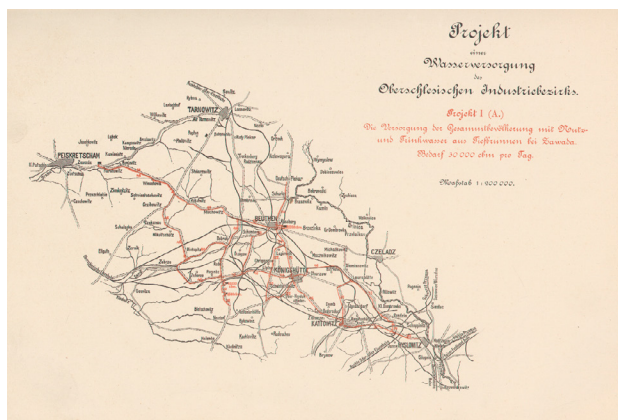
Rys. 14. „Las kominów” Huta Uthemann w Katowicach-Szopienicach  
(źródło: Narodowe Archiwum Cyfrowe, domena publiczna, sygnatura: 131-1198).

Olbrzymia kumulacja ludności na niewielkim obszarze, w połączeniu z koncentracją przemysłu, wywołała w ciągu kilkudziesięciu lat tragiczne skutki. Nowi mieszkańcy, oprócz lokum, potrzebowali niezbędnej do życia wody i sanitariatów. Studnie wystarczały tylko do pewnego momentu. Rozwijający się przemysł zużywał coraz więcej wody. Wiek XIX to przecież wiek pary. Coraz częściej wybuchały bunt pracownikó, a brak dobrej wody do picia był przyczyną strajku na kopalni „Król”.

Przerwy w pracach spowodowane protestami górników, którzy domagali się dobrej wody do picia czy higieny oraz awarie maszyn wywoływane użyciem złej, zawierającej za dużo składników mineralnych wody, wymusiły na władzach podjęcie działań. W kwietniu 1873 r. rząd zlecił ustalenie stanu faktycznego możliwości zaopatrzenia Górnośląskiego Okręgu Przemysłowego (GOP) w wodę. Potwierdzono, że główną winę za zanik wód oraz ich złą jakość ponosi przemysł wydobywczy. Ustaleń tych dokonał na zlecenie władz centralnych Radca Budownictwa Lądowego – inżynier Veitmeyer. On też, rok później, przedstawił pierwszy, nigdy niezrealizowany, projekt budowy ujęcia wody z rzeki Białej Przemszy w rejonie Słupnej.



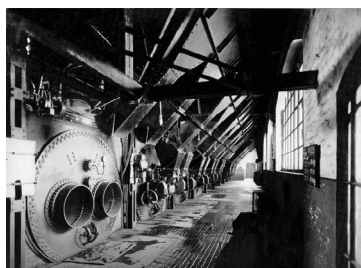
W roku 1876 rząd pruski wydał rozporządzenie o kontroli sanitarnej czerpanej w GOP-ie wody, a dwa lata później zlecił opracowanie Powszechnego systemu zaopatrzenia w wodę Górnośląskiego Okręgu Przemysłowego. Prace nad systemem zaopatrzenia w wodę powierzone kolejnemu radcy budowlanemu, drezdeńskiemu inżynierowi – Bernhardowi Salbachowi. Jego projekty obejmowały wielomiejscowe ujmowanie wód powierzchniowych i głębinowych, w tym wykorzystanie istotnych dla GOP-u nowych ujęć w rejonie wsi Zawada. W roku 1880, do opracowanych już projektów, Salbach dodał również możliwość wykorzystania wód podziemnych ze sztolni odwadniających kopalnię rud cynku i ołowiu „Fryderyk” nieopodal Tarnowskich Gór. Pomiary ilości i jakości wypływającej stamtąd wody potwierdzały jej doskonałą jakość. Inżynier Salbach postanowił przeznaczyć jeden z szybów (Adolfschaft w Nowych Reptach) na budowę ujęcia. Projekt czekał na realizację do 1883 r., bowiem wcześniej zlecono budowę studni głębinowej, która miała być głównym ujęciem wody dla projektowanego wodociągu państwowego Zawada-Zabrze. W ten sposób historia państwowych wodociągów na Górnym Śląsku rozpoczęła swój bieg.



Rys. 15. Jedna z kart projektu sieci wodociągowej B. Salbaha z 1880 roku z ujęciem wody w rejonie miejscowości Zawada (Salbach B., *Über das Projekt einer Wasserversorgung des Oberschlesischen Industriebezirks*. Glaser's Annalen für Gewerbe und Bauwesen, Bd. XI Heft 1. U.2. No 109, und 110, Berlin 1882.

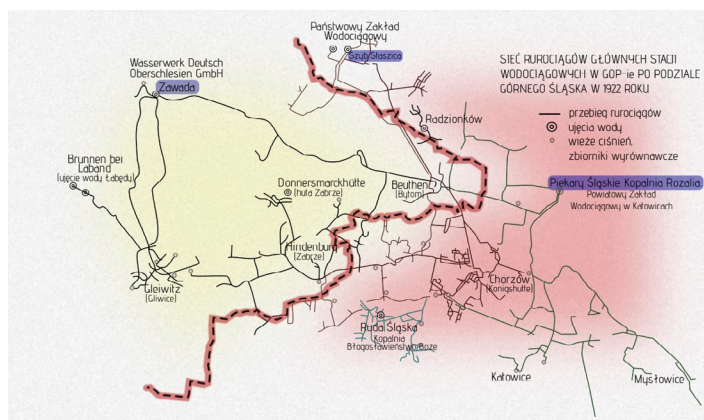
Zlecone w 1880 r. wiercenie studni w Zawadzie zakończono, oddając ją do użytku w roku 1882. Datę tę powszechnie uznaje się za symboliczny początek działalności państwowego zaopatrzenia GOP-u w wodę. Dwa lata później, w roku 1884, otwarto pierwszy państwowy zakład wodociągowy Wasserwerk Adolfschacht, który korzystał z uruchomionego rok wcześniej ujęcia wody w szybie Adolf w Nowych Reptach (pol. Staszic). Od tego czasu sukcesywnie powstawały nowe połączenia, które zasilane były w wodę z ujęć w Nowych Reptach (szyb Adolf) bądź w Zawadzie (studnia głębinowa). Przy tym drugim ujęciu zakład (zlokalizowany w Karchowicach) uruchomiono 11 czerwca 1895 r., choć woda stamtąd ujmowana

była już wcześniej. Do dwóch dużych zakładów wodociągowych z tamtego okresu należy dodać jeszcze jeden, działający wówczas w Katowicach, z ujęciem wody w kopalni Rozalia (Piekary Śląskie). Zakład ten korzystał z wody pozyskiwanej z przekształconego w 1893 r. w ujęcie wodne szybu górniczego, w którym odkryto bogatą warstwę wodonośną.



Rys. 16. Kotłownia w zakładzie Adolfschaft (później Staszic), otwartym w 1884 r. (zbiory własne GPW S.A.).

Kolejną ważną datą w historii wodociągów na Śląsku był rok 1922, gdy po ustaleniach Konwencji Genewskiej w granicach Polski znalazły się zakłady wodociągowe i znaczna część infrastruktury. Sprawne działanie zakładów, a tym samym zabezpieczenie regionu w wodę, stanowiło ważne wyzwanie dla młodego państwa polskiego.



Rys. 17. Przedsiębiorstwa wodociągowe na Śląsku w 1924 r. ze schematem rurociągów (opracowanie własne GPW S.A.).

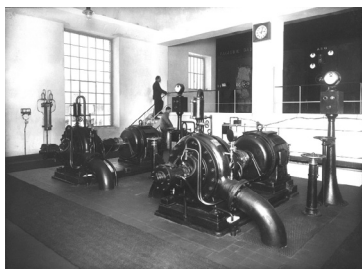
Konwencja została uchwalona na 15 lat, w czasie których zakłady miały być wspólnie zarządzane przez stronę polską i niemiecką. Oba kraje miały też łożyć solidarnie na ich utrzymanie. Niestety, już dwa lata później strona niemiecka przestała wywiązywać się ze swoich zobowiązań, co było spowodowane problemami gospodarczymi. W związku z tym śląskie

zakłady zostały zmuszone do reorganizacji – powstały wówczas (1924 r.) trzy samodzielne przedsiębiorstwa:

1. Państwowy Zakład Wodociągowy na Górnym Śląsku w Katowicach (PZW) z ujęciem wody w szybie Staszic w Nowych Reptach (w 1928 r. zakład został skomercjalizowany).
2. Wasserwerk Deutsch – Oberschlesien GmbH (Zakład Wodociągowy Niemiecki – Górny Śląsk sp. z o.o.) w Zabrze z ujęciem wody „Zawada” w Karchowicach.
3. Powiatowy Zakład Wodociągowy w Katowicach z ujęciem wody w byłej kopalni Rozalia w Piekarach Śląskich.

Te trzy przedsiębiorstwa staną się później podwaliną funkcjonowania Wojewódzkiego Przedsiębiorstwa Wodociągowego, które powstanie po zakończeniu II wojny światowej.

Tymczasem, przed Polską administracją lat 20. i 30. XX wieku piętrzyły się te same problemy, których doświadczał wcześniej rząd pruski – zmagania z ciągłymi niedoborami wody. W roku 1928 weszła w życie ustawa o komercjalizacji przedsiębiorstw, co pozwoliło państwowym zakładom zaciągać pożyczki na rozwój i nowe inwestycje. Najważniejszą z nich okazała się budowa nowego ujęcia wody dla GOP-u, które zlokalizowano na Białej Przemszy w Maczkach (dzielnica Sosnowca). Pierwsze połączenia uruchomiono już w roku 1930, ale uroczyste otwarcie nastąpiło w roku 1931.



Rys. 18. Maczki stacja pomp (1931 r.).

Zbiory: Narodowe Archiwum Cyfrowe, domena publiczna.

Po II wojnie światowej i kolejnej zmianie granic, w roku 1945 powstaje Państwowy Zakład Wodociągowy na Górnym Śląsku. W jego zarządzie znalazły się zakłady w Nowych Reptach z ujęciem w szybie Staszic (dawniej Adolfschaft) oraz w Maczkach z ujęciem na rzece Sztola (dopływ Białej Przemszy). Zakład w Karchowicach został wówczas przemianowany na Górnos Śląski Zakład Wodociągowy (GZW) z siedzibą w Zabrze, a ujęcie wody – tak, jak wcześniej – zlokalizowane było w studniach głębinowych w Zawadzie.

Rok 1950 przyniósł kolejne zmiany. Wszystkie działające wówczas zakłady zostały ostatecznie upaństwowione i połączone w jedno przedsiębiorstwo, działające pod nazwą Wojewódzkie Przedsiębiorstwo Wodociągów i Kanalizacji (WPWiK). W tym samym roku powołano też Kierownictwo Budowy Zbiornika w Goczałkowicach i rozpoczęto budowę.

Czasy powojenne charakteryzowały się wielkimi planami i ambitnymi realizacjami. Zbiornik w Goczałkowicach wybudowano w pięć lat, co było wynikiem, jak na owe czasy, niezwykłym. Jednak to nie chęć popisowych, socjalistycznych realizacji była motorem tak szybkich działań. Tempo wymuszała konieczność zapewnienia wody dla ciągle nienasyconego przemysłu oraz ludzi, którzy w dalszym ciągu masowo przybywali na Śląsk.

Z tego samego powodu nieco wcześniej, w latach 1948-1951, na potrzeby wodociągowe oddano zbiornik wodny w Kozłowej Górze. Obiekt ten, pierwotnie służący celom strategicznym, zbudowano w latach 30., tuż przed wybuchem wojny. Po jej zakończeniu ogromne deficyty wody i inna sytuacja geopolityczna wymusiły zmianę charakteru zbiornika.

Powstawały również kolejne stacje wodociągowe, w tym duży zakład w Goczałkowicach, z nowoczesnym – jak na tamte czasy – ciągiem technologicznym GO-CZA I (1956 r.). W roku 1971 oddano niezwykle ważne ujęcie wody w Czańcu, wykorzystujące zasoby rzeki Soła, gromadzone na jej trzeciej kaskadzie w okolicach miejscowości Porąbka. Obecnie to ujęcie dostarcza do sieci magistralnej największą ilość wody.



Rys. 19. Goczałkowice budowa zbiornika (1950-1955). Zbiory własne GPW S.A.



Rys. 20. Kozłowa Góra budowa zbiornika (1938 r.). Zbiory: archiwum inżyniera Jana Stonawskiego, projektanta i głównego budowniczego zapory.



Rys. 21. Czaniec – ujęcie wody (1971 r.). Zbiory własne GPW S.A.

Po zmianach ustrojowych, na początku lat 90., dotychczasowe przedsiębiorstwo WPWiK zostało podzielone na mniejsze jednostki. Za produkcję i hurtową dystrybucję wody do powstałych zakładów odpowiadać miało utworzone w 1991 r. Górnośląskie Przedsiębiorstwo Wodociągów z siedzibą w Katowicach. W ten sposób historia śląskich wodociągów, poczynając od pierwszych ujęć w Zawadzie i Nowych Reptach, przez kolejne przedsiębiorstwa, ujęcia wody i stacje jej uzdatniania, została zamknięta w jednym dużym przedsiębiorstwie.

W 2006 r. GPW zostało przekształcone w spółkę akcyjną, a w roku 2022, gdy miało 140 lat działalności na Śląsku państwowych wodociągów, GPW S.A. – pod względem produkcji wody, długości sieci magistralnej oraz liczby zaopatrywanych klientów – było jednym z największych przedsiębiorstw wodociągowych w tej części Europy.

Przed Spółką stoją dzisiaj nowe wyzwania, zarówno te misyjne, związane z odpowiedzialnym i nieprzerwanym zaopatrywaniem ludności w wodę, jak i nowe wynikające z konieczności ochrony zasobów naturalnych, transformacją energetyczną i zmianami w strukturze przemysłu oraz przyzwyczajeniach konsumentów.



Rys. 22. GPW S.A. Budynek w Katowicach, siedziba Spółki. Zbiory własne GPW S.A.

## STRESZCZENIA

- **Wykorzystanie badań geofizycznych w ocenie i monitoringu stanu technicznego budowli hydrotechnicznych**

Zbigniew BESTYŃSKI, Piotr ŚLIWIŃSKI

W artykule zwrócono uwagę na fakt, że dla wiarygodnej oceny stanu technicznego budowli hydrotechnicznych niezbędne jest rozpoznanie ich struktury w sposób ciągły i przestrzenny. Konieczne jest więc uzupełnienie punktowych pomiarów geotechnicznych i geodezyjnych badaniami geofizycznymi umożliwiającymi rozpoznanie konstrukcji w sposób ciągły i przestrzenny. Metodę i metodykę badań należy dostosować do rodzaju i konstrukcji obiektu tak, aby mierzone parametry geofizyczne były możliwie ściśle skorelowane z parametrami geotechnicznymi decydującymi o stanie technicznym obiektu. Przedstawiono w zarysie technikę badań metodą tomografii elektrooporowej ERT i przykład jej wykorzystania w ocenie zróżnicowania wodoprzepuszczalności zapory ziemnej zbudowanej metodą namywania, posadowionej na zaburzonych glacictonicznie piaszczysto-gliniastych osadach polodowcowych.

- **Odpady paleniskowe jako materiał do budowy nasypów ziemnych**

Agnieszka DĄBSKA, Bartosz BEDNARZ, Paweł PYTLAK, Ewelina WRÓBLEWSKA

W artykule przedstawiono wyniki badań właściwości geotechnicznych ubocznych produktów spalania (UPS) jakimi są odpady paleniskowe ze składowiska mokrych odpadów „Jelnia” w Stalowej Woli. Dla odpadów zgromadzonych w kwaterach oznaczono wilgotność i gęstość objętościową, a następnie wykonano laboratoryjne badania ich właściwości fizycznych, filtracyjnych, zagęszczalności i parametrów mechanicznych. Wyniki badań zostały przeanalizowane pod względem możliwości wykorzystania odpadów paleniskowych w drogownictwie i hydrotechnice w stosunku do wymagań stawianym materiałom do budowy nasypów komunikacyjnych i hydrotechnicznych. Na tej podstawie dokonano oceny możliwości stosowania badanych odpadów paleniskowych do budowy nasypów ziemnych.

- **Wyzwania w interpretacji danych z automatycznego monitoringu zapory i sposoby ich przewyciężenia**

Alla DEMIANIUK, Dmytro STEFANYSHYN

Zapory to obiekty infrastruktury krytycznej, które stwarzają także duże zagrożenie. Jednym z kluczowych problemów, przed którymi stoją inżynierowie zapór, jest opracowanie niezawodnych systemów automatycznego i ciągłego ich monitorowania zapór w celu zapewnienia efektywności oraz bezpieczeństwa. Doświadczenie wdrażania zautomatyzowanych monitorowania (AMS) na zaporach pokazało zarówno nowe możliwości poprawy kontroli, jak i wyzwania związane z interpretacją dużych zbiorów danych, w tym z modelowaniem i przewidywaniem zachowania zapór. W celu prawidłowej oceny stanu

technicznego zapory należy zapewnić wiarygodność danych oraz odpowiednią analizę wyników monitoringu. Właściwa interpretacja odczytów AMS może mieć równie duże znaczenie, jak metodyczna i prawidłowo zorganizowana akwizycja danych oraz regularność obserwacji. Interpretacja danych monitoringowych na potrzeby oceny stanu tamy jest zadaniem złożonym i wielowariantowym. Niejednorodność zautomatyzowanych danych monitoringu i ogromny rozmiar zbiorów danych komplikuje analizę statystyczną. Kolejnym wyzwaniem może być walidacja danych oraz zapewnienie niezawodności działania AMS. Niepewność informacji zarówno o charakterze stochastycznym, jak i niestochastycznym oraz niejednoznaczność danych mogą prowadzić do błędnej oceny stanu technicznego zapory. Co więcej, obserwując wartości odstające często pojawiają się wątpliwości, czy mamy do czynienia z rzeczywistymi odchyleniami w działaniu konstrukcji, nieprawidłowymi odczytami z powodu awarii AMS, błędnym modelem matematycznym lub czy nastąpiły niekorzystne zmiany w zachowaniu zapory. Dlatego, aby realistycznie ocenić stan zapory, konieczne jest opracowanie zaawansowanych algorytmów przetwarzania danych z uwzględnieniem komplikacji zagadnienia na każdym etapie rozwiązywania problemu.

- **Polowe metody badań stanu zagęszczenia podłoża gruntowego w przykładowym węźle badawczym na tarasie zalewowym Wisły**

Łukasz KACZMAREK, Agnieszka DĄBSKA, Paweł POPIELSKI, Radosław MIESZKOWSKI

Przy projektowaniu programu badań kluczowa jest znajomość specyfiki poszczególnych metod oraz zakresy ich stosowalności. Jest to szczególnie ważne w przypadku obszarów, które mogą cechować się dużą zmiennością podłoża gruntowego. Przykładem takiego obszaru jest dolina Wisły, gdzie sedymentacja rzeczna często prowadzi do występowania stref gruntu w stanie luźnym. Poligon badawczy, na którym wykonane zostały badania zaprezentowane w artykule, położony jest na prawym tarasie zalewowym rzeki Wisły (Obszar Środkowej Wisły) w granicach Warszawy. Do rozpoznania podłoża wykorzystano dwie najpopularniejsze metody badań polowych zagęszczenia gruntu (sondowania statyczne – CPTu i dynamiczne – DPSH), jak również jedną rzadko spotykaną metodę badań geofizycznych (wielokanałową analizę fal powierzchniowych – MASW). Badania te analizowano wraz z udokumentowanymi profilami wierceń, wykonanych z poborem próbek do badań uziarnienia. Poligon badawczy w postaci węzła składał się z 4 wierceń rozpoznawczych, 4 sondowań DPSH, 4 sondowań CPTu oraz 2 linii prospekcji MASW zlokalizowanych w bliskiej odległości badań punktowych (do 10 m). W efekcie przeprowadzonych badań możliwe było porównanie wyników – określenie podobieństw oraz różnic w stanie zagęszczenia gruntów. Uzyskane rezultaty wskazują na komplementarny charakter zastosowanych metod, pozwalający na uzyskanie pełnego obrazu warunków gruntowo-wodnych.

- **Mechanizmy osuwiska wzdłuż powierzchni poślizgu koryta**

Xuan KANG, Shun WANG Wei WU

W artykule przeanalizowano mechanizm katastrofalnego osuwiska wzdłuż powierzchni poślizgu w rejonie Zbiornika Trzech Przełomów w Chinach. Kilka próbek gruntu pobranych z odsłoniętej strefy ścinania wykorzystano do eksperymentalnych badań w laboratorium. W szczególności przeprowadzono testy ścinania pierścieniowego w celu zbadania zachowania się gruntu w strefie ścinania w stanie rezydualnym (szczątkowym). W badaniach uwzględniono zawartość wody w gruncie indukowanej pracą zbiornika, jak również prędkość ścinania podczas spływu osuwiskowego. Wyniki badań wskazują na zauważalne zmniejszenie wytrzymałości szczątkowej gruntu w strefie ścinania wraz ze wzrostem zawartości wody i prędkości ścinania. Omówiono wpływ tych zmian na ruch osuwiskowy w obszarze oddziaływania zbiornika.

- **Scenariusz podejścia do zarządzania ryzykiem powodziowym: wyzwania i perspektywy**

Vasyl KORBUTIAK, Dmytro STEFANYSHYN, Yaroslav KHODNEVYCH

Ukraina poważnie cierpi z powodu powodzi, szczególnie rzecznych. Powodzie zagrażają ponad 27% terytorium kraju, a około jedna trzecia ludności Ukrainy żyje na terenach zagrożonych powodziami. Ponieważ kraj jest na etapie dostosowywania prawa do prawa Unii Europejskiej, implementacja unijnej Dyrektywy Powodziowej staje się niezwykle aktualna. W artykule omówiono najbardziej typowe wyzwania i zagadnienia związane z wdrażaniem scenariuszowego podejścia do zarządzania powodziowego i oceny ryzyka powodziowego zgodnie z Dyrektywą Powodziową UE. Podejście oparte na scenariuszach zostało zweryfikowane pod kątem modelowania i podejmowania decyzji w warunkach niepewności. Wśród wyzwań, które mogą skomplikować wdrożenie podejścia scenariuszowego, w tym kwantyfikacji ryzyka powodziowego, w artykule przeanalizowano problem rozpoznania i przewyżczenia dwóch podstawowych rodzajów niepewności informacji związanych z prognozowaniem hydrologicznym – stochastycznej i epistemicznej (poznawczej). Do rozwiązania problemu zastosowano następujące metody: (1) podejście scenariuszowe lub metody optymalizacji scenariuszy odnoszące się do wnioskowania indukcyjnego w modelowaniu i podejmowaniu decyzji w warunkach niepewności; (2) podstawowe metody rachunku prawdopodobieństwa i statystyki matematycznej oraz teorii ryzyka, w szczególności dotyczące oceny i zarządzania ryzykiem oraz metody ekstrapolacji; (3) stosowane metody statystyczne w hydrologii. Badanie przeprowadzono w ramach dwóch rzeczywistych studiów przypadku: rzeki Stryj, stacji wodowskazowych (GS) „Verkhnie Syniovydne” oraz rzeki Dniestr, GS „Halicz”.

- **Rola energii wodnej w realizacji celów produkcji energii odnawialnej w Słowenii**

Andrej KRYŽANOWSKI, Nina HUMAR

Słowenia zajmuje jedno z najodleglejszych miejsc wśród krajów członkowskich UE pod względem udziału energii wytwarzanej z odnawialnych źródeł energii. Ponad 90% energii elektrycznej produkowanej ze źródeł odnawialnych pochodzi z elek-



trowni wodnych. Słowenia nie osiąga wyznaczonych 15 lat temu celów 25% udziału energii odnawialnej w zużyciu energii finalnej. Do 2030 roku cel ten to co najmniej 27% udziału, który zgodnie z dyrektywą OZE wzrośnie najbardziej. Ponieważ Słowenia nie spełnia swoich celów w zakresie energii odnawialnej, jest zobowiązana do poniesienia dodatkowych kosztów uzyskania certyfikatu. W tendencji do zwiększania produkcji energii elektrycznej ze źródeł odnawialnych istotny wkład może mieć również energetyka wodna. Potencjał hydroenergetyczny brutto słoweńskich rzek szacuje się na 19440 GWh/rok. Technicznie dostępne jest 9145 GWh/rok, a ekonomicznie uzasadnione jest między 7000 a 8500 GWh/rok. Obecnie eksploatowane jest 4607 GWh/rok, co stanowi 50,4% całkowitego technicznie dostępnego potencjału. Elektrownie wodne wytwarzają nieco ponad jedną trzecią całkowitej mocy elektrycznej Słowenii. Jednak rola elektrowni wodnych w przyjmowaniu usług systemowych, takich jak regulacja pierwotna i wtórna, jest znacząca. W artykule przedstawiono problem realizacji celów dyrektyw w zakresie produkcji energii elektrycznej ze źródeł odnawialnych w Słowenii, podkreślając możliwości hydroenergetyki w porównaniu z innymi źródłami energii, takimi jak fotowoltaika i energetyka wiatrowa.

- **Zastosowanie elektrowni szczytowo-pompowych do gospodarowania energią elektryczną**

Wojciech MAJEWSKI

W Polsce około 70% energii elektrycznej jest wytwarzane w elektrowniach wykorzystujących węgiel kamienny lub brunatny, które emitują ogromne ilości gazów cieplarnianych istotnych dla zmian klimatycznych. Obecnie obserwujemy na całym świecie i w Polsce szybki wzrost udziału odnawialnej energii elektrycznej pochodzącej z wiatru i fotowoltaiki. Te źródła energii stopniowo zastępują elektrownie cieplne, charakteryzują się jednak nierównomierną pracą w ciągu dnia. Tak wytworzona energia musi być przesłana i zmagazynowana. Elektrownie szczytowo-pompowe rozwiązują dobrze ten problem. Zarówno na świecie, jak i w Polsce zaznacza się tendencja do wykorzystywania już istniejących systemów hydroenergetyki oraz ich modernizacji do jednostek szczytowo-pompowych. Obiekty te nie ingerują istotnie w środowisko i prezentują wysoką sprawność. Artykuł przedstawia charakterystykę istniejących elektrowni szczytowo-pompowych i podaje możliwości ich rozwoju. Obecnie w sześciu obiektach mamy zainstalowaną w Polsce moc 1800 MW. Są to dwa klasyczne obiekty z jednostkami odwracalnymi (Żarnowiec i Porąbka Żar) oraz najstarsza elektrownia Dychów zmodernizowana w 2021 r. Trzy inne to Żydowo, Czorsztyn-Niedzica i Solina. W przyszłości przewiduje się uruchomienie sześciu elektrowni szczytowo-pompowych o łącznej mocy 1900 MW. Najbardziej zaawansowanymi są obiekty Młoty i Rożnów II. Pozostałe to: Kadyny, Pilchowice, Sobel i Niewistka.

- **Pilotażowe w Polsce zastosowanie metody termicznej analizy procesów filtracyjnych w tym monitoringu przecieków na zaporze ziemnej Kozłowa Góra**

Krzysztof RADZICKI, Marek STOLIŃSKI

Badanie i rozpoznanie przebiegu procesów filtracyjnych, w tym identyfikacja stref natężonej filtracji, a zwłaszcza detekcja przecieków, jest jednym z podstawowych i niezbędnych działań w analizie stanu technicznego i bezpieczeństwa ziemnych budowli piętrzących. Jedną ze służących do tego celu metod jest metoda termiczna. Była ona bardzo intensywnie rozwijana w ostatniej dekadzie oraz zastosowana w licznych aplikacjach na świecie. Co istotne, jest do tego celu rekomendowana m.in. przez Międzynarodowy Komitet Wielkich Zapór.

W artykule opisano pierwsze w Polsce zastosowanie metody monitoringu termicznego procesów filtracyjnych w ziemnej budowlu piętrzącej. Miało to miejsce na ziemnej zaporze Kozłowa Góra w 2014 r. Równocześnie, było to pierwsze na świecie wdrożenie innowacyjnej technologii pomiarowej Wielopunktowego Systemu Pomiarów Termicznych (MPointS). Jego kluczowym elementem są innowacyjne pasywno-aktywne czujniki termiczne, które instaluje się w gruncie kolejno w szeregu, jeden obok drugiego, aby utworzyć quasi-ciągłą strefę monitoringu przecieków wzdłuż budowli. Czujniki te mają zintegrowane mikrogrzejniki z czujnikami temperatury, co pozwala na bezpośredni pomiar prędkości filtracji *in-situ* w gruncie z wykorzystaniem metody termo-aktywnej. Technologia ta bardzo ułatwia stosowanie metody termicznej na już istniejących ziemnych budowlach piętrzących. Jest prosta i szybka w aplikacji. Nie powoduje też zagrożeń dla bezpieczeństwa budowli poprzez naruszenie ciągłości gruntu i tworzenie uprzywilejowanych dróg filtracji w przeciwieństwie do stosowanych dotychczas na świecie liniowych czujników światłowodowych.

Zastosowanie technologii MPointS pozwoliło na dokładne rozpoznanie stref filtracji na całej długości monitorowanego odcinka zapory Kozłowa Góra. Co najistotniejsze umożliwiło pomiary lokalnych prędkości filtracji. Dzięki temu wykryto strefę lokalnego nasilenia filtracji, która pokrywa się ze strefą uszkodzeń filtracyjnych zapory w pobliżu rowu opaskowego, powstałych w trakcie wezbrania w 2010 r.

- **Omówienie wybranych, nowoczesnych metod modernizacji wałów przeciwpowodziowych**

Krzysztof RADZICKI, Remy TOURMENT, Janusz ZALESKI

W wielu krajach wały przeciwpowodziowe są jedną z podstawowych metod ochrony przed powodzią. W Polsce i we Francji (w każdym z tych krajów) mają długości łącznie rzędu kilku tysięcy kilometrów. Właściwe zaprojektowanie modernizacji wału przeciwpowodziowego jest istotnym wyzwaniem inżynierskim, wielokryterialnym, którego zagadnienia obejmują takie dziedziny, jak hydrotechnika, hydraulika, geotechnika i hydrogeologia. Nowe techniczne rozwiązania i standardy modernizacji wałów zostały rozwinięte na świecie w nowym tysiącleciu, aby zwiększyć ich od-

porność i trwałość, jak również zminimalizować koszty modernizacji. Trzy główne rodzaje problemów pokazały, że stare rozwiązania techniczne i dotychczasowa odporność wałów nie są wystarczające. Po pierwsze, jest to problem narastających zmian klimatycznych, generujących wyższe i dłużej trwające powodzie bardziej obciążające hydraulicznie wały. Po drugie, postępujące starzenie się dużej części tych budowli, które w wielu przypadkach mają już po kilkadziesiąt lat i które często w jakimś momencie były zaniedbane. Po trzecie w wielu krajach wystąpiły liczne katastrofy wałów i związane z tym duże straty powodziowe. W artykule przedstawiono najbardziej podstawowe zasady i nowoczesne rozwiązania techniczne, które należy uwzględnić przy projektowaniu rozbudowy wałów przeciwpowodziowych. Omówiono także kilka szczegółowych przykładów nowoczesnych rozwiązań modernizacji wałów przeciwpowodziowych stosowanych w Polsce i Francji.

- **Metoda oceny stanu technicznego zbiornika rolniczego i małej zapory**

Eun Chul SHIN, Bong Soo KIM, Jeong Ku KANG, Jong Keun LEE

Obfite opady deszczu w okresie letniej pory deszczowej są najbardziej krytycznym czynnikiem zagrażającym stabilności małych zapór ziemnych. Przelewanie małych zapór powoduje dewastację całego systemu. Integralność małych zapór w Korei stanowi problem dla bezpieczeństwa budowli i utrzymania długoterminowej zdolności magazynowania wody. Na Półwyspie Koreańskim znajduje się ponad 17 tys. małych zapór, z których większość jest wykorzystywana do celów rolniczych.

Sedymentacja naniesionego gruntu z górnego biegu rzeki oraz przecieki wody przez zaporę nasypową są spowodowane starzeniem się budowli zaporowych, gwałtownym obniżaniem się poziomu wody wraz z sezonowymi opadami deszczu oraz zużyciem wody. W artykule przedstawiono metodykę oceny bezpieczeństwa zapór 75 zbiorników rolniczych i małych zapór z uwzględnieniem stanu wału, przelewu, obiektu ujęcia wody oraz globalnej stateczności konstrukcji zapory.

- **Gospodarka wodna na zbiorniku wodnym Goczalkowice według obowiązujących instrukcji gospodarowania wodą**

Andrzej SIUDY, Zbigniew FARUGA

W referacie przedstawiono charakterystykę i rolę jako pełni w regionie Górnośląskie Przedsiębiorstwo Wodociągów SA w Katowicach. Omówiono znaczenie wielofunkcyjnych zbiorników zaporowych eksploatowanych przez Spółkę w systemie zaopatrzenia w wodę, jak również sposób prowadzenia gospodarki wodnej w świetle obowiązujących instrukcji gospodarowania wodą. W artykule zwrócono szczególną uwagę na analizę historycznych powodzi, które stanowiły podstawę do opracowania odpowiednich procedur i scenariuszy działań.

- **140 lat wodociągów na Śląsku - historia Górnośląskiego Przedsiębiorstwa Wodociągów S.A.**

Arkadiusz TARASIŃSKI, Henryk DROB

W artykule przedstawiono zarys historii wodociągów, począwszy od najstarszych źródeł na Bliskim Wschodzie, przez hellenistyczną Grecję, Cesarstwo Rzymskie, aż do czasów średniowiecznej Europy. W okresie nowożytnym zwrócono uwagę na zmiany społeczne i przemysłowe, które zdeterminowały rozwój powszechnego zaopatrzenia ludności w wodę. Szczególną uwagę poświęcono rozwojowi wodociągów na Śląsku, przedstawiając najważniejsze daty i zdarzenia z tej historii. W roku 2022 Górnośląskie Przedsiębiorstwo Wodociągów – jedna z największych tego typu firm w Europie Środkowej – obchodziła 140-lecie działalności pierwszych systemów zbiorowego zaopatrzenia regionu w wodę. Górnośląskie Przedsiębiorstwo Wodociągów S.A. jest kontynuatorką tej historii, której początek wyznacza oddana w roku 1882 studnia głębinowa w Zawadzie.



## SUMMARIES

- **Spatial differentiation of the lithology and water permeability of the body and base of the earth dam based on geoelectrical studies using ERT method**

Zbigniew BESTYŃSKI, Piotr ŚLIWIŃSKI

The article highlights the fact that for a reliable assessment of the technical condition of hydrotechnical structures, it is necessary to recognize their structure in a continuous and spatial manner. Therefore, it is necessary to supplement the geotechnical and geodetic point measurements currently performed with geophysical surveys that enable the recognition of the structure in a continuous and spatial manner. The method and methodology of the research should be adjusted to the type and structure of the object so that the measured geophysical parameters are as closely correlated as possible with the geotechnical parameters determining the technical condition of the object. The paper outlines the technique of geophysical research using the ERT electric resistivity tomography, recommended in the study of earth structures. Examples of the obtained results, confirming the effectiveness of the proposed research, are also presented.

- **Combustion waste as a material for earthen embankment construction**

Agnieszka DĄBSKA, Bartosz BEDNARZ, Paweł PYTLAK, Ewelina WRÓBLEWSKA

The paper presents research results on the geotechnical properties of combustion by-products (CBs) represented by combustion waste from the “Jelnia” wet waste landfill in Stalowa Wola. The moisture and bulk density were determined for the waste in the quarters, and then laboratory tests of their physical and filtration properties, compaction and mechanical parameters were carried out. The test results were analyzed regarding the possibility of using combustion by-products in road construction and hydraulic engineering concerning the requirements for materials used to construct communication and water engineering embankments. On this basis, the possibility of using the tested combustion waste to construct earth embankments was assessed

- **Challenges in the interpretation of the automated dam monitoring data and the ways to overcome them**

Alla DEMIANIUK, Dmytro STEFANYSHYN

Dams are critical infrastructure facilities. On the other hand, dams are high hazard potential. One of the crucial issues dam engineers face is the development of reliable monitoring systems for continuous automated dam control to contribute to the facility efficiency and safety. Experience of automated monitoring systems (AMS) implementation on the dams has shown both new opportunities for enhancing dam control and challenges of big data interpretation including modelling and predicting the dam behavior. For proper assessment of the dam technical condition the data reliability and appropriate analysis of the monitoring readings should be provided. Correct interpretation of the AMS

readings can be of as high importance as methodically correctly arranged data acquisition and regularity of observations. Interpretation of the monitoring data for the purpose of the assessment of dam condition is a complex and multivariant task. Non-homogeneity of the automated monitoring data and huge size of data sets complicates the statistical analysis. Testing of the data validity as well as the providing of the reliability of the AMS operation can be another challenge. The uncertainty of the information of both stochastic and non-stochastic nature and data ambiguity can lead to an incorrect estimate of the dam condition. Moreover, when observing the outliers, there are often doubts if we deal with real deviations of the structure performance or with invalid readings because of the AMS failure, whether the mathematical model is invalid or there have been adverse changes in dam behavior. Therefore, to provide realistic estimations of the dam condition the development of advanced algorithms of data handling with branching on each step of the problem solving is necessary.

- **Field methods of soil compaction testing in an exemplary research node on the Vistula River floodplain**

Łukasz KACZMAREK, Agnieszka DĄBSKA, Paweł POPIELSKI, Radosław MIESZKOWSKI

In the research program planning, it is crucial to know the specificity of individual methods and their scope of applicability. It is essential in areas that can be characterized by high variability of the subsoil. An example of such an area is the Vistula Valley, where river sedimentation often leads to loose soil zones. The testing field on which the research presented in the article was carried out was located on the right floodplain of the Vistula River (Central Vistula Area) within the boundaries of Warsaw. The two most popular methods of soil compaction field testing (static – CPTu and dynamic – DPSH) were used in the presented article, as well as one rare method of geophysical research (multi-channel surface wave analysis – MASW). These tests were analyzed along with documented drillings profiles and the collected samples' grain size sieve analysis results. The test site in the form of a node consisted of 4 drillings, 4 DPSH soundings, 4 CPTu soundings, and 2 MASW prospecting lines located near pointed tests (up to 10 m). The research provides a comparison of different methods results which were used - determination of the similarities and differences in the soil compaction state recognition. The results indicate the complementary nature of the methods, allowing for a complete picture of ground and water conditions.

- **Mechanisms of landslide failure along bedding-plane slip surface**

Xuan KANG, Shun WANG Wei WU

In this paper, we consider the failure mechanism of a catastrophic landslide along bedding-plane slip surface in the Three Gorges Reservoir area of China. Some soil samples taken from the exposed bedding-plane shear zone are used for the experimental investi-

gation in laboratory. In particular, ring-shear tests are performed to study the mechanical behaviour of the shear-zone soil in the residual state. The soil water contents induced by the reservoir operation as well as the shear rate during landslide runout are considered in our tests. The test results show noticeable reduction of the residual strength of the shear-zone soil with increasing water content and shear rate. Its implication for the landslide movement of reservoir-affected area is discussed.

- **Scenario approach to managing flood risks: challenges and perspectives**

Vasyl KORBUTIAK, Dmytro STEFANYSHYN, Yaroslav KHODNEVYCH

Ukraine suffers from floods seriously, commonly – river floods. Floods threaten more than 27 per cent of the country’s territory, and about a third of Ukraine’s population lives in flood-prone areas. Because Ukraine is at the stage of legal approximation to the European Union, the EU Floods Directive implementation becomes topical vitally. This paper deals with the most typical challenges and issues relating to implementing the scenario approach to flood management and flood risk assessment according to the EU Floods Directive. The scenario approach was reviewed in terms of modeling and decision-making under uncertainty. Among challenges that can complicate the scenario approach implementation, including quantification of flood risks, the paper analysed the problem of recognizing and overcoming two basic kinds of information uncertainty relating to hydrological predicting – stochastic and epistemic. To tackle the problem, the following methods were used: (1) the scenario approach or scenario optimization methods relating to inductive reasoning in modeling and decision-making under uncertainty; (2) fundamental methods of probability theory and mathematical statistics, and risk theory, in particular, regarding risk assessment and management, and extrapolation methods; (3) applied statistical methods in hydrology. The study was performed within two real-world case studies: the Stryi River, the gauge stations (GS) “Verkhnie Syniovydne”, and the Dnister River, the GS “Halych”.

- **The role of hydropower in meeting the targets for renewable energy production in Slovenia**

Andrej KRYŽANOWSKI, Nina HUMAR

Slovenia is among the last Member States in EU in terms of the share of energy produced from renewable energy sources. More than 90% of the electricity produced from renewable sources is based on hydropower. Slovenia does not achieve the set goals of 25% of the renewable energy of energy in the share of the final energy consumption, which was set 15 years ago. By 2030, this goal is at least 27% of the share, which, according to the Renewable Energy Directive, will increase at most.

Since Slovenia does not meet its renewable electricity targets, it is obliged to pay additional costs to obtain the certificate. In the tendency to increase the production of electricity from renewable sources, hydropower can also make an important contribution. The gross



hydro power potential of Slovenian rivers is estimated at 19,440 GWh/year. 9,145 GWh/year is technically available and between 7,000 and 8,500 GWh/year is economically justified. Now 4,607 GWh/year is exploited, presenting 50.4% of the total technically available potential. The hydropower plants generate just above one third of the total electric power capacity of Slovenia. However, the role of hydropower plants in adoption of system-based services, such as primary and secondary regulation, is significant.

The paper outlines the problem of ensuring the goals from the Directives in the production of electricity from renewable sources in Slovenia, highlighting the possibilities of hydropower compared to other energy sources, such as photovoltaics and wind power.

- **Application of pumped-storage power plants for management of electric energy**

Wojciech MAJEWSKI

In Poland about 70% of the electricity is produced in thermal power plants, which use coal or lignite. They produce considerable amount of green-house gasses, which are important problem for the climate. Recently we observe in the world and in Poland rapid increase of renewable energy coming from wind and photovoltaic. They gradually replace thermal power-plants. They have, however one important problem: nonuniform work during day. This requires transfer of large amounts of energy and their storage. Pumped-storage power plants solve very well this problem. There is increased tendency to utilize existing hydro energy schemes and modernize them to pumped-storage units. Similar tendency we also observe in Poland. They do not interfere with the environment and represent high efficiency. The paper presents characteristics of existing in Poland pumped-storage power plants and describes prospective projects. At present we have installed power in pumped-storage plants amounting to 1800 MW in 6 plants. These are: 2 classic pumped-storage plants with reversible units (Żarnowiec and Porąbka Żar), and the oldest plant Dychów modernized in 2021. 3 other are: Żydowo, Czorsztyn-Niedzica and Solina. In the prospective future we have 6 pumped-storage plants with total power of 1900 MW. The most advanced plants are Młoty and Rożnów II. The remaining are: Kadyny, Pilchowice, Sobel and Niewistka.

- **Pilot application of thermal method for analyzing seepage processes including leak monitoring at the Kozłowa Góra earth dam in Poland**

Krzysztof RADZICKI, Marek STOLIŃSKI

The study and recognition of seepage processes, including leak detection, are fundamental and essential activities in analyzing the technical condition and safety of earth damming structures like dams and levees. One of the methods used for this purpose is the thermal method, which has been extensively developed in the last decade and applied in numerous applications worldwide. Importantly, it is recommended for this purpose, among others, by the International Commission on Large Dams.

The article describes the first application of thermal monitoring method for seep-

age processes investigation in an earth damming structure in Poland. This took place at the Kozłowa Góra earth dam in 2014. Simultaneously, it was the world's first implementation of the innovative Multi-Point Thermal Measurement System (MPointS). Its key element consists of innovative passive-active thermal sensors installed successively in a series next to each other in the ground, forming a quasi-continuous zone for monitoring leaks along the structure. These sensors have integrated micro-heaters with temperature sensors, enabling direct in-situ measurement of seepage velocity in the soil using the thermo-active method. This technology greatly facilitates the application of thermal method on existing earth damming structures. It is simple and fast to apply and does not pose a risks to the structure's safety by disrupting the soil's continuity or creating preferential filtration paths, which was a concern with previously used linear fiber optic sensors worldwide.

The application of the MPointS technology allowed for precise recognition of seepage zones along the entire monitored section of the Kozłowa Góra dam. Most importantly, it enabled measurements of local seepage velocities, leading to the detection of a zone of local leakages, which coincided with the seepage damage zone near the ditch that occurred during the flood in 2010.

- **The application of certain modern methods for upgrading levees**

Krzysztof RADZICKI, Remy TOURMENT, Janusz ZALESKI

Levees are common flood protection structures utilized in many countries, including in Poland and France, with a total length of several thousand kilometers in both countries. Proper design of a levee upgrade is a multi-criteria engineering challenge, including hydraulics, geotechnical, civil engineering, hydrogeologic, and geomorphologic considerations. New technical solutions for upgrading levees have been developed since 2000 to increase levee robustness, as well as to minimize the cost of retrofits. There are three main problems with historical levees, indicating that the stability of existing levees is often not sufficient for the modern era. First, the effects of climate change are resulting in larger, higher and longer-lasting floods that put higher hydraulic stresses on the levees. Second, evidence of progressive ageing of a large number of these structures indicates that at some point in time, they were poorly maintained. Third, over the past two decades, many countries have suffered major flood losses due to levee failures. The article presents the best basic principles and modern technical solutions that should be taken into account when extending flood embankments. Several detailed examples of modern solutions for the modernization of flood embankments, used in Poland and France, are also discussed.

- **Evaluation Method of Engineering Condition for Agriculture Reservoir and Small Dam**

Eun Chul SHIN, Bong Soo KIM, Jeong Ku KANG, Jong Keun LEE

The heavy rainfall during the summer rainy season is the most critical factor threatening

the stability of small earth dams. The flooding and overflow of small dams are resulted in deterioration of the entire dam system. The integrity of small dams in Korea has been a problem for safety of its structures and maintains its long-term storage capacity. There are more than 17,000 small dams are existed in the Korean Peninsula, most of these dams are used for the agriculture purposes. The sedimentation drifted soil from upstream and leakage of water through embankment dam are caused by the aging of dam structures, rapid lowering of the water levels with seasonal rainfall and the usage of water.

- **Water management on the Goczalkowice water reservoir according to the applicable water management instructions**

Andrzej SIUDY, Zbigniew FARUGA

Górnośląskie Przedsiębiorstwo Wodociągów SA in Katowice plays an important role in terms of flood protection and water supply system in the Silesia voivodeship. It's multifunctional role is strongly determined by the water management instructions and formal-legal regulations. The survey of historical floods and some important conclusions, that could be recognized as the basis to develop the appropriate procedures and action scenarios, was described in the paper.

- **140 years of waterworks in Silesia - the history of Górnośląskie Przedsiębiorstwo Wodociągów S.A.**

Arkadiusz TARASIŃSKI, Henryk DROB

The paper, as the background, provides an overview of the history of water supply systems from the oldest finds in the Middle East through Hellenistic Greece, the Roman Empire and medieval Europe. To describe the modern period attention was paid to the social and industrial changes that determined the development of common availability of water supply to the inhabitants. The development of water supply system in the Silesia region, including the most important dates and events in this history, was emphasized in the paper. In 2022, Górnośląskie Przedsiębiorstwo Wodociągów – one of the biggest water companies in the Central Europe – celebrated its 140<sup>th</sup> anniversary as the region's first collective water supply system. Górnośląskie Przedsiębiorstwo Wodociągów S.A. is a proud successor of this history, that begun as a deep-water well in Zawada, commissioned in 1882.

# ZESTAWIENIE ARTYKUŁÓW ZGŁOSZONYCH NA XX KONFERENCJĘ TKZ'2023, OPUBLIKOWANYCH PRZEZ INNE WYDAWNICTWA

LIST OF ARTICLES SUBMITTED TO THE XX TKZ'2023 CONFERENCE, PUBLISHED  
IN OTHER JOURNALS

## **Czasopismo Gospodarka Wodna**

### **The function of the Veľká Domaša reservoir in the context of observed climate changes**

Emília BEDNÁROVÁ, Juraj ŠKVARKA, Marián MIŠČÍK, Ľubomír UHORŠČÁK,  
Peter MACKOVJAK

The importance of water reservoirs in water management does not need to be particularly justified. There is more than 6,000-year history of convincing evidence. In Slovakia, the construction of reservoirs can be dated to two periods. The first period was especially the 18th century when the construction of water reservoirs was stimulated by the need for water for the mining industry in the vicinity of Banská Štiavnica. The second period falls in the second half of the 20<sup>th</sup> century. The construction of reservoirs was initiated in the post-war period. It was the need to raise the standard of living of society, the urgency of electrification of the country, the development of industry and agriculture, the supply of drinking water to the population, flood control, the improvement of flows, etc. Reservoirs with multi-annual regulations have an important position in the types of water reservoirs since they can regulate flows over several years. This benefit is evident, especially during periods of extreme hydrological phenomena and short-term aquatic and long-term dry, so-called low-water periods. Ensuring ecological flow in riverbeds during periods of prolonged drought is a phenomenon that is fundamental from the point of view of environmental protection. We have illustrated our knowledge, and experience gained from their impact on the flows downstream of the Veľká Domaša dam. In the paper, we demonstrate the significant function of the reservoir not only for society but also for the environment by statistical processing of inflows into the reservoir and outflows into the riverbed downstream of the dam during the period of registered occurrence of extreme hydrological phenomena.

## **Czasopismo Water an Open Access Journal by MDPI**

### **Seepage at the base of the Koman (Albania) hydropower dam where under the display block lies the grout curtain and the base consolidation structure**

Arban BERISHA, Lavdim OSMANAJ, Sulejman XHELEPI

Koman Hydropower Plant has the following indicators:

Installed capacity 600 (MW), average annual power output 1800 (GWh), dam height 130 (m), average annual flow 289 (m<sup>3</sup>/s), discharge capacity 3600 (m<sup>3</sup>/s), useful reservoir volume 188 (Mil. m<sup>3</sup>), total volume 500 (Mil. m<sup>3</sup>) and type of dam with reinforced concrete screen.

In modeling, the depth of the permeable layer and grout curtain is accepted to start from the quota (m), which constitutes the bottom base of the support block. Also, are used these

nameplates for hydraulic conductivity of the constituent elements of the construction structure of the support block for the basement consolidation.

- the average hydraulic conductivity of the natural rock of the basement;
- the hydraulic conductivity of the deep cement curtain on the natural rock basement;
- the uncemented gravel hydraulic conductivity;
- cemented gravel hydraulic conductivity;
- the upper concrete wall hydraulic conductivity;
- the lower concrete wall hydraulic conductivity;
- the rock hydraulic conductivity in contact with gravel after the grout curtain.

At the base of the dam lies into the depth, below the supporting block of the dam screen, not only the grout curtain but also the structure, as a measure of the base's consolidation in terms of its permeability and durability by the action of the filtering forces fig. 1. Thus, we have a complex underground contour, not only in terms of the extent of its constituent elements, but also in their permeability.

For such an underground contour it is clear that analytical and approximate computational methods would determine the seepage parameters that would be far from reality.

Through the mathematical model, are taken hydraulic load, which data are distributed throughout the underground contour complex, depending on the depth of the underground contour and the variations of the hydraulic conductivity of the constituent elements.

### **Czasopismo Gospodarka Wodna**

#### **Bezpieczna eksploatacja mokrego składowiska odpadów paleniskowych w warunkach zwiększonych odbiorów odpadów**

Agnieszka DĄBSKA, Bartosz BEDNARZ, Paweł POPIELSKI, Jan WINTER, Ewelina WRÓBLEWSKA

W artykule zostały przedstawione wyzwania i problemy związane z praktycznym zastosowaniem modelu gospodarki o obiegu zamkniętym na mokrym składowisku odpadów paleniskowych, przy jednoczesnym zachowaniu zasad bezpieczeństwa i zapewnieniu niezawodności pracy obiektu na przykładzie odbioru dużej ilości odpadów w stosunkowo krótkim czasie podczas bieżącej eksploatacji mokrego składowiska odpadów paleniskowych „Jelonia” w Stalowej Woli. Krótko przedstawiono założenia gospodarki o obiegu zamkniętym i scharakteryzowano mokre składowisko odpadów. Na przykładzie zwiększonych odbiorów odpadów zrealizowanych w roku 2020 omówiono zagrożenia normalnej eksploatacji obiektu wynikające z intensyfikacji procesu odbiorów odpadów paleniskowych. Szczególną uwagę zwrócono na problemy wynikające z przebiegu trasy dojazdowej do obiektu oraz tras dojazdowych do kwater i wyjazdowych dla pojazdów z załadunkiem. Podkreślono znaczenie możliwości dostosowania bieżącej eksploatacji obiektu do warunków logistycznych prowadzonych odbiorów oraz wpływu jakości prac prowadzonych w kwaterach na ponowną ich bezpieczną eksploatację.

## **Czasopismo Gospodarka Wodna**

### **Zagospodarowanie wód opadowych na terenie centrum logistycznego z zastosowaniem nowoczesnych metod obliczeniowych**

Paweł FALACIŃSKI, Anna SOSNOWSKA

Budynki wielkopowierzchniowe, których sumaryczna powierzchnia wynosi obecnie w Polsce powyżej 50 mln m<sup>2</sup>, mają w większości dachy płaskie. Nachylenie połaci to zazwyczaj zaledwie kilka stopni. O ile ekonomia budowy takich budynków jest uzasadniona, tak już ich utrzymanie wymaga wysokiej kultury technicznej. Ulewne deszcze to bardzo poważne zagrożenie dla budynków takich jak hale logistyczne, zakłady produkcyjne, centra handlowe czy obiekty użyteczności publicznej. Bezpieczne zagospodarowanie intensywnie wpływających wód opadowych oraz roztopowych z powierzchni przekraczających niekiedy 2 ha stanowi wyzwanie dla projektantów.

W artykule przedstawiono sposób zagospodarowania wód opadowych i roztopowych z dachu projektowanego centrum logistycznego, zlokalizowanego w województwie kujawsko-pomorskim. Do analizy natężenia deszczu miarodajnego wykorzystany został kalkulator IMGW (Pmax tp). Dobór systemu retencyjnego wody został oparty na systemowych rozwiązaniach eksponowanych na platformie WaterFolder. Przedstawione w artykule rozwiązania korelują z lansowanym obecnie trendem budowania zdrowego, zrównoważonego środowiska, szczególnie na terenach zurbanizowanych.

## **Czasopismo Gospodarka Wodna**

### **Zawiesiny twardniejące na bazie odpadów poprocesowych jako materiały uszczelniające obiekty hydrotechniczne**

Paweł FALACIŃSKI, Łukasz SZAREK, Małgorzata WOJTKOWSKA, Jan BOGACKI, Piotr DRUŻYŃSKI, Mateusz DUDZIK

Jednym z materiałów stosowanych do uszczelnień budowli piętrzących są zawiesiny twardniejące, które znalazły szerokie zastosowanie m.in. w przesłonach przeciwfiltracyjnych. W zawiesinach twardniejących od lat stosuje się uboczne produkty spalania węgla, a ostatnio podjęto próby zaimplementowania w składzie zawiesin nowych rodzajów odpadów poprocesowych, takich jak np. popioły z termicznego przekształcania odpadów komunalnych. Stosowanie materiałów odpadowych pożądanę z punktu widzenia gospodarowania odpadami może mieć negatywny wpływ na właściwości zawiesin oraz inne aspekty środowiska, np. wody gruntowe. W wyniku kontaktu przesłon przeciwfiltracyjnych z wodami gruntowymi może dojść do ich zanieczyszczenia substancjami znajdującymi się w wykorzystanych odpadach. W pracy podjęto próbę określenia wpływu wybranych odpadów poprocesowych na właściwości zawiesin twardniejących oraz poziomu uwalniania z nich metali ciężkich pochodzących z wykorzystanych materiałów odpadowych. Na bazie przeprowadzonych badań można stwierdzić, że możliwe jest wykonanie zawiesin twardniejących na bazie odpadów poprocesowych o pożądanym właściwościach technologicznych i użytkowych, jednak intensywność uwalniania z nich ołowiu przekroczyła założone kryteria.

## **Czasopismo Energetyka Wodna**

### **New guidance in France on managing erosion risks associated with dams and levees**

Jean-Jacques FRY, Luc DEROO, Stéphane BONELLI

FRCOLD has published recommendations for the stability of gravity dams (2012), spillway safety (2013), embankment dam stability (2015), and stability of arch dams (2018). In 2023, it will publish recommendations on the justification of embankment dams to erosion. These recommendations concern both internal and external erosions, which represent nearly 90% of the causes of dam failure. They apply to three types of structures: dams, side dams or canal embankments and levees.

The guidance distinguishes between recommendations, that are mainly methodological in order to comply with the regulations (situations, mechanisms, loads and general approaches to be followed), good practice that gathers the methods approved by the 26 experts of the working group and finally new approaches, resulting from recent research used by some members without having been validated by all the experts.

The approach of the erosion safety assessment is based on the following features:

- The location and characterization of all potential erosion paths
- Erosion processes are grouped into 4 internal and 5 external erosion mechanisms
- The justification process follows 7 steps: 1 – preliminary documentary survey; 2 – potential erosion paths; 3 – Ground models; 4 – loading situations; 5 – Justification of the erosion resistance of the barriers; 6 – Safety assessment along each erosion path; 7 – Synthesis.

The approach to internal erosion analysis is graded into three levels: 1 – functional analysis; 2 – functional and behavioral analyses; 3 – functional, behavioral and numerical or physical analyses.

The approach of the external erosion analysis is based on three types of justifications: 1 – absence of solicitation; 2 – solicitation without initiation of erosion; 3 – initiation of erosion without progression towards the breach.

All of these will be re-evaluated after a few years of practice.

## **Czasopismo Gospodarka Wodna**

### **Concept of dam reservoirs to deal with climate change impacts**

Stanislav KOTAŠKA, Jaromír ŘÍHA, Tomáš JULÍNEK

The Adapt-Dyje project is being developed in co-operation between Povodí Moravy River agency and the Institute of Global Change of the Czech Academy of Sciences (CAS). The project focuses on the development of a detailed hydrological and hydrodynamic simulation tool for water balance analysis in the Dyje River catchment. The aim is to evaluate the suitability and effectiveness of proposed adaptation measures under climate change conditions. One of the adaptation measures are the reservoirs located at preserved dam sites according to the Plan “Localities for Accumulation of Surface Waters” (LASW).

In this study dam sites selected from LASW, namely Borovnice, Kuřimské Jestřabí, Vysočany, Brodce and Plaveč have been analyzed in more details. The purpose of the study is to assess, based on actual hydrological data, the ability to accumulate water for prescribed purposes (water supply for inhabitants and agriculture, flood protection, hydropower, assuring minimum environmental discharge below the dam) and to define rules for dam operation. The study also contain general discussion on the social and environmental conflicts. The analysis show that 5 mentioned schemes with total reservoir volume 68 mil. m<sup>3</sup> can provide about 2 m<sup>3</sup>/s of water for the supply and have certain flood attenuation effect.

### **Czasopismo Archives of Civil Engineering**

#### **Determining the trend of geometrical changes of a hydrotechnical object based on data in the form of LiDAR point clouds**

Maria KOWALSKA, Janina ZACZEK-PEPLINSKA, Łukasz PIASTA

Monitoring the technical condition of hydrotechnical facilities is crucial for ensuring their safe usage. This process typically involves tracking environmental variables (e.g., concrete damming levels, temperatures, piezometer readings) as well as geometric and physical variables (deformation, cracking, filtration, pore pressure, etc.), whose long-term trends provide valuable information for facility managers. Research on the methods of analyzing geodetic monitoring data (manual and automatic) and sensor data is vital for assessing the technical condition and safety of facilities, particularly when utilizing new measurement technologies.

Emerging technologies for obtaining data on the changes in the surface of objects employ laser scanning techniques (such as LiDAR, Light Detection and Ranging) from various heights: terrestrial, unmanned aerial vehicles (UAVs, drones), and satellites using sensors that record geospatial and multispectral data. This article introduces an algorithm to determine geometric change trends using terrestrial laser scanning data for both concrete and earth surfaces. In the consecutive steps of the algorithm, normal vectors were utilized to analyze changes, calculate local surface deflection angles, and determine object alterations. These normal vectors were derived by fitting local planes to the point cloud using the least squares method.

In most applications, surface strain and deformation analyses based on laser scanning point clouds primarily involve direct comparisons using the Cloud to Cloud (C2C) method, resulting in complex, difficult-to-interpret deformation maps. In contrast, preliminary trend analysis using local normal vectors allows for rapid threat detection. This approach significantly reduces calculations, with detailed point cloud interpretation commencing only after detecting a change on the object indicated by normal vectors in the form of an increasing deflection trend. Referred to as the cluster algorithm by the authors of this paper, this method can be applied to monitor both concrete and earth objects, with examples of analyses for different object types presented in the article.



## **Czasopismo Gospodarka Wodna**

### **Przesłony przeciwfiltracyjne z zawiesin twardniejących w warunkach ekspozycji na agresywne odcieki ze składowisk**

Łukasz KRYSIAK, Łukasz SZAREK

Składowanie odpadów komunalnych i przemysłowych niesie ze sobą ryzyko emisji zanieczyszczeń w postaci m.in. odcieków. Z tego względu konieczne jest przeciwdziałanie zanieczyszczeniu wód gruntowych wokół składowiska. W tym celu stosuje się pionowe przesłony przeciwfiltracyjne, wykonywane przy użyciu zawiesin cementowo-bentonitowych (zawiesin twardniejących).

Związki obecne w odciekach mogą nie tylko zanieczyszczać środowisko, ale także reagować z materiałem, z którego wykonana jest przesłona przeciwfiltracyjna, potencjalnie obniżając jej trwałość i efektywność. W niniejszej pracy przedstawiono przykładowe składy odcieków ze składowisk odpadów różnego typu oraz krótko omówiono ich potencjalną agresywność w stosunku do zawiesin twardniejących – materiału, z którego wykonuje się przesłony. W tym kontekście najczęściej ocenia się wpływ roztworów agresywnych na współczynnik filtracji  $k$  zawiesiny, parametru materiałowego kluczowego dla szczelności przesłony przeciwfiltracyjnych.

W pracy podsumowano metody badania odporności korozyjnej zawiesin poddanych działaniu agresywnych roztworów chemicznych. Badania takie pozwalają na odpowiednie dobranie składników materiału oraz ich proporcji, tak aby przesłona przeciwfiltracyjna wykonana z zawiesiny twardniejącej zachowała trwałość w rzeczywistych warunkach pracy. Ponadto przedstawiono przykłady zastosowania zawiesin twardniejących jako przesłony przeciwfiltracyjnych w składowiskach odpadów różnego typu. Praktyka dowodzi możliwości trwałego i efektywnego stosowania zawiesin do przeciwdziałania zanieczyszczeniom wód gruntowych przez odcieki ze składowisk odpadów.

## **Czasopismo Archives of Civil Engineering**

### **Water Hammer Mitigation by Internal Rubber Hose**

Michał KUBRAK

The aim of this research was to experimentally analyse the possibility of using a rubber hose placed inside a pipeline to mitigate the water hammer phenomenon. The experiments were conducted using a steel pipeline with an inner diameter of 53 mm and an EPDM rubber hose with a diameter of 6 mm. Hydraulic transients were induced by a rapid closure of the valve located at the downstream end of the pipeline system. In order to analyse the influence of steady-state flow conditions on the maximum pressure increase, measurements were carried out for different values of initial pressure and discharge. The experimental results indicate that placing a rubber hose inside a pipeline can substantially attenuate valve-induced pressure oscillations. It was observed that the initial pressure has a significant influence on the capacity of the rubber hose to dampen the water hammer phenomenon. Comparative numerical calculations were performed using the Brunone–Vitkovský instant

acceleration-based model of unsteady friction. It was demonstrated that this approach does not allow satisfactory reproduction of the observed pressure oscillations due to the viscoelastic properties of the EPDM hose used in the tests.

### **Czasopismo Archives of Civil Engineering**

#### **Centrifugal shaking experiments and FEM analytical investigation on masonry block reinforcement of small earth dams**

Yoshiyuki MOHRI, Bohan WANG, Hidekazu TAGASHIRA, Akira IZUMI, Tadatsugu TANAKA

In this investigation, a series of centrifuge model tests and dynamic response analyses were conducted to elucidate the impact of a composite structure comprised of a reinforced earth-pressure-resistant technique, using both masonry blocks and the reinforced earth method, which was installed at the slope toe end of an aged reservoir. The purpose of the study was to evaluate the seismic response of the embankment. The experimental tests included shaking table tests that were performed on an unreinforced embankment as well as a masonry block reinforced embankment, both in a water storage condition. The dynamic behavior of the embankment, as well as the propagation of slip failure, were compared and verified. Through the use of elasto-plastic dynamic response analysis, using the finite element method, the location of the slip surface, the settlement of the embankment and the dynamic response characteristics, as obtained experimentally, were examined to clarify the effects of the counter measure structure. The results indicate that the implementation of masonry blocks and the reinforcement installed behind them greatly improve the stability of the slope of the embankment, suppress the failure of the upper part of the embankment, and effectively prevent overall deformation of the embankment.

### **Czasopismo Gospodarka Wodna**

#### **Analiza potencjalnych przyczyn powstawania obciążeń zmęczeniowych w rurociągach ciśnieniowych**

Mateusz NERKOWSKI, Apoloniusz KODURA

Praca zarysowuje materiały wykorzystywane do budowy rurociągów ciśnieniowych pod kontem jego pracy pod wpływem działania sił obciążeniowych. Porównuje właściwości materiałów wykorzystywanych współcześnie, z podziałem na rury wykonane z metali oraz z tworzyw sztucznych. Omówiono wpływ obciążeń zmęczeniowych jako potencjalną przyczynę awarii. Przeanalizowano naprężenia wewnętrzne, zewnętrzne oraz czynnik środowiskowe wpływające na właściwości materiału rury. W pracy ukazano konieczność przeprowadzenia dalszych badania nad uszkodzeniami zmęczeniowych obiektów jakimi są przewody hydrauliczne.

## **Czasopismo Archives of Civil Engineering**

### **Evaluation of the functionality of seepage prevention structures of dam bodies after a long period of operation - a case study of Otmuchów and Nysa reservoirs**

Maksymilian POŁOMSKI, Mirosław WIATKOWSKI

The article reviews the technology of construction and functioning of watertight elements of hydrotechnical embankments. A case study of two reservoirs located in the middle course of the Nysa Kłodzka River is described: (1) Otmuchów reservoir functioning since 1933, (2) Nysa reservoir functioning since 1971. The effectiveness of the applied anti-filtration screens, i.e. a silt screen of the Otmuchów reservoir and a concrete screen of the Nysa reservoir, was assessed and compared. Data from piezometers located at the height of the dam crest along its entire profile were analysed for measurements taken in the years 2020-2022. Indicators such as the distribution and depth of the water level in the dam body and changes in pressure in piezometers under the influence of water level fluctuations in the reservoir were considered. In addition, the scale and frequency of repair and maintenance activities carried out on both facilities were analysed, especially in aspects of the dam body sealing and the need to repair the upstream slope structures, which are directly exposed to filtration and wave action. It was found that, despite the long period of operation of both facilities, they maintain proper water tightness, and the depth of the water level in the embankments reacts only slightly to fluctuations in the amount of stored water. This correlation is more evident closer to the middle part of the dam of the Nysa reservoir, where an abrupt increase in damming height caused a vertical movement of the water table in the embankment, but with a delay of about a week. It was pointed out that both sealing technologies adopted were associated with the need for numerous revitalisation measures, mainly due to dynamic degradation of the stone paving in the area of fluctuations in the level of dammed water in the case of the Otmuchów reservoir and loss of watertightness at expansion joints of concrete slabs protecting the upstream slope of the Nysa reservoir dam.

## **Czasopismo Gospodarka Wodna**

### **Omówienie wybranych, nowoczesnych metod modernizacji wałów przeciwpowodziowych**

Krzysztof RADZICKI, Remy TOURMENT, Janusz ZALESKI

W wielu krajach wały przeciwpowodziowe są jedną z podstawowych metod ochrony przeciwpowodziowej. W Polsce i we Francji, w każdym z tych krajów mają długości łącznie rzędu kilku tysięcy kilometrów. Właściwe zaprojektowanie modernizacji wału przeciwpowodziowego jest istotnym wyzwaniem inżynierskim, wielokryterialnym którego zagadnienia obejmują dziedziny takie jak hydrotechnika, hydraulika, geotechnika i hydrogeologia. Nowe techniczne rozwiązania i standardy modernizacji wałów zostały rozwinięte na świecie w nowym tysiącleciu aby zwiększyć ich odporność i trwałość, jak również zminimalizować koszty ich modernizacji. Trzy główne rodzaje problemów pokazały że stare rozwiązania techniczne i dotychczasowa odporność wałów nie są wystarczające. Po pierwsze, był to prob-

lem narastających zmian klimatycznych, generujących wyższe i dłużej trwające powodzie bardziej obciążające hydraulicznie wały. Po drugie obserwowano postępujące starzenie się dużej części tych budowli, które w wielu przypadkach mają już po kilkadziesiąt lat i które często w jakimś momencie były zaniedbane. Po trzecie w wielu krajach wystąpiły liczne katastrofy wałów i związane z tym duże straty powodziowe.

Nowe standardy i nowoczesne rozwiązania techniczne są rozwijane przede wszystkim na poziomie projektantów, biur projektowych, użytkowników wałów i instytucji naukowych dla wybranych wałów. Następnie są weryfikowane i adoptowane w poszczególnych krajach. Ich przegląd i porównanie, jak również transfer wiedzy technicznej pomiędzy krajami i tworzenie ogólnosiwiatowego katalogu najlepszych rozwiązań jest jednym z zadań Komitetu roboczego ds. wałów przeciwpowodziowych ICOLD'u (ICOLD Technical Committee on Levees), którego członkami są także autorzy niniejszego artykułu.

W oparciu o te doświadczenia i zebraną wiedzę w artykule przedstawiono najbardziej podstawowe zasady i nowoczesne rozwiązania techniczne, które należy uwzględnić przy projektowaniu rozbudowy wałów przeciwpowodziowych. Omówiono także kilka szczególnych przykładów nowoczesnych rozwiązań modernizacji wałów przeciwpowodziowych, stosowanych w Polsce i Francji.

### **Czasopismo Gospodarka Wodna**

#### **Seepage problems at the proposed variant of the Skalička dam**

Jaromír ŘÍHA, Tomáš JULÍNEK, Stanislav KOTAŠKA

The embankment dam Skalička is planned in the Moravian part of the Czech Republic on the Bečva River. Previous studies indicated that from discussed five variants the most appropriate one is a lateral multi-purpose reservoir with significant flood protection function. This paper discusses hydrogeological and groundwater flow issues related to the selected variant. The results are part of an extensive hydrogeological study realized at the dam site consisting of geophysical survey, geological and hydrogeological boreholes and groundwater flow numerical modelling. The subject of the work was to quantify the impacts of the selected variant of the Skalička dam on the Quaternary aquifer. At the same time technical issues were studied such as the subsoil sealing elements, drainage system and other arrangements in the area of reservoir and its surrounding. Another aim was to guarantee dam safety with respect to the seepage. The results of the survey and groundwater modelling facilitated to formulate recommendations for further designing of the dam within recently elaborated feasibility study.

### **Czasopismo Journal of Water and Land Development**

#### **Preliminary experimental investigation on the use of recycled fibers from textile wastes for embankments reparation**

Chiara ROSSIGNOLI, Marco CARUSO, Cristina JOMMI, Donatella STERPI

Failure events occurred in the last few decades highlighted the need to raise awareness about the emergent risk concerned with impacts on embankments of localized degradation

phenomena. The common interventions for embankment repair, such as the reconstruction of the damaged area or the injection of low-pressure grouts to fill fractures and burrows, may cause weakening of the structure due to discontinuities between natural and treated zones. Moreover, it is well-known that the repair requires huge volumes of materials and, nowadays, sustainable solutions are encouraged. At the same time, the textile and fashion industries are looking for sustainable waste management and disposal strategies to face environmental problems concerned with the voluminous textile waste dispatched to landfills or incinerators. Therefore, the use of soil mixed with textile wastes for embankment repair is investigated to identify an effective solution in the engineering practice and to provide a strategy for the circular economy of textiles. Preliminary laboratory tests have been conducted on soil specimens collected from the Secchia River embankment, in Northern Italy, to define the appropriate mixture and to compare physical properties and hydro-mechanical behavior of natural and treated soils. The results show that appropriate fiber contents result in manageable and relatively homogeneous mixtures. The influence on soil consistency and compaction degree is mainly due to the fiber's hydrophilic nature and the ability to create additional cohesion among soil grains. At low stress levels, the compressibility and hydraulic conductivity appear higher, however macro voids produced during sample preparation may alter the findings.

### **Czasopismo Gospodarka Wodna**

#### **Przegląd działań i rozwiązań technicznych wdrażających zasady idei zrównoważonego rozwoju w eksploatacji zapór**

Julia SAPRYK, Konrad BARTOSZEWICZ, Karolina CHAŁAS, Karolina KACZMAREK, Kacper BERNAT, Anna STAŃCZUK, Jan ANTCZAK, Agatha JAROSIŃSKA, Małgorzata JAROŃSKA Kamil JABŁOŃSKI

Artykuł nakreśla problematykę zróżnicowania zasobów wodnych oraz przedstawia cele budowania zapór i zbiorników zaporowych. Skupia się na rozwinięciu pojęcia zrównoważonego rozwoju i odniesienia go do budowli hydrotechnicznych. Przedstawiono przykłady rozwiązań konstrukcyjnych i doświadczeń eksploatacyjnych zapór i zbiorników zaporowych w Polsce, uwzględniając ich wpływ na środowisko, gdzie przez środowisko należy rozumieć nie tylko przyrodę, ale również problematykę społeczno-gospodarczą. Rozważaniu poddaje się celowość budowy nowych przedsięwzięć o podobnej skali oraz sposoby i konieczność wdrażania kompensacji przyrodniczych w istniejących obiektach.

### **Czasopismo Gospodarka Wodna**

#### **Syntetyczne maty betonowe dla umocnienia obiektów hydrotechnicznych w szczególności instalowane pod wodą na dnie i brzegach rzek i kanałów**

Janusz SOBOLEWSKI

Syntetyczne maty po ich ułożeniu na wymaganej pozycji wypełniane są płynnym betonem, który po związaniu i stwardnieniu tworzy tarczę o odpowiednim kształcie i wymiarach.

Takie maty stosowane są w szeroko pojętej hydrotechnice od około 50 lat. W zależności od funkcji i miejsca stosuje się odpowiednio dobrane ich typy. Generalnie można wyróżnić maty typu CT (Constant Thickness) a więc maty ciągłe o zdefiniowanej grubości betonu (wodonieprzepuszczalne) i maty typu FP (Filter Point), maty wodoprzepuszczalne z odpowiednio wszytymi filtrami.

Maty stanowią dwie powłoki z tkanin, połączonych ze sobą za pomocą dystanserów (taśm), które nadają im po wypełnieniu ich wnętrza betonem odpowiednią formę (tekstura powierzchni) i rozmiary. Stosuje się beton o konsystencji płynnej, przy czym można go ulepszyć włóknami PP lub PVA.

Zakres zastosowania tych mat obejmuje:

- umocnienia dna i brzegów rzek oraz kanałów derywacyjnych i żeglugowych;
- umocnienia skarp i korony wałów przeciwpowodziowych w tym ukształtowanie rynien upustowych lub zrzutowych;
- umocnienia skarp zapór ziemnych;
- umocnienia i ochrona nabrzeży i stanowisk postojowych w portach.

W artykule na przykładzie typoszeregu Incomat® zostaną przedstawione 4 charakterystyczne typy wraz z ich parametrami i własnościami. Podane będą wymagania dotyczące betonu, sposobu instalacji mat pod wodą i powyżej lustra wody oraz metody wypełniania mat betonem. Na przykładzie kilku obiektów hydrotechnicznych będzie omówiona tematyka projektowania i wykonawstwa takich umocnień.

## **Czasopismo Inżynier Budownictwa**

### **Betonowanie obiektów hydrotechnicznych jako element prac modernizacyjnych służby na stopniu wodnym Januszkowice**

Katarzyna SYNOWIEC, Artur GOLDA, Michał TAŁAJ, Marcin SAFERNA

Inwestycja „Modernizacja służby oraz sterowni na stopniu wodnym Januszkowice wraz z przebudową awanportów” jest kolejnym etapem realizacji projektu Odrzańska Droga Wodna, mającym na celu przebudowę obiektów hydrotechnicznych i przystosowanie do wyższych klas żeglowności. Zakres robót obejmuje przebudowę istniejącej służby małej poprzez jej częściową rozbiórkę i budowę w jej miejscu nowej służby o parametrach 190 m długości użytkowej i 12 m szerokości użytkowej. Projekt przewiduje zabudowę 23 tys. m<sup>3</sup> betonu. Specyfikacja techniczna zakłada 100-letni okres trwałości betonu. Ze względu na technologię zabudowy i warunki eksploatacji receptura betonu została zaprojektowana dla klasy wytrzymałości C30/37, stopnia mrozoodporności F200 i stopnia wodoszczelności W8. Opracowane przez zespół technologów Centrum Technologicznego Betotech Sp. z o.o. rozwiązanie materiałowe to beton napowietrzony, na cemencie hutniczym CEM III/A 42,5N-LH/HSR/NA i kruszywie łamanym bazaltowym (D<sub>max</sub> = 16 mm). Realizacja inwestycji jest w toku, harmonogram prac przewiduje zakończenie dostaw betonu realizowanych przez Górażdże Beton Sp. z o.o. w grudniu 2023 roku.

## **Czasopismo Journal of Water and Land Development**

### **The Comparison of Possibilities for Demolition or Rehabilitation of Hydraulic Structures**

Raimondas ŠADZEVIČIUS, Dainius RAMUKEVIČIUS, Egidijus KASIULIS, Linas JUREVIČIUS, Vyngandas NARKUS, Andrzej GŁUCHOWSKI, Wojciech SAS

Study on evaluation the technical state of dams, the impact on ichthyofauna, socioeconomic benefits, and the results of cost-benefit analyses was performed in 2021-2022. A list of dams whose demolition would improve the ecological state of rivers and have the least negative impact from a socioeconomic point of view was compiled. A more detailed analysis of demolition/reconstruction possibilities was performed for the 15 dams with the highest position in the list. Analyzed under two scenarios:

Scenario No. 1. The pond is drained, the existing surplus water fall spillway is demolished, and part of the sludge accumulated in the pond is removed. Compensatory measure – a bridge is installed at the culvert place and a small water pond (for recreation) is formed.

Scenario No. 2. The pond is not drained, the existing dam/ surplus water fall spillway is being repaired, and a new fish pass is being installed. A guide screen or fish barrier is installed.

Costs for implementing Scenario No. 2 were obtained higher than according to Scenario No. 1 in 5 out of 15 investigated objects.

## **Czasopismo Journal of Water and Land Development**

### **Features of surveys of hydrological characteristics of the construction area of roads in difficult soil conditions**

Assel TULEBEKOVA, Askar ZHUSSUPBEKOV, Aizhan ZHANKINA, Aliya ALDUNGAROVA, Gulnaz MAMYRBEKOVA

One of the most important and urgent problems is constructing roads in difficult soil conditions, ensuring their strength, reliability, and normal operation. To create an efficient and competitive transport infrastructure in Kazakhstan the State Program of Infrastructural Development “Nurly Zhol” for 2020-2025 was developed. Its main objectives are to improve the technological, scientific, methodological, and resource provision of the infrastructure complex, and to facilitate the attraction of “Big Transit”. The paper presents the peculiarities of the survey of one of the road construction areas. Irrigation canals and periodic and permanent watercourses represent the hydrographic network of the construction site. Analysis and consideration of these features and conducting field tests were presented in an investigation. Stamp tests were performed to analyze the mechanical properties of the embankment soil, providing more reliable information on the mechanical properties of the soil. Based on the conducted field tests and surveys of hydrological conditions, structural and technological solutions were adopted. Attention was also paid to the preservation of the existing irrigation network, its location at the intersection with the road, and its prospective development.

Keywords: hydrological condition, waterway, subsidence soil, road, field tests

## **Czasopismo International Water Power and Dam Construction**

### **A comparison of the vulnerability of concrete-faced rockfill dams with earth core rockfill dams**

Martin WIELAND

Concrete-faced rockfill dams (CFRD) have been the preferred dam type for high embankment dams for almost fifty years. They are claimed to be the safest dam type by their proponents. This paper discusses the vulnerabilities of CFRDs and provides a comparison with earth core rockfill dams (ECRD). ECRDs are considered to be a somewhat old-fashioned dam type, which was replaced by CFRDs. Recently asphalt core rockfill dams have also been developed as an alternative embankment dam type. The ECRD is actually the safest dam type especially with regard to the seismic hazard, which besides ground shaking includes, fault and ground movements in the footprint of the dam and mass movements and rockfalls at the dam site and within the reservoir itself. Mass movements may block the intakes of spillways and low-level outlets that have to function after strong earthquakes and may create impulse waves in the reservoir and overtopping of the dam crest. There are two CFRDs that failed due to overtopping and seepage through the dam body. The various hazards that could damage the face slab, waterstops and the plinth of CFRDs are discussed as also the capability of reducing the vulnerability of face slabs in the case of static and seismic loads and actions. The main hazards of CFRDs are overtopping and seepage or internal erosion due to damage to the face slab or waterstops. The different factors contributing to the damage to face slabs, joints, waterstops and the plinth are given. It is concluded that conservatively designed and well-constructed ECRDs have advantages with respect to seismic action, rockfalls, acts of war and terrorism, construction equipment requirements, sustainability and lifespan. However, CFRDs can be built cheaply and faster than ECRDs and may be better for dams of moderate height located in regions of low to moderate seismicity.

## **Czasopismo Gospodarka Wodna**

### **Funkcjonowanie zbiorników retencyjnych Regionalnego Zarządu Gospodarki Wodnej w Poznaniu w kontekście zmian klimatycznych i potrzeb wodnych – wyzwania i problemy eksploatacyjne na przykładzie wybranych obiektów**

Michał WIERZBICKI, Anna ANDRZEJAK, Dorota PINIARSKA, Bartłomiej SOB-CZYK, Bogumił NOWAK

Zmiany klimatyczne stawiają przed gospodarką wodną nowe wyzwania. Funkcjonowanie obiektów, służących jej celom, musi uwzględniać zarówno zmiany warunków hydrologicznych, jak i zmiany potrzeb wodnych użytkowników wód i środowiska naturalnego oraz rosnącej presji ich zaspokojenia. Kiedy szczególnego znaczenia nabiera racjonalne gospodarowanie wodą, niejednokrotnie istnieje konieczność przedefiniowania celów i zadań, jakie mają one spełniać oraz określenia nowych zasad ich funkcjonowania.

W administracji Regionalnego Zarządu Gospodarki Wodnej w Poznaniu znajdują się 33 zaporowe zbiorniki wodne o łącznej pojemności przy normalnym poziomie piętrzenia (NPP) ponad 204,4 mln m<sup>3</sup>. W przypadku ochrony przeciwpowodziowej największe znacze-



nie mają dwa zbiorniki na Warcie – Jeziorsko oraz Poraj. Zbiorniki położone na dopływach Warty mają przede wszystkim znaczenie retencyjne.

W referacie przedstawiono na wybranych przykładach nowe wyzwania i problemy eksploatacji obiektów hydrotechnicznych RZGW w Poznaniu w zmieniających się warunkach hydrologiczno-meteorologicznych. Wykorzystano dane hydrometeorologiczne, dane dotyczące obiektów hydrotechnicznych, ich funkcjonowania oraz potrzeb wodnych. Opisano zmiany zasilania zbiorników wodnych m.in. coraz częściej występujące niżówki hydrologiczne, skutkujące trudnościami w realizacji założonej gospodarki wodnej oraz możliwości zaspokojenia potrzeb wodnych. Wskazano na konieczność dostosowania zbiorników do zmieniających się warunków klimatycznych. Przedstawiono również wzajemne zależności pomiędzy obiektami hydrotechnicznymi i wskazano na konieczność ich uwzględnienia w określaniu zasad gospodarowania wodą. Części wspólne tych zasad są niezwykle istotne w kontekście szerszego spojrzenia na zasoby wodne i możliwości zaspokojenia potrzeb wodnych regionu.

### **Czasopismo International Water Power and Dam Construction Water Engineering Monuments In Poland**

Jan WINTER, Agnieszka DĄBSKA, Bartosz BEDNARZ

The article presents a brief historical outline of the development of hydraulic engineering and discusses the most interesting monuments of hydraulic engineering in Poland. The paper is focused mainly on historical waterways, dams and reservoirs built for flood protection and economic purposes, including energy generation. The historic waterways, the Dobrzycki Canal (1331-1334), included into the Elbląg Canal around 1850, and the Augustowski Canal (1824-1839) are discussed in detail. The historical dams and reservoirs, mainly those located in the Sudety Mountains and constructed at the beginning of the 20th century after the flood of 1897, are also presented in the paper. These include Miedzygorze, Stronie Slaskie, Cieplice and Myslakowice dry reservoirs, as well as permanent head dams with multipurpose reservoirs such as Lesna, Plichowice, Karpacz, Lubachow. The article also highlights the contribution of the first president of independent Poland, Gabriel Narutowicz, into the development of water engineering and the building of Porabka, Roznow, Solina and Czorsztyn reservoirs after 1918.

### **Czasopismo Inżynier Budownictwa**

#### **Badania i pomiary prowadzone podczas etapu projektowania, budowy oraz eksploatacji suchego zbiornika przeciwpowodziowego Roztoki**

Henryk WOLFF, Tomasz WRÓBLEWSKI, Janusz ANGER, Paweł OPALIŃSKI,  
Katarzyna TUCHOLSKA

W artykule przedstawiono kompleksowe wykonanie badań i pomiarów prowadzonych na etapie projektowania, budowy oraz eksploatacji suchego zbiornika przeciwpowodziowego Roztoki. W pierwotnej fazie projektowania zostały wykonane badania geotechniczne wraz z wierceniami geologicznymi w celu rozpoznania warunków gruntowych oraz podłoża. Podczas budowy wykonywane były badania i pomiary dotyczące poszczególnych zakresów wykonywanych robót –

ziemnych, żelbetowych, iniekcyjnych i pali CFA oraz uszczelniających, a także robót związanych z wykonaniem automatycznego systemu technicznej kontroli zapór. Podczas formowania korpusu zapory prowadzony był monitoring zwierciadła wód piezometrycznych oraz osiadania nasypu z wykorzystaniem piezoreperów magnetycznych. Na etapie budowy i eksploatacji zapora została wyposażona w kompleksowy system automatycznego systemu technicznej kontroli zapór w tym między innymi, piezometry otwarte, piezorepery magnetyczne, inklinometry, ekstensometry, repery, czujniki WG i WD, stacja meteo, szczelinomierze, czujniki drgań, aktywny termomonitoring, czujniki ciśnienia porowego oraz czujniki naprężenia gruntu, a także łąty wodowskazowe.

Kompleksowe podejście do badań i pomiarów prowadzone na każdym z etapów, zarówno projektowych, budowy oraz eksploatacji pozwala na zapewnienie wymaganego bezpieczeństwa dla obiektów piętrzących wodę, takich jak suchy zbiornik przeciwpowodziowy Rostoki.

### **Czasopismo Journal of Water and Land Development**

#### **Modernizing the control network for determining displacements in hydraulic structures using reflectorless automatic measurement techniques**

Janina ZACZEK-PEPLINSKA, Lech SALONI

Over the last two decades, geodetic surveying has seen significant advancements, with terrestrial and unmanned aerial vehicle (UAV) laser scanning, alongside automatic observations, being increasingly utilized throughout the construction process. These methods are used from the inception of construction work, through implementation status monitoring, to operational risk assessment.

In the context of dam structures, periodic geodetic displacement measurements are a compulsory component of control measurements and safety assessments. In Poland, however, control measurements have largely remained rooted in traditional techniques such as classic linear and angular measurements and precise leveling. These methods are typically carried out within distinct control networks, i.e. without dual-function observation points and targets. Furthermore, network points (pillars, targets) have often not been renewed since their installation several decades ago, and glass discs, used for crown measurements in the baseline method, frequently face damage.

Compounding these issues are changes in property ownership and modifications in environmental regulations, which often impede the proper upkeep of the sight line. Consequently, complete and accurate measurements are often unattainable due to obstructed sight lines and inaccessible points.

To address these challenges, the article proposes the adaptation and reconstruction of control networks to incorporate automatic observation techniques, including linear and angular and LiDAR measurements. This approach includes activities aimed at:

- reconstructing and supplementing damaged network structures;
- modernizing the geodetic process of determining structure displacements;
- enhancing the accuracy, credibility, and reliability of geodetic displacement measurement results.

The article provides an overview of the fundamental requirements and principles for adapting a network to enable automatic monitoring. It presents the findings of an inventory assessment conducted on the existing control network infrastructure, focusing on the analysis of displacements for structures with diverse constructions and functions – a concrete dam (class I) and a water damming weir with a water intake. Furthermore, it presents practical conclusions regarding the efficient organization of geodetic control measurements.

### **Czasopismo Journal of Water and Land Development**

#### **Numerical modeling of the interaction between the dam model and soil base in undermined areas of Kazakhstan**

Askar ZHUSSUPBEKOV, Aliya ALDUNGAROVA, Askar YESSENTAYEV, Abilkhair ISSAKULOV, Bibigul ABDRAKHMANOVA

Numerical simulations of dam models in the conditions of undermining soils of Central Kazakhstan involve using specialized software to model the behavior of the dam and soil base under various loading conditions. This requires developing a 3D model of the dam and surrounding area, creating a finite element mesh, and subjecting the model to different loading conditions. The results of numerical simulations can be used to evaluate the safety and stability of dams, identify potential failure modes, and determine the need for any remedial measures such as strengthening the dam or stabilizing the soil base. Additionally, numerical simulations can be used to optimize the design of the dam, identify opportunities for cost savings, and predict the long-term behavior of the dam under different environmental conditions. Overall, numerical simulations can be a valuable tool in ensuring the safety and stability of dams in Central Kazakhstan, particularly in the face of challenges such as seismic activity, foundation problems, aging infrastructure, and climate change. By using the latest engineering and technology advancements, numerical simulations can help prevent catastrophic failures and ensure the continued safety of critical infrastructure.

## INFORMACJA O AUTORACH/ AUTHORS AFFILIATIONS

- **dr hab. inż. Agnieszka DĄBSKA**  
Politechnika Warszawska, Wydział Instalacji Budowlanych, Hydrotechniki i Inżynierii Środowiska, Zakład Budownictwa Wodnego i Hydrauliki, ORCID 0000-0002-1185-3872, agnieszka.dabska@pw.edu.pl
- **dr hab. inż. Jan WINTER, prof. Politechniki Warszawskiej**  
Politechnika Warszawska, Wydział Instalacji Budowlanych, Hydrotechniki i Inżynierii Środowiska, Zakład Budownictwa Wodnego i Hydrauliki, ORCID 0000-0002-8865-2200
- **dr inż. Andrzej WITA**  
Niezależny ekspert
- **dr inż. Zbigniew BESTYŃSKI**  
Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej – Państwowy Instytut Badawczy, Centrum Państwowej Służby ds. Bezpieczeństwa Budowli Piętrzących, zbigniew.bestynski@imgw.pl
- **mgr inż. Piotr ŚLIWIŃSKI**  
Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej – Państwowy Instytut Badawczy, Centrum Państwowej Służby ds. Bezpieczeństwa Budowli Piętrzących, piotr.sliwinski@imgw.pl
- **mgr inż. Bartosz BEDNARZ**  
Politechnika Warszawska, Wydział Instalacji Budowlanych, Hydrotechniki i Inżynierii Środowiska, ORCID 0000-0002-3791-5234
- **inż. Paweł PYTLAK**  
Politechnika Warszawska, Wydział Instalacji Budowlanych, Hydrotechniki i Inżynierii Środowiska
- **inż. Ewelina WRÓBLEWSKA**  
Tauron Inwestycje Sp. z o.o.
- **M.Sc.Eng. Alla DEMIANIUK**  
National University of Water and Environmental Engineering, Ukraine, ORCID ID: 0000-0002-5669-8829, a.v.demianiuk@nuwm.edu.ua
- **Doctor of Sciences (Eng.), Dmytro STEFANYSHYN**  
Institute of Telecommunications and Global Information Space of the NASU, National University of Water and Environmental Engineering, Ukraine, ORCID ID: 0000-0002-7620-1613
- **dr inż. Łukasz KACZMAREK**  
Politechnika Warszawska, Wydział Instalacji Budowlanych, Hydrotechniki i Inżynierii Środowiska, ORCID ID: 0000-0001-5207-3816, lukasz.kaczmarek@pw.edu.pl
- **dr hab. inż. Paweł POPIELSKI, prof. Politechniki Warszawskiej**  
Politechnika Warszawska, Wydział Instalacji Budowlanych, Hydrotechniki i Inżynierii Środowiska, OCID ID: 0000-0001-5207-3816

- **dr hab. Radosław MIESZKOWSKI**  
Uniwersytet Warszawski, Wydział Geologii, ORCID ID: 0000-0002-4021-4965
- **PhD Xuan KANG**  
University of Natural Resources and Life Sciences, Institute of Geotechnical Engineering, Austria
- **PhD Shun WANG**  
Wuhan University, Institute of Engineering Risk and Disaster Prevention, China
- **PhD Wei WU**  
University of Natural Resources and Life Sciences, Institute of Geotechnical Engineering, Austria, wei.wu@boku.ac.at
- **PhD Vasyl KORBUTIAK**  
National University of Water and Environmental Engineering, Ukraine, ORCID ID: 0000-0002-8273-2306, v.m.korbutiak@nuwm.edu.ua
- **Dr. Sc. Dmytro STEFANYSHYN**  
Institute of Telecommunications and Global Information Space of NASU, Ukraine, ORCID ID: 0000-0002-7620-1613
- **PhD Yaroslav KHODNEVYCH**  
Institute of Telecommunications and Global Information Space of NASU, Ukraine, ORCID ID: 0000-0002-5510-1154
- **associate professor Andrej KRYŽANOWSKI**  
University of Ljubljana, Faculty of Civil Engineering and Geodesy, Slovenia, andrej.kryzanowski@fgg.uni-lj.si
- **Nina HUMAR**  
Chairman, SLOCOLD, Slovenia
- **prof. dr hab. inż. Wojciech MAJEWSKI**  
Instytut Budownictwa Wodnego PAN, ORCID ID: 0000-1589-5164
- **PhD K.I. NAZAROV**  
Tashkent University of Architecture and Construction, Republic of Uzbekistan
- **PhD A.U. TASHKHOJAEV**  
Tashkent University of Architecture and Construction, Republic of Uzbekistan
- **Assoc. D.N. GALIYEVA**  
Tashkent University of Architecture and Construction, Republic of Uzbekistan
- **dr inż. Krzysztof RADZICKI**  
Politechnika Krakowska, Wydział Inżynierii Środowiska i Energetyki, ORCID ID: 0000-0002-1302-9799, krzysiek.radzicki@gmail.com
- **mgr inż. Marek STOLIŃSKI**  
Neostrain Sp. z o.o., ORCID ID: 0000-0001-9753-6909
- **inż. Remy TOURMENT**  
INRAE. z o.o., France, ORCID ID: 0000-0003-0549-1075

- **prof. dr hab. inż. Janusz ZALESKI**  
KPZK PAN, ORCID ID: 0000-0002-3372-4588
- **Eun Chul SHIN**  
Prof. Emeritus, Incheon National University, Chairman of Korea Consultant Co.,  
Republic of Korea, ecshin@inu.ac.kr
- **PhD Bong Soo KIM**  
Daejin University, Department of Civil Engineering, Republic of Korea
- **Jeong Ku KANG**  
Senior Researcher, Korea Consultant Co., Ltd., Republic of Korea
- **Jong Keun LEE**  
Senior Researcher, Korea Authority of Land & Infrastructure Safety, Republic of Korea
- **Andrzej SIUDY**  
Górnośląskie Przedsiębiorstwo Wodociągów S.A.
- **Zbigniew FARUGA**  
Górnośląskie Przedsiębiorstwo Wodociągów S.A.
- **Arkadiusz TARASIŃSKI**  
Górnośląskie Przedsiębiorstwo Wodociągów S.A.
- **Henryk DROB**  
Górnośląskie Przedsiębiorstwo Wodociągów S.A.