

BEZPIECZEŃSTWO BUDOWLI HYDROTECHNICZNYCH



Pod redakcją:
JANA WINTERA, ANDRZEJA WITY,
PAWŁA POPIELSKIEGO I EDMUNDA SIEIŃSKIEGO

BEZPIECZEŃSTWO BUDOWLI HYDROTECHNICZNYCH

Pod redakcją:

Jana Wintera, Andrzeja Wity,

Pawła Popielskiego i Edmunda Sieńskiego

Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej
Państwowy Instytut Badawczy

Warszawa 2021



SERIA PUBLIKACJI NAUKOWO-BADAWCZYCH IMGW-PIB

BEZPIECZEŃSTWO BUDOWLI HYDROTECHNICZNYCH

Recenzenci

Rodney Bridle; Ludwik Dąbkowski; Agnieszka Dąbska;
Zbigniew Kledyński; Andrej Kryzanowski; Agnieszka Machowska;
Wojciech Majewski; Paweł Popielski; Jaromir Riha;
Paweł Stefanek; Jan Winter; Andrzej Wita

Redakcja naukowa

dr hab. inż. Jan Winter, prof. PW (Politechnika Warszawska);
dr inż. Andrzej Wita (niezależny ekspert);
dr hab. inż. Paweł Popielski, prof. PW (Politechnika Warszawska);
mgr inż. Edmund Sieński (IMGW-PIB)

Opracowanie redakcyjne

Rafał Stepnowski

Opracowanie graficzne i techniczne

Michał Seredin

ISBN: 978-83-64979-41-5

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

Wprowadzenie Jan Winter, Andrzej Wita	5
Introduction Jan Winter, Andrzej Wita	11
Wykorzystanie badań geofizycznych w ocenie i monitoringu stanu technicznego budowli hydrotechnicznych Zbigniew BESTYŃSKI, Edmund SIEIŃSKI, Piotr ŚLIWIŃSKI, Paweł CZARNIAK	17
InSAR & PhotoMonitoring™ for ground deformation monitoring (summary of the paper) Paolo MAZZANTI, Serena MORETTO, Stefano SCANCELLA, Michele GAETA	29
Rehabilitation of aging embankment dams Peter BANZHAF	31
Modelowanie CFD jako optymalna metoda wymiarowania zamknięcia klapowego na przykładzie jazu na Stopniu Wodnym Ujście Nysy Jakub CZAJKOWSKI, Paweł DORADA, Janusz FILIPCZYK, Dawid KĘDZIA, Bartłomiej PIETRUSZEWSKI	45
Wybrane rozwiązania ograniczające możliwość wystąpienia awarii podczas hydrotransportu odpadów poflotacyjnych w budownictwie hydrotechnicznym Iwona DUSZYŃSKA, Paweł STEFANEK, Joanna BZÓWKA	57
Zarządzanie zasobami wody przemysłowej na przykładzie OUOW Żelazny Most Szymon ZIELIŃSKI, Paweł STEFANEK, Stanisław KOSTECKI	63
Nieliniowa analiza numeryczna urządzeń naprowadzających jednostki pływające Jakub CZAJKOWSKI, Paweł DORADA, Dawid KĘDZIA, Janusz FILIPCZYK, Bartłomiej PIETRUSZEWSKI	73
Wybrane realizacje projektowe na stopniach wodnych na Odrzańskiej Drodze Wodnej Jakub CZAJKOWSKI, Paweł DORADA, Janusz FILIPCZYK, Dawid KĘDZIA, Bartłomiej PIETRUSZEWSKI	83
Ustalenie kierunku filtracji metodą termomonitoringu aktywnego – badania na modelu fizycznym Alicja BUDZIANOWSKA, Paweł POPIELSKI	97
Wyniki laboratoryjnych badań filtracji przykładowych glin przewarstwionych pyłami w różnym trójosiowym stanie naprężenia Łukasz KACZMAREK, Agnieszka DĄBSKA, Paweł POPIELSKI	109
Stały monitoring odształceń i szczelności konstrukcji barier przeciwfiltracyjnych zbudowanych z grodzic winylowych z uszczelką z miękkiego PVC GRALEWSKI Jacek, JASIŃSKI Dawid	119
Retencja i zagospodarowanie wód opadowych na terenach zurbanizowanych jako cele zrównoważonego rozwoju Paweł FALACIŃSKI	131
Remonty obiektów hydrotechnicznych z wykorzystaniem zawiesin polimerowych Honorata JANKOWSKA, Paweł POPIELSKI	143
Streszczenia	155
Abstracts	163
Zestawienie artykułów zgłoszonych na XIX Konferencję TKZ'2021, opublikowanych przez inne wydawnictwa	171

Wprowadzenie

Jan WINTER

Politechnika Warszawska, Wydział Instalacji Budowlanych, Hydrotechniki i Inżynierii Środowiska

Andrzej WITA

niezależny ekspert

*Wiedza o skutku zależy od wiedzy o przyczynie i zawiera ją w sobie.
(Baruch Spinoza)*

Baruch Spinoza, wybitny filozof niderlandzki, którego myśl przytaczamy na wstępie, dowodził że wszystko musi mieć charakter logiczny i racjonalny, a wszystkie zdarzenia są połączone związkiem przyczynowo-skutkowym. Był zwolennikiem determinizmu, wykluczając przypadek jako zjawisko obiektywne. Uznał, że poczucie losowości jest wyłącznie stanem subiektywnym, wynikającym z niedoboru informacji. Można przyjąć, że filozofia Spinozy bardzo dobrze wskazuje kierunki i definiuje celowość prowadzenia monitoringu zachowania, a tym samym bezpieczeństwa wszelkiego typu budowli.

Zainspirowani ideą niderlandzkiego filozofa, przekazujemy Państwu kolejną monografię dotyczącą budowli hydrotechnicznych, które człowiek, ingerując w środowisko, wykorzystuje w gospodarce wodnej, ale także w ochronie zasobów wodnych. Wierzymy, że książka przyczyni się do rozwoju monitoringu i bezpieczeństwa obiektów, których awaria, a tym bardziej zniszczenie może spowodować katastrofalne skutki dla ludzi i środowiska. Wszystkim Autorom serdecznie dziękujemy za zaangażowanie i przygotowanie artykułów. Dziękujemy również Recenzentom i Redaktorowi Merytorycznemu – ich praca gwarantuje wysoki poziom przekazywanej Państwu pozycji, która powinna zainteresować zarówno naukowców, jak i praktyków. Mamy obecnie szczególny okres. Od początku 2020 r. na całym świecie trwa pandemia COVID-19, która wyniszcza gospodarkę, zmienia warunki pracy ośrodków naukowo-badawczych i innych instytucji, czy wreszcie ogranicza więzi międzyludzkie. Dlatego należą się tym większe podziękowania Wszystkim, którzy przyczynili się do wydania tej pozycji książkowej.

Monografia zawiera dwanaście rozdziałów, w których Czytelnik znajdzie szerokie spectrum zagadnień z zakresu inżynierii wodnej, związanych z projektowaniem, wykonawstwem, eksploatacją i monitoringiem zachowania się budowli hydrotechnicznych. W końcowej części wydawnictwa zamieszczamy wykaz dwudziestu trzech publikacji, wraz ze streszczeniami,

które ukazały się w różnych czasopismach przy okazji XIX Międzynarodowej Konferencji Technicznej Kontroli Zapór TKZ'2021 – *Bezpieczeństwo zapór składowisk odpadów mokrych oraz innych budowli hydrotechnicznych* (7-10.10.2021, Legnica). Podobnie jak w poprzednich latach, część artykułów zawarta w monografii została również przedstawiona na Konferencji. Patronat nad wydarzeniem objęli: Główny Urząd Nadzoru Budowlanego, Polska Izba Inżynierów Budownictwa oraz KGHM Polska Miedź S.A. Organizatorami Konferencji byli Politechnika Warszawska (Zakład Budownictwa Wodnego i Hydrauliki Wydziału Instalacji Budowlanych, Hydrotechniki i Inżynierii Środowiska, Instytut Badań Stosowanych), Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej – Państwowy Instytut Badawczy (Centrum Państwowej Służby ds. Bezpieczeństwa Budowli Piętrzących-Ośrodek Technicznej Kontroli Zapór) i Sekcja Konstrukcji Hydrotechnicznych Komitetu Inżynierii Lądowej i Wodnej Polskiej Akademii Nauk. Współprzewodniczącymi Komitetu Naukowego Konferencji byli prof. dr hab. inż. Zbigniew Kledyński i dr hab. inż. Jan Winter, prof. PW.

W 2021 roku mija dokładnie 40 lat od pierwszej edycji Konferencji, a także 60 lat istnienia technicznej kontroli zapór w Polsce. To historia wielu znakomitych postaci i wydarzeń, które nakreśliły kierunki rozwoju współczesnej polskiej hydrotechniki. Wśród ojców konferencji dotyczących bezpieczeństwa budowli piętrzących należy wymienić niewątpliwie Krzysztofa Fiedlera, Włodzisława Hrabowskiego i Jerzego Kloze. Oni też znaleźli się w Komitecie Organizacyjnym I Krajowej Konferencji Technicznej Kontroli Zapór, która odbyła się czterdzieści lat temu, w 1981 r. w Warszawie. Wydarzenie to zbiegło się w czasie z zakończeniem pierwszego pięcioletniego etapu Programu Rządowego PR-7 pod nazwą „Kształtowanie zasobów wodnych w Polsce”. Prace prowadzone były w latach 1976-1980 w sześciu kierunkach koordynowanych przez duże instytucje naukowo-badawcze: Politechnikę Warszawską, Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej, Instytut Kształtowania Środowiska, Centralny Ośrodek Badawczo-Rozwojowy Energopol i Instytut Melioracji i Użytków Zielonych w Falentach. W drugim etapie prac (1981-1985) COBR Energopol zastąpił Hydroprojekt Warszawa, a dla kierunku odrzańskiego pozyskano Instytut Śląski w Opolu. Głównym koordynatorem I. stopnia wszystkich prac był IMGW, którego dyrektor pełnił funkcję Kierownika Programu PR-7. W tych sprzyjających okolicznościach zainicjowano cykliczne, początkowo (do roku 2005) krajowe, konferencje TKZ. Pierwsza, jak już wspomniano, odbyła się w Warszawie w dniach 4-6 listopada 1981 r. dzięki ścisłej współpracy Polskiego Komitetu Naukowo-Technicznego ds. Gospodarki Wodnej NOT, Instytutu Meteorologii i Gospodarki Wodnej oraz Polskiego Komitetu Międzynarodowej Komisji Wielkich Zapór.

Trzon organizacyjny tworzyły wymienione już wcześniej osoby, dzięki którym to ważne przedsięwzięcie doszło do skutku. Ogromny wkład merytoryczny w rozwój konferencji przez kolejne lata wnieśli profesorowie Jan Zieliński, Zbigniew Grabowski, Zbigniew Kledyński, Kazimierz Thiel, Jan Winter (wszyscy wieloletni przewodniczący Komitetów Naukowych Konferencji TKZ). Nie sposób również nie wymienić i nie docenić wkładu, szczególnie

w zakresie prac organizacyjnych, szefów Ośrodka Technicznej Kontroli Zapór Władysława Jankowskiego, Andrzeja Wity i Edmunda Sieńskiego i innych pracowników OTKZ, w tym wieloletniej sekretarz konferencji Anny Kosik. Od 2020 roku głównym organizatorem spotkań jest Zakład Budownictwa Wodnego i Hydrauliki Politechniki Warszawskiej, a sekretarzem Agnieszka Dąbska, której zaangażowanie umożliwia dalszy rozwój cyklu Konferencji TKZ i pozyskiwanie nowych uczestników z kraju i zagranicy.

Od 2007 roku Konferencje TKZ odbywają się regularnie co dwa lata, jako wydarzenie międzynarodowe, z udziałem przedstawicieli służb technicznej kontroli zapór Czech i Słowacji oraz specjalistów zagranicznych głównie z Europy. W tym czasie gościliśmy uczestników m.in. z Austrii, Niemiec, Francji, Hiszpanii, Portugalii, Holandii, Wielkiej Brytanii, Rosji, Rumunii, Słowenii, USA, Kanady, Szwecji, Australii, Włoch, Kazachstanu, Litwy.

Niezależnie od uczestnictwa w konferencji, przedstawiciele zagranicznych uczelni technicznych, stowarzyszeń inżynierów oraz członkowie Międzynarodowej Komisji Wielkich Zapór (ICOLD) brali udział w pracach Komitetu Naukowego. W 2015 roku, jako impreza towarzysząca XVII Konferencji TKZ, odbyło się seminarium Grupy Roboczej ds. Erozji Wewnętrznej (Working Group on Internal Erosion in Embankment Dams) Europejskiego Klubu Międzynarodowej Komisji Wielkich Zapór (European Club ICOLD). Było to szczególne wydarzenie w czterdziestoletniej historii Konferencji TKZ, na których zawsze prezentowano najnowszą wiedzę i doświadczenie w tej dziedzinie. Omawiano mechanizmy procesów i wynikające z nich zagrożenia dla bezpieczeństwa budowli hydrotechnicznych oraz wymagane badania i monitoring w czasie eksploatacji. Przedstawiano przypadki katastrof i awarii zapór, ich przebieg oraz przyczyny, prezentując wnioski praktyczne dla prawidłowego projektowania i eksploatacji. Zamieszczano rozważania teoretyczne, jak również testy i modele pozwalające na prawidłową ocenę zachodzących w budowlach zjawisk pod kątem profilaktyki potencjalnych zagrożeń i zwiększenia bezpieczeństwa ich eksploatacji.

Zestawienie wszystkich dotychczasowych Konferencji TKZ przedstawia się następująco:

- I. 4-6/11/1981, Warszawa.
- II. 10-12/11/1983, Warszawa.
- III. 11-13/11/1986, Warszawa.
- IV. 27-29/10/1988, Porąbka-Kozubnik.
- V. 1-3/06/1992, Międzybrodzie Żywieckie.
- VI. 4-6/10/1994, Sobieszewo k. Gdańska.
- VII. 8-10/10/1996, Ryto.
- VIII. 20-23/06/1999, Zakopane-Kościelisko.
- IX. 29-31/05/2001, Ryto.
- X. 16-18/06/2003, Kielce.
- XI. 9-11/06/2005, Polana Zgorzelisko.

- XII. 19-22/06/2007, Stare Jabłonki.
- XIII. 24-27/06/2009, Stare Jabłonki, „Bezpieczeństwo zapór – bezpieczeństwo ludności i środowiska”.
- XIV. 13-16/06/2011, Zamek Książ k. Wałbrzycha, „Bezpieczeństwo zapór – nowe wyzwania”.
- XV. 18-21/06/2013, Jastrzębia Góra, „Zapory – bezpieczeństwo i kierunki rozwoju”.
- XVI. 29/09-02/10/2015, Wierchomla, „Eksploatacja budowli piętrzących – diagnostyka i zapobieganie zagrożeniom”.
- XVII. 19-22/09/2017, Beskidzki Raj, „Budowle piętrzące – eksploatacja i monitoring”.
- XVIII. 10-13/09/2019, Czarna Góra, „Monitoring i bezpieczeństwo budowli hydrotechnicznych”.
- XIX. 07-10/09/2021, Legnica, „Bezpieczeństwo zapór składowisk odpadów mokrych oraz innych budowli Hydrotechnicznych”.

Wszystkie edycje Konferencji wiązały się z publikacją specjalnych wydawnictw. Początkowo były to najczęściej materiały pokonferencyjne, a od 2009 r. cykliczne monografie, których autorami i recenzentami byli wybitni specjaliści z całego świata. Zagwarantowało to wysoki poziom publikacji, które, o czym jesteśmy przekonani, są ważną pozycją zarówno dla naukowców, jak i praktyków. Uczestnicy Konferencji TKZ mogli również zapoznać się z innymi ważnymi pozycjami wydawniczymi, spośród których należy wymienić:

- „Zasady wykonywania badań podwodnych dla oceny stanu technicznego budowli piętrzących”.
- „Awarie i katastrofy zapór – zagrożenia, ich przyczyny i skutki oraz działania zapobiegawcze”.
- „50 lat technicznej kontroli zapór w Polsce”.
- „Kaskada rzeki Soły. Zbiorniki Tresna, Porąbka, Czaniec – monografia”.
- „Zespół zbiorników wodnych Czorsztyn-Niedzica i Sromowce Wyżne im. Gabriela Narutowicza – monografia”.
- „Wytyczne wykonywania badań, pomiarów, ocen stanu technicznego i stanu bezpieczeństwa budowli piętrzących wodę”.
- „Biuletyny CIGB-ICOLD, w tym m.in. Biuletyn nr 101: Składowiska materiałów odpadowych, transport, rozkładanie i odwadnianie – przegląd i zalecenia”.
- „Słownik techniczno-budowlany w zakresie inżynierii wodnej – angielsko-polsko-czesko-słowacki”.

Na szczególną uwagę zasługuje ostatnia pozycja. Idea powstania słownika narodziła się na przełomie pierwszej i drugiej dekady XXI wieku podczas corocznych roboczych spotkań Międzynarodowej Komisji Wielkich Zapór (ICOLD). W tym czasie zintensyfikowała się również współpraca pomiędzy służbami odpowiedzialnymi za monitoring i bezpieczeństwo budowli hydrotechnicznych w Czechach, Polsce i Słowacji (w szczególności pomiędzy Vodní díla – TBD, a.s. z Pragi, Ośrodkiem Technicznej Kontroli Zapór IMGW-PIB z Warszawy i Vodohospodárska vystavba, Odbor TBD z Bratysławy). Szybko skonstatowano, że istnieje

potrzeba usprawnienia komunikacji i precyzyjnego tłumaczenia w poszczególnych językach terminów z zakresu budownictwa wodnego i eksploatacji budowli hydrotechnicznych, stosowanych w poszczególnych krajach. Słownik wydała Polska Izba Inżynierów Budownictwa, a jego egzemplarze przekazano uczestnikom Konferencji TKZ, inżynierom z Czech, Słowacji i Polski oraz Węgier. Warto nadmienić, że funkcjonuje już aplikacja „Słownik techniczno-budowlany” na urządzenia mobilne, którą można bezpłatnie pobrać z witryny Sklep Play.

Konferencje Technicznej Kontroli Zapór mają już 40 lat. Wydaje się, że spełniły swoją rolę, stając się ważną platformą spotkań oraz wymiany wiedzy i doświadczeń hydrotechników. Mamy nadzieję na kolejne lata podobnych sukcesów. Oddajemy do Państwa rąk niniejszą monografię z wiarą, że przyczyni się ona do poszerzenia wiedzy, doświadczeń i dalszego rozwoju w zakresie monitoringu bezpieczeństwa hydrotechnicznych budowli piętrzących. Życzymy udanej lektury.

Introduction

Jan WINTER

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

Andrzej WITA

independent expert

*The knowledge of the effect depends on and contains the knowledge of the cause.
(Baruch Spinoza)*

Baruch Spinoza, the outstanding Dutch philosopher whose thought we quote at the outset, argued that everything must be logical and rational, that all events are linked by a cause-and-effect relationship. He was an advocate of determinism, excluding chance as an objective phenomenon. He concluded that the sense of randomness is only a subjective state resulting from a lack of information. It can be assumed that the philosophy of Spinoza very well sets the directions and defines the purposefulness of monitoring the behaviour and thus the safety of all types of constructions.

Inspired by the idea of the Dutch philosopher, we present you another monograph on hydraulic structures that man, interfering with the environment, uses in water management, but also in the protection of water resources. We believe that the book will contribute to the development of monitoring and safety of hydraulic structures, the failure of which, and even more so, destruction may cause catastrophic consequences for people and the environment. We would like to thank all the Authors for their commitment and preparation of articles. We also thank the Reviewers and the Content Editor– their work guarantees a high level of the position presented to you, which should be of interest to both scientists and practitioners. We have a particular period now. Since the beginning of 2020, the COVID-19 pandemic has been taking place all over the world, devastating economies, changing the working conditions of research and development centres, other institutions, and finally limiting interpersonal ties. Therefore, all the greater thanks are due to all those who contributed to the publication of this book.

The monograph contains 12 chapters in which the reader will find a wide spectrum of issues in the field of water engineering. Issues related to the design, construction, operation, and monitoring of the behaviour of hydraulic structures. We assume that everyone will find interesting material for themselves, and in fact, all twelve chapters are worth it. At the end

of the publication, we present a list of 23 publications, along with abstracts, published in various journals on the occasion of the XIX Technical Dam Control International Conference TKZ'2021, which takes place on September 7-10, 2021, in Legnica under the slogan *Safety of dams for wet waste landfills and other hydraulic structures*. As in previous years, some of the articles contained in the monograph were also presented in the form of papers at this Conference. The patronage over the Conference was taken by: the General Inspector of Construction Supervision, the President of Polish Chamber of Civil Engineers and KGHM Polish Copper S.A. 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), Institute of Meteorology and Water Management – National Research Institute (National Service Center for Safe of Hydraulic Structures – Dam Monitoring Center) and the Hydrotechnical Structures Section of the Committee for Civil and Water Engineering of the Polish Academy of Sciences and Hydrotechnical Department of KGHM Polish Copper S.A. The co-chairmen of the Scientific Committee of the Conference were prof. dr hab. Eng. Zbigniew Kledyński and dr hab. Eng. Jan Winter, prof. PW.

2021 marks exactly 40 years since the first edition of the Conference, as well as 60 years of technical control of dams in Poland. It is the history of many outstanding persons and events that set the directions for the development of contemporary Polish water engineering. Krzysztof Fiedler, Włodzisław Hrabowski and Jerzy Kloze should be mentioned among the fathers of the first conferences on the safety of hydraulics structures. They were also on the Organizing Committee of the 1st National Conference on Technical Dams Control, which was held forty years ago, in 1981 in Warsaw. Previously, there were numerous seminars and workshops with a limited scope and number of participants. A good occasion was the completion of the first five-year stage of the PR-7 Government Program called “Creation water resources in Poland”. The works were carried out in the years 1976-1980 in six fields coordinated by large scientific and research institutions: Warsaw University of Technology, Institute of Meteorology and Water Management, Institute of Environmental Development, Central Research and Development Center Energopol and Institute for Land Reclamations and Grassland Farming in Falenty. In the second stage of works (1981-85), COBR Energopol was replaced by Hydroprojekt Warsaw and the Silesian Institute in Opole was added to the Odra river direction. The main coordinator of the 1st degree of all works was the IMGW, whose director was the PR-7 Program Manager. Under these favourable circumstances, the organization of cyclical, initially (until 2005) national TKZ conferences were initiated. The first, as already mentioned, took place in Warsaw on November 4-6, 1981, and its most important organizers were Polish Scientific and Technical Committee for Water Management (NOT), Institute of Meteorology and Water Management and Polish Committee of the International Commission on Large Dams.

The organizational core was made up of the aforementioned people. Without their involvement, this important event would not have happened and would not be successful, as evidenced by the durability of the conference for the next 40 years, until now. In addition to the conference initiators mentioned above, professors Jan Zieliński, Zbigniew Grabowski, Kazimierz Thiel, Zbigniew Kledyński and Jan Winter (all long-term chairmen of the Scientific Committees of the TKZ Conferences) made an enormous substantive contribution to their development. It is also impossible not to mention and underestimate the substantive contribution, especially in the field of organizational work, to the heads of the Technical Center for Dam Control, Władysław Jankowski, Andrzej Wita and Edmund Sieński, and other employees of OTKZ, including the long-term conference secretary Anna Kosik. Since 2017 the main organizer of the conference is the Division of Hydro-Engineering and Hydraulics Warsaw University of Technology, and the secretary of the conference is Agnieszka Dąbska, whose commitment and work not only contribute to the Conference TKZ but also to their continuous development and acquisition of new participants from the country and from abroad.

Since 2007, TKZ Conferences have been held regularly every two years, as international conferences with the representatives of technical services for dams' control of the Czech Republic and Slovakia and foreign specialists, mainly from Europe. During this time, we hosted participants from, among others, Austria, Germany, France, Spain, Portugal, the Netherlands, Great Britain, Russia, Romania, Slovenia, USA, Canada, Sweden, Australia, Italy, Kazakhstan, Lithuania.

Regardless of direct participation in the conference, representatives of foreign technical universities, associations of engineers and members of the International Commission on Large Dams (ICOLD) also took part in the work of the Scientific Committee. In 2015, as an accompanying event of the XVII TKZ Conference, a seminar of the Working Group on Internal Erosion in Embankment Dams of the European Club ICOLD was held. It was a special event in the forty-year history of the TKZ Conference, where the latest knowledge and experience in this field were always presented. The mechanisms of the processes and the resulting threats to the safety of water engineering structures, as well as the required tests and monitoring during the operation were discussed. Cases of disasters and dam failures, their course and causes were presented, with practical conclusions for proper design and operation. Theoretical considerations, as well as tests and models allowing for the correct assessment of phenomena occurring in structures in terms of prevention of potential threats and increasing the safety of their operation, were included.

The list of all previous TKZ Conferences is as follows:

- I. 4-6/11/1981, Warsaw.
- II. 10-12/11/1983, Warsaw.
- III. 11-13/11/1986, Warsaw
- IV. 27-29/10/1988, Porąbka-Kozubnik.

- V. 1-3/06/1992, Międzybrodzie Żywieckie.
- VI. 4-6/10/1994, Sobieszewo near Gdańsk.
- VII. 8-10/10/1996, Rytro.
- VIII. 20-23/06/1999, Zakopane-Kościelisko.
- IX. 29-31/05/2001, Rytro.
- X. 16-18/06/2003, Kielce.
- XI. 9-11/06/2005, Clearing Zgorzelisko.
- XII. 19-22/06/2007, Stare Jabłonki.
- XIII. 24-27/06/2009, Stare Jabłonki, "Safety of dams – safety of people and the environment".
- XIV. 13-16/06/2011, Książ Castle near Wałbrzych, "Safety of dams – new challenges".
- XV. 18-21/06/2013, Jastrzębia Góra, "Dams – safety and development directions".
- XVI. 29/09-02/10/2015, Wierchomla, "Exploitation of hydraulics structures – diagnostics and risk prevention".
- XVII. 19-22/09/2017, Zawoja, "Hydraulics structures – operation and monitoring".
- XVIII. 10-13/09/2019, Biała Woda, "Monitoring and safety of hydrotechnical structures".
- XIX. 07-10/09/2021, Legnica, "Safety of dams on tailing storage facilities and other hydraulic structures".

All editions of the Conference were accompanied by publications. Initially, these were materials, most often post-conference, and since 2009, cyclical monographs in which many outstanding specialists were recruited as authors of individual chapters and reviewers. This guaranteed a high level of published monographs, which, as we are convinced, are an important item for both scientists and practitioners. In addition to monographs and conference materials, participants of the TKZ Conference also received other, additional, earlier publications, among which the following should be mentioned:

- "Principles of underwater research for the assessment of the technical condition of hydraulic structures".
- "Dam failures and disasters – threats, their causes, and effects as well as preventive actions".
- "50 years of technical control of dams in Poland";
- "Cascade of the Soła River. Tresna, Porąbka, Czaniec reservoirs – monograph".
- "The complex of water reservoirs Czorsztyn-Niedzica and Sromowce Wyżne im. Gabriel Narutowicz – monograph".
- "Guidelines for the performance of tests, measurements, technical condition, and safety assessments".
- "CIGB-ICOLD Bulletins, including Bulletin 101: Landfills for Waste Materials, Transport, Degradation and Drainage – Overview and Recommendations".
- "Technical and construction dictionary in the field of water engineering – English-Polish-Czech-Slovak".

The last item deserves special attention. The idea of creating a dictionary was born at the turn of the first and second decades of the 21st century during the annual working meetings of the International Commission of Great Dams (ICOLD). At that time, the cooperation between the services responsible for monitoring and safety of hydraulic structures in the Czech Republic, Poland and Slovakia also intensified. In particular, between Vodní díla – TBD, a.s. from Prague, the Center for Technical Control of Dams IMWM-PIB from Warsaw and Vodohospodárska vystavba, Odbor TBD from Bratislava. It was quickly concluded that there was a need to improve linguistic communication and to accurately translate into individual languages terms related to hydraulic engineering and the operation of hydraulic structures used in individual countries. The dictionary was published by the Polish Chamber of Civil Engineers and handed over, regardless of the TKZ Conference, to engineers from the Czech Republic, Slovakia, Poland, and Hungary. It is worth mentioning that there is already an application with a dictionary for mobile devices. It can be downloaded for free from the Play Store website.

Technical Dam Control Conferences are 40 years old. It seems that they have fulfilled their role so far, becoming an important platform for meetings and exchange of knowledge and experience of civil engineers, and it should be believed that this will continue for the next 40 years and more.

Dear Readers, by handing this monograph over to you, we are convinced that each of you will find a position for yourself, as we have indicated earlier. Above all, however, we believe that the next submitted monograph will contribute to the exchange of experiences and further development in the field of safety monitoring of hydraulic structures. We wish you a good and useful reading.

Wykorzystanie badań geofizycznych w ocenie i monitoringu stanu technicznego budowli hydrotechnicznych

The use of geophysical surveys in the assessment and monitoring of the technical condition of hydrotechnical structures

Zbigniew BESTYŃSKI, Edmund SIEIŃSKI, Piotr ŚLIWIŃSKI

Instytut Meteorologii i Gospodarki Wodnej – Państwowy Instytut Badawczy

Paweł CZARNIAK

Państwowy Instytut Geologiczny – Państwowy Instytut Badawczy

Streszczenie

W artykule zwrócono uwagę, że wiarygodna ocena stanu technicznego budowli hydrotechnicznych wymaga rozpoznania ich struktury w sposób ciągły i przestrzenny. Konieczne jest więc uzupełnienie, wykonywanych obecnie punktowych pomiarów geotechnicznych i geodezyjnych, badaniami geofizycznymi umożliwiającymi jak najszersze rozpoznanie konstrukcji. Metodę i metodykę badań należy dostosować do obiektu tak, aby mierzone parametry geofizyczne były możliwie ściśle skorelowane z parametrami geotechnicznymi decydującymi o stanie technicznym budowli. Przedstawiono w zarysie technikę badań geofizycznych metodą tomografii elektrooporowej ERT i analizy spektralnej fal powierzchniowych MASW, zalecaną w badaniach budowli ziemnych, a także metodą tomografii sejsmicznej ST rekomendowaną w badaniach budowli betonowych. Przedstawiono również przykłady uzyskiwanych rezultatów, które pokazują, że badania geofizyczne wykonywane w określonych odstępach czasu zdecydowanie podnoszą jakość monitoringu stanu technicznego budowli.

1. Wprowadzenie

Do wykonania wiarygodnej oceny stanu technicznego budowli, w szczególności hydrotechnicznych, niezbędne jest przestrzenne rozpoznanie zarówno samej budowli, jak również jej podłoża. Obecnie oceny stanu technicznego przygotowuje się na podstawie obserwacji z sieci piezometrów i reperów geodezyjnych. Dane te służą również do wskazania miejsc, w których należy przeprowadzić kontrolne badania geotechniczne. Taki sposób wykonywania ocen nie daje pewności, że wszystkie problemy potencjalnie zagrażające stabilności i szczelności konstrukcji zostaną rozpoznane i właściwie zlokalizowane, co wynika z ograniczonej liczby punktów pomiarowych. Dostępny obecnie geofizyczny sprzęt pomiarowy oraz zaawansowane metodyki pomiarów i cyfrowego przetwarzania danych umożliwiają określenie zróżnicowania parametrów geofizycznych – zarówno w obrębie samej budowli, jak również w jej podłożu – na poziomie zadowalającym w przypadku oceny stanu technicznego. Uzyskany tymi środkami obraz rozkładu parametrów geofizycznych umożliwia lokalizację stref potencjalnie zagrażających budowli. Korelacja rezultatów pomiarów geofizycznych z określonymi punktowo po-

miarami geotechnicznymi umożliwia z kolei określenie ich szacunkowej wartości w obrębie całej konstrukcji i finalnie bardziej wiarygodną ocenę jej stanu technicznego. Rekonesansowe badania geofizyczne i geoelektryczne (obejmujące korpus zapory ziemnej) oraz sejsmiczne (obejmujące strefę kontaktu korpusu zapory betonowej z podłożem), wykonane w 2018 r., wykazały że są one niezbędne dla wiarygodnej oceny stanu technicznego tych obiektów. Badania zapory ziemnej ujawniły częściową kolmatację systemu filtracyjnego korpusu zapory, czego nie wykazały wcześniejsze obserwacje. Z kolei badania zapory betonowej wykazały bardzo duże zróżnicowanie wytrzymałości i szczelności strefy kontaktu korpusu zapory z podłożem. Wyniki te są nieosiągalne przy zastosowaniu metod tradycyjnych. Przedstawione przykłady wyraźnie wskazują, że nowoczesne metody geofizyczne umożliwiają uzyskanie bardziej rzetelnej i dokładnej oceny stanu technicznego budowli hydrotechnicznych.

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 fizycznego z parametrami materiału, z którego powstał badany obiekt, decydującymi o jego stanie technicznym [Bestyński 2011; Lasocki i in. 2016]. Standardowo do rozpoznania geotechnicznego środowiska geologicznego i konstrukcji inżynierskich stosuje się metody sejsmiczne i geoelektryczne, w różnych wariantach metodycznych dostosowanych do celu badań oraz warunków pomiarowych i terenowych. W szczególnych przypadkach sięga się również po metody grawimetryczną, geomagnetyczną i geotermiczną.

O stanie technicznym zapór ziemnych decyduje szczelność i jednorodność korpusu, a dobrze charakteryzującymi je parametrami geofizycznymi są oporność elektryczna materiału budującego korpus i prędkość powierzchniowych fal sejsmicznych. Interpretacji podlega zależność oporności elektrycznej gruntu od litologii, z którą związana jest wodoprzepuszczalność, a także prędkość sejsmicznych fal powierzchniowych uwarunkowana stopniem zagęszczenia gruntu. Pomiary oporności elektrycznej, wykonane w wariacie tomografii elektrooporowej, i pomiary prędkości fal sejsmicznych, w wariacie analizy spektralnej fal powierzchniowych (MASW), umożliwiają określenie ich wartości w przekroju linii pomiarowej. Przy odpowiednio gęstej siatce pomiarowej uzyskuje się przestrzennie zróżnicowane dane mierzonych parametrów z całej konstrukcji, w tym informację o wodoprzepuszczalności i stopniu zagęszczenia gruntów budujących zapory.

2.1. Tomografia elektrooporowa

Metodą umożliwiającą określenie zróżnicowania oporności właściwej na podstawie pomiarów oporności pozornej jest metoda tomografii elektrooporowej ERT (ang. Electric Resistivity Tomography)¹. Układem pomiarowym w tomografii elektrooporowej jest kilkadziesiąt uziemio-

¹ Rapid 2D Resistivity inversion using the last square method, <https://www.geotomosoft.com/downloads.php>

nych elektrod pomiarowych (zwykle 30-40), rozłożonych w równych odstępach wzdłuż linii pomiarowej i podłączonych do jednostki sterującej. Z wymienionego zestawu elektrod automatycznie wybierane są wszystkie zestawy 4-elektrodowe spełniające warunki wybranego układu pomiarowego. Pojedynczy pomiar każdym z tych zestawów określa średnią wartość oporności, tzw. oporność pozorną, dla przestrzeni objętej pomiarem, która jest zależna od odległości między skrajnymi elektrodami. Wynikiem jest wartość oporności pozornej w punktach rozłożonych równomiernie wzdłuż całego układu pomiarowego, na głębokościach od 0,3 odległości czterech kolejnych elektrod do 0,3 długości całego układu pomiarowego. Przykładowo, przy odległościach między elektrodami równej 1 m i całkowitej długości układu pomiarowego równej 39 m (40 elektrod), będą to głębokości od 0,3 m do 13 m. Jak już wspomniano, oporność pozorna jest wartością średnią dla przestrzeni objętej pomiarem zbudowanej najczęściej ze zróżnicowanego litologicznie materiału, nie może więc być wykorzystana do jego identyfikacji litologicznej, do której konieczne jest określenie zróżnicowania oporności właściwych.

Opracowanie wyników polega na podziale przestrzeni objętej pomiarem na bloki, którym przyporządkowuje się oporności właściwe dobrane tak, aby 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 wraz z głębokością z powodu spadku rozdzielczości pomiarów i dokładności odwzorowania zróżnicowania oporności. 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, wraz z informacją o zróżnicowaniu litologii i wodoprzepuszczalności gruntu. Obliczenia wykonuje się z wykorzystaniem specjalistycznego oprogramowania komputerowego.

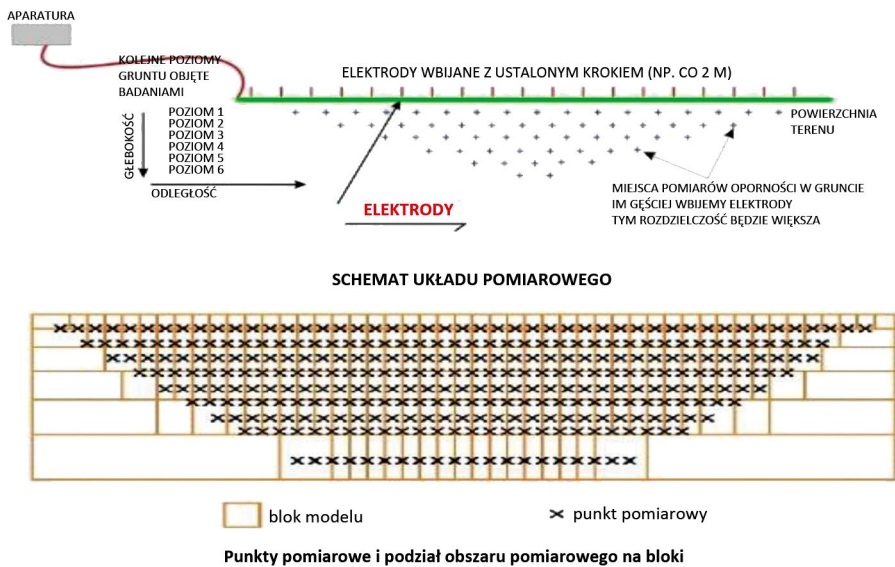
Na rysunku 1 przedstawiono schemat układ pomiarowy i punkty pomiaru oporności dla pojedynczego cyklu pomiarowego wraz z podziałem przestrzeni pomiarowej na bloki.

2.2. Analiza spektralna fal powierzchniowych

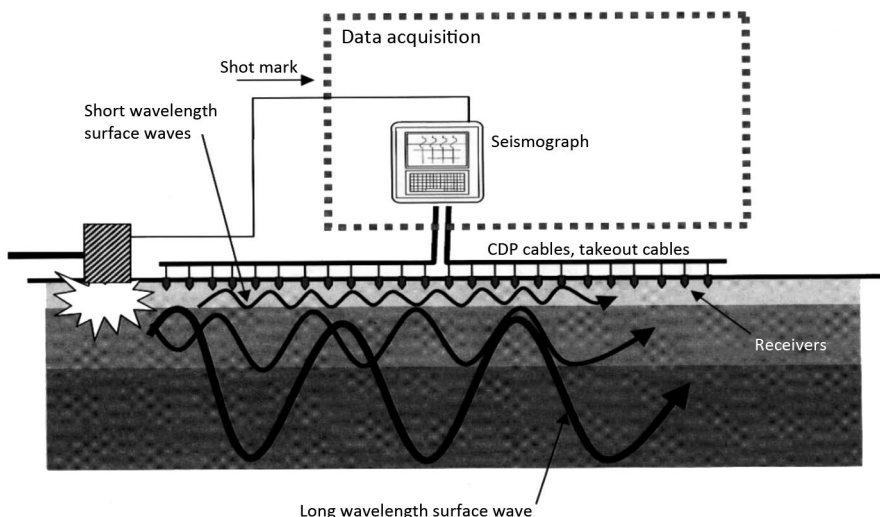
Fale powierzchniowe są kombinacją drgań dylatacyjnych i torsyjnych. Ich cechą charakterystyczną jest to, że rozchodzą się w przestrzeni dwuwymiarowej i sięgają do głębokości równej połowie długości fali. W ośrodkach niejednorodnych fala sejsmiczna rozprzestrzenia się z tzw. prędkością grupową, będącą wynikiem superpozycji fal o różnej częstotliwości. Analiza spektralna takiego zapisu (MASW, ang. Multichannel Analysis Surface Waves²) umożliwi wydzielenie składowych drgań i przyporządkowanie im częstotliwości i prędkości, a na ich podstawie długości fali – a więc

² https://geometrics.com/wp-content/uploads/2019/04/SeisImagerSW_Manual_v3.0.pdf

zasięgu głębokościowego. Metoda umożliwia więc zróżnicowanie prędkości fal, w przestrzeni pomiarowej objętej badaniami, do głębokości równej połowie długości najdłuższej z rejestrowanych fal. Prędkość fal sejsmicznych jest ściśle związana z parametrami mechanicznymi, w tym ze stopniem zagęszczenia gruntu, w którym się rozchodzą. Schemat układu pomiarowego i przebieg fal powierzchniowych przedstawiono na rysunku 2.



Rys. 1. Tomografia elektrooporowa – układ pomiarowy i podział obszaru pomiarowego na bloki.



Rys. 2. Metoda MASW – schemat układu pomiarowego i przebieg fal powierzchniowych.

O stanie technicznym zapór betonowych decyduje stateczność i szczelność zarówno korpusu, jak i podłoża. Parametrem geofizycznym charakteryzującym obie cechy jest prędkość fal sejsmicznych – podłużnych (V_p) i poprzecznych (V_s). Prędkości fal rozchodzących się w ośrodku fizycznym są funkcją jego parametrów mechanicznych i całkowitej porowatości. Zmniejszanie się tych wartości wskazuje na naruszenie pierwotnej struktury ośrodka, z którym związane jest zmniejszenie jego wytrzymałości i szczelności. Podstawową zaletą badań geofizycznych jest możliwość określenia przestrzennego zróżnicowania mierzonego parametru geofizycznego i na tej podstawie określenie zróżnicowania właściwości materiału budującego konstrukcję w skali obiektu. Strefy obniżonych prędkości to miejsca osłabione i najbardziej podatne na dalszą degradację.

2.3. Tomografia sejsmiczna

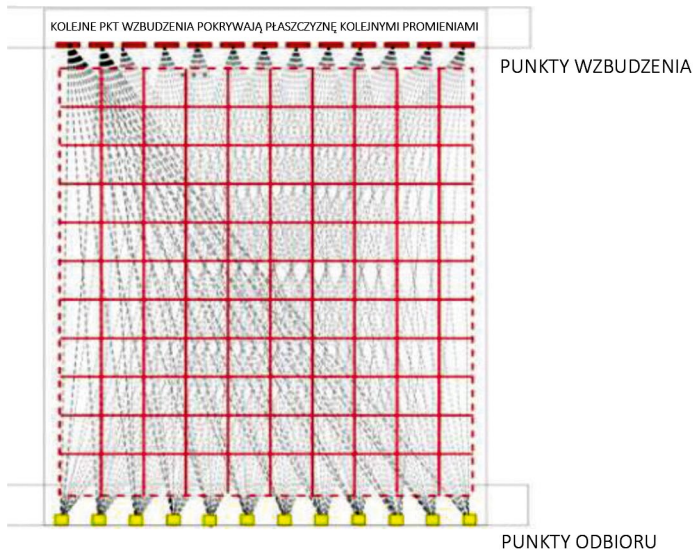
Metodą pomiarową umożliwiającą zrealizowanie powyższego zadania jest metoda prześwietlania sejsmicznego. Pomiaru uzyskane przy użyciu tomografii sejsmicznej ST (ang. Seismic Tomography) [Sassa 1988] umożliwiają odwzorowanie zróżnicowania prędkości fal sejsmicznych na całej powierzchni objętej badaniem. Na podstawie wartości i zróżnicowania prędkości można wnioskować o zróżnicowaniu i wartości (szacunkowych) modułu sprężystości, wytrzymałości na jednoosiowe ściskanie i całkowitej porowatości ośrodka, w którym fale się rozchodzą. Pomiaru wykonuje się rejestrując fale sejsmiczne przecinające badany ośrodek w różnych kierunkach. Układ pomiarowy stanowią dwie linie pomiarowe (otwory wiertnicze, galerie kontrolno-pomiarowe), które ograniczają powierzchnię objętą pomiarem. Wzdłuż jednej z tych linii usytuowany jest szereg punktów wzbudzenia fal, a wzdłuż drugiej – szereg punktów ich odbioru. Fala sejsmiczna generowana w każdym z punktów wzbudzenia rejestrowana jest wszystkimi odbiornikami. W efekcie powierzchnia pomiarowa zostaje pokryta siatką kilkuset promieni sejsmicznych, przecinających ją w różnych kierunkach.

Schemat układu pomiarowego metodą prześwietlania sejsmicznego, z zaznaczonymi punktami wzbudzenia i odbioru fal oraz przebiegiem promieni sejsmicznych, przedstawiono na rysunku 3.

Prędkość fali sejsmicznej wzdłuż danego promienia zależy od parametrów fizycznych ośrodka, przez który ten promień przebiega. Każdy z promieni dostarcza więc informacji o innym wycinku powierzchni pomiarowej. Równoczesna analiza czasów przebiegu fal wzdłuż wszystkich promieni umożliwia odwzorowanie rozkładu prędkości fal na całej rozważanej powierzchni pomiarowej.

Zarys procedury obliczeniowej w metodzie tomografii sejsmicznej jest następujący:

- Powierzchnię pomiarową, wyznaczoną przez linie punktów wzbudzenia i odbioru fal, dzieli się na elementy powierzchniowe o wielkości dostosowanej do zdolności rozdzielczej pomiarów.
- Na podstawie pomiarów określa się średnią prędkość fal dla całej powierzchni, jest to pierwsze przybliżenie wartości V_p dla tej powierzchni.



Rys. 3. Prześwietlenie sejsmiczne - schemat układu pomiarowego.

- Na podstawie przyjętego podziału powierzchni i określonej średniej prędkości oblicza się czas przebiegu fali wzdłuż każdego z promieni.
- Tak obliczone czasy przebiegu porównuje się z odpowiednimi czasami pomierzonymi.
- Otrzymany układ równań rozwiązuje się metodą iteracji, dopasowując do każdego elementu powierzchniowego taką prędkość, aby zminimalizować kwadraty różnic czasów obliczonych i pomierzonych.
- Obliczone dla każdego z wydzielonych bloków prędkości umożliwiają określenie rozkładu prędkości na całej badanej powierzchni, a na jego podstawie okonturowanie stref obniżonych prędkości, które sygnalizuje obniżenie wytrzymałości i zwiększenie porowatości materiału budującego konstrukcję.

Dodatkową korzyścią pomiarów geofizycznych sejsmicznych i elektrooporowych obejmujących całą konstrukcję jest możliwość cyklicznego ich powtarzania, przy identycznej lokalizacji i metodyce. Pomiaru takie umożliwią ciągły monitoring w czasie i przestrzeni stanu technicznego obiektu niezależnie od ścisłości korelacji parametrów geofizycznych z geotechnicznymi. Częstotliwość pomiarów powinna być uzależniona od rodzaju i klasy konstrukcji oraz jej aktualnego stanu technicznego.

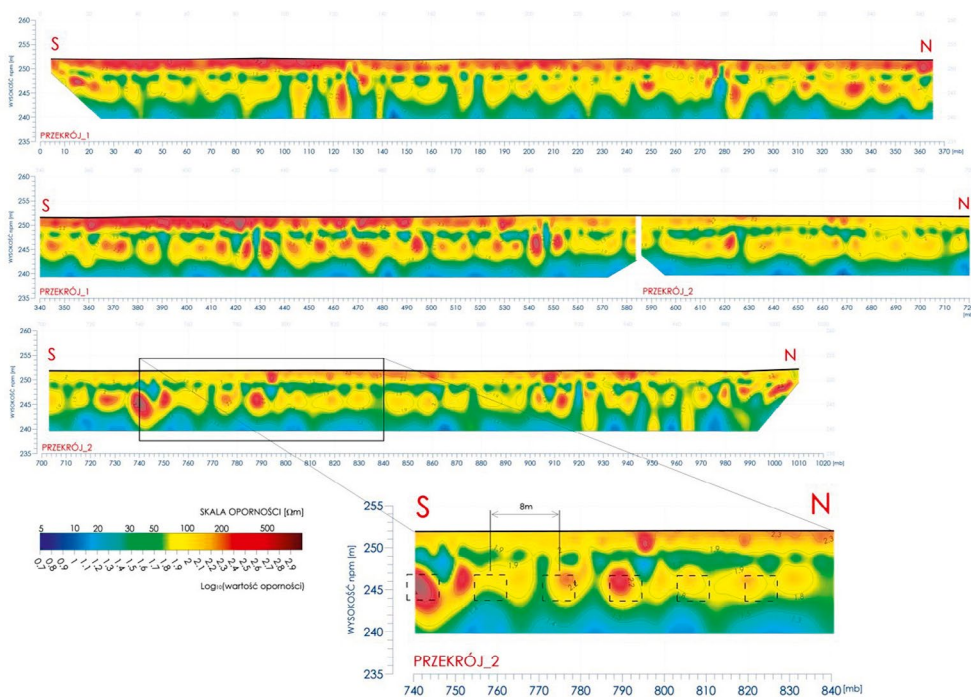
3. Przykłady rezultatów badań

3.1. Ocena wodoprzepuszczalności korpusu zapory ziemnej

Zaporę o długości powyżej 1000 m i wysokości 8,0 m zbudowano z miejscowych drobnoziarnistych piasków i pyłów. Obiekt posadowiony jest na aluwialnych osadach czwartorzędowych wykształconych w postaci piasków drobnoziarnistych i pylastych, pyłów i glin. Korpus zapory uszczelnio-

no ekranem z płyt betonowych na skarpie odwodnej, natomiast podłoże zapory i czaszy zbiornika pozostały nieuszczelniane ze względu na niską przepuszczalność gruntów. Odwodnienie zapewnia system drenażowy zbudowany z filtrów pionowych o wysokości ok. 2,5 m i szerokości ok. 3 m, rozmieszczonych mniej więcej co 8 m wzdłuż całej długości korpusu zapory i połączonych poziomą warstwą filtracyjną z pryzmowym filtrem odwrotnym w stopie skarpy odpowietrznej.

W trakcie eksploatacji zbiornika zaobserwowano wytrącanie się w systemie drenażowym związków żelaza i manganu, co zmniejsza sprawność drenażu. W celu lepszego rozpoznania niekorzystnych zjawisk filtracyjnych, sufozji i kolmatacji wykonano badania geofizyczne metodą tomografii elektrooporowej. Pomiary przeprowadzono w przekroju przebiegającym przez skarpe odpowietrzną w pobliżu korony i równoległe do osi zapory [Pacanowski i in. 2018]. Wyniki potwierdziły duże zróżnicowanie oporności elektrycznej, wskazujące na niejednorodność litologii i różnice w wodoprzepuszczalności materiału budującego korpus zapory. Na przekroju oporności, wzdłuż całej długości korpusu zapory i na powiększonym jego fragmencie przedstawionym na rysunku 4, wyraźnie zaznaczyły się elementy systemu drenażowego charakteryzujące się wyższą opornością. Na powiększonym odcinku przekroju linią przerywaną zaznaczono ich kontury. Obniżone oporności w obrębie filtrów wskazują na ich zmniejszoną efektywność drenażową spowodowaną kolmatacją materiału.



Rys. 4. Zróżnicowane oporności w przekroju korpusu zapory ziemnej – widoczne obniżenia oporności elektrycznej elementów systemu drenażowego korpusu zapory wskazujące na ich kolmatację.

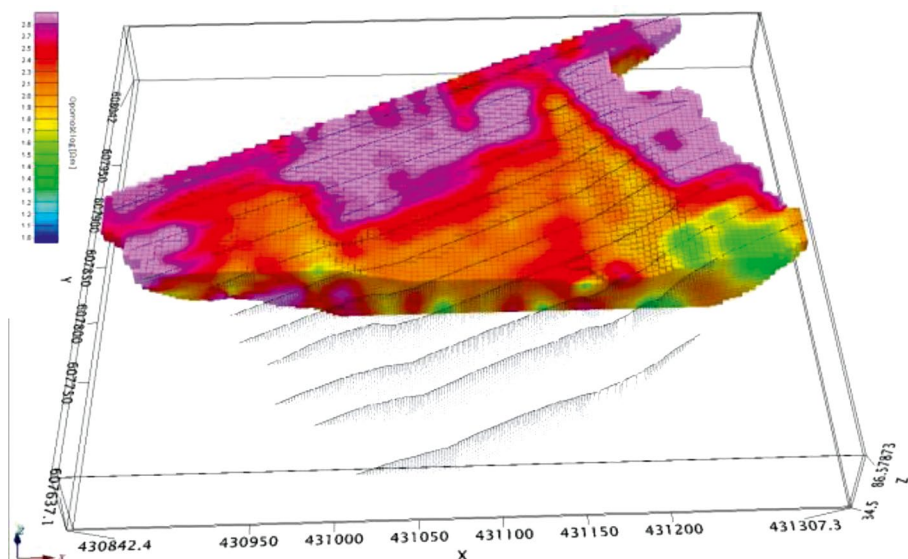
3.2. Przestrzenny model zróżnicowania oporności korpusu i przyczółków zapory ziemnej

Zapora ziemna o długości 350 m i wysokości 23,5 m posadowiona jest na czwartorzędowych piaskach średnich i drobnych oraz pospółkach, jak również starszych, neogeńskich iłach i mułkach oraz miocেনskich piaskach. Prawy przyczółek zapory charakteryzuje się stosunkowo prostą budową geologiczną – pod przypowierzchniową warstwą piaszczystą znajduje się miększa warstwa utworów ilastych zalegających na utworach piaszczysto-żwirowych. Bardziej skomplikowaną budowę geologiczną ma lewy przyczółek zapory – warstwy gruntowe są tu porozrywane i pofałdowane, co jest prawdopodobnie wynikiem procesów glaciotektonicznych.

Zaporę wykonano metodą namywania z miejscowych piasków drobno- i średnioziarnistych. Skarpę odwodną umocniono płytami betonowymi, a odpowietrzną darniowaniem.

W 2016 roku nastąpiło wymycie ok. 100-120 m³ gruntu z dolnej części korpusu zapory. Powodem wymycia było prawdopodobnie pozostawienie w korpusie gruntów nieprzepuszczalnych oraz częściowe zakolmatowanie studni drenażowych. Czynniki te spowodowały spiętrzenie filtrującej wody i powstanie dużych gradientów hydraulicznych, które doprowadziły do wymycia gruntu z korpusu zapory.

W celu określenia szczegółowego zróżnicowania litologii gruntów budujących korpus zapory i jej przyczółki wykonano badania geoelektryczne metodą ERT [Pacanowski i in. 2020]. Gęsta siatka profilów umożliwiła analizę przestrzennego zróżnicowania



Rys. 5. Model przestrzennego zróżnicowania oporności gruntów budujących korpus i przyczółki zapory ziemnej.

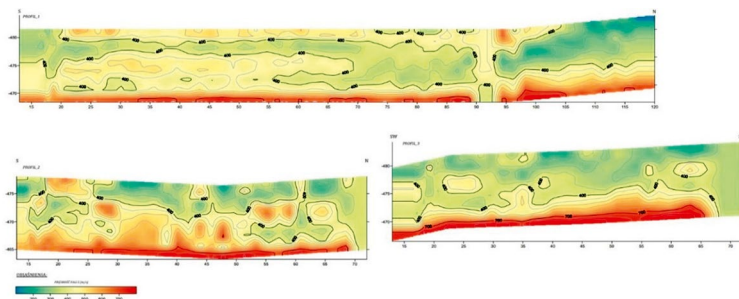
oporności gruntów budujących rejon badań i określenie na tej podstawie ich litologii i wodoprzepuszczalności. Na rysunku 5 przedstawiono fragment modelu 3D oporności ośrodka uzyskanego w wyniku pomiarów. Na ilustracji zaznaczono krawędzie przecięcia przekrojów pomiarowych z powierzchnią terenu, a kropkami poniżej tych linii punkty pomiarowe. Zróżnicowanie oporności przedstawiono kolorami. Uzyskany model umożliwia określenie przekrojów oporności wzdłuż dowolnej linii przecinającej obszar pomiarowy oraz opracowanie map rozkładu oporności na poziomach od powierzchni terenu do głębokości zasięgu prospekcji.

3.3. Ocena stopnia zagęszczenia korpusu zapory ziemnej

Analizowana zapora znajduje się w zachodnich Karpatach fliszowych. Podłoże stanowią warstwy istebniańskie wykształcone w postaci gruboławicowych piaskowców, zlepieńców i łupków. Na fliszowym podłożu zalegają utwory zboczowe w postaci glin piaszczystych z rumoszem skalnym oraz utwory akumulacji rzecznej w postaci żwirów, żwirów gliniastych i otoczków.

Zaporę ziemną, jednorodną, zbudowano z miejscowego materiału. Uszczelnienie skarpy odwodnej stanowi geomembrana HPED zabezpieczona płytami betonowymi. Skarpę odpowietrzną obsiano mieszkanką traw – podkład stanowi warstwa humusu – a u podstawy wykonano rów podskarpowy odprowadzający wodę do niecki wypadowej.

W trakcie eksploatacji zbiornika zaobserwowano deformacje powierzchni i wysięki wody, zarówno na skarpie odpowietrznej zapory, jak również w rejonie jej południowego przyczółka. W związku z tym zdecydowano się na szczegółowe rozpoznanie stopnia zagęszczenia i wodoprzepuszczalności materiału budującego korpus nasypu ziemnego zapory. Pomiary wykonano metodą MASW wzdłuż linii przebiegającej przez koronę zapory – od przyczółka południowego do północnego [Lasocki i in. 2016]. Uzyskano rozkład prędkości w przekroju przez korpus zapory do głębokości ok. 15 m p.p.t. (rys. 6). Prędkości fal powierzchniowych, zawierające się w granicach od poniżej 250 m/s do ok. 550 m/s, wskazują na duże zróżnicowanie



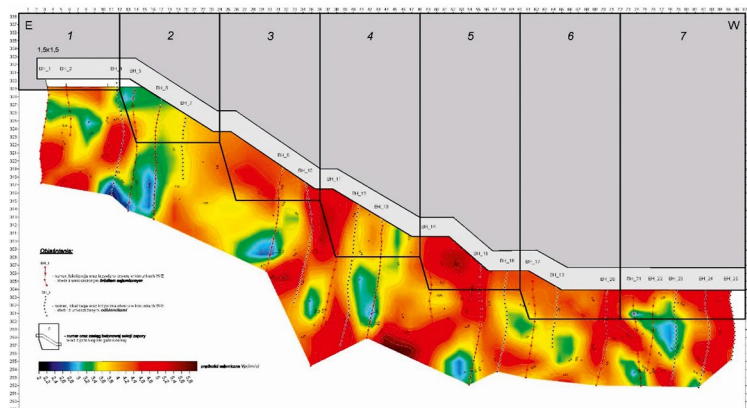
Rys. 6. Rozkład prędkości fal powierzchniowych, wskazujący na zróżnicowanie stopnia zagęszczenia materiału w przekroju korpusu zapory ziemnej.

wanie stopnia zagęszczenia materiału budującego korpus zapory. Prędkości powyżej 700 m/s, stwierdzone na głębokości powyżej ok. 12 m, charakteryzują skalne podłoże. W celu określenia liczbowych wartości stopnia zagęszczenia wykonano sondowania geotechniczne w charakterystycznych punktach przekroju i na tej podstawie określono zależności korelacyjne $I_D = f(V_{SH})$.

3.4. Ocena wytrzymałości i szczelności korpusu i podłoża zapory betonowej

Zapora betonowa ciężka o długości 174 m i wysokości 38 m posadowiona jest na fliszu o zmiennej litologii, zaliczonym do warstw krośnieńskich płaszczowiny śląskiej. Przesłona uszczelniająca podłoże zapory przebiega wzdłuż odwodnej ściany korpusu. W korpusie zapory usytuowane są dwie galerie kontrolno-pomiarowe – w dolnej zamontowano sieć piezometrów i system otworów drenażowych.

Odczyty piezometrów w lewym skrzydle zapory i na jej przyczółku wskazywały na zwiększoną filtrację, sugerującą spadek szczelności podłoża zapory w tym rejonie (zmniejszenie skuteczności przesłony) lub dopływ wody z lewego zbocza doliny. W celu lepszego rozpoznania warunków posadowienia i szczelności podłoża lewego skrzydła zapory (7 sekcji) wykonano badania sejsmiczne obejmujące dolną część korpusu (poniżej spągu dolnej galerii) i jego fliszowe podłoże [Lasocki 2018]. Pomiary metodą prześwietlania międzyotworowego, z tomograficznym odwzorowaniem rozkładu prędkości fal sejsmicznych, prowadzono między 14 parami otworów drenażowych. W rezultacie określono ciągle odwzorowanie rozkładu prędkości fal sejsmicznych w dolnej części korpusu lewego skrzydła zapory (poniżej spągu dolnej galerii) i w jego bezpośrednim skalnym, fliszowym podłożu. Na rysunku 7 przedstawiono zróżnicowanie prędkości fal sejsmicznych V_p w przekroju pionowym wzdłuż linii otworów drenażowych od spągu galerii dolnej do głębokości ok. 20 m poniżej spągu. Rezultaty wskazują na bardzo duże



Rys. 7. Prędkości fal sejsmicznych w korpusie poniżej galerii kontrolno-pomiarowej i podłożu prawego skrzydła zapory betonowej.

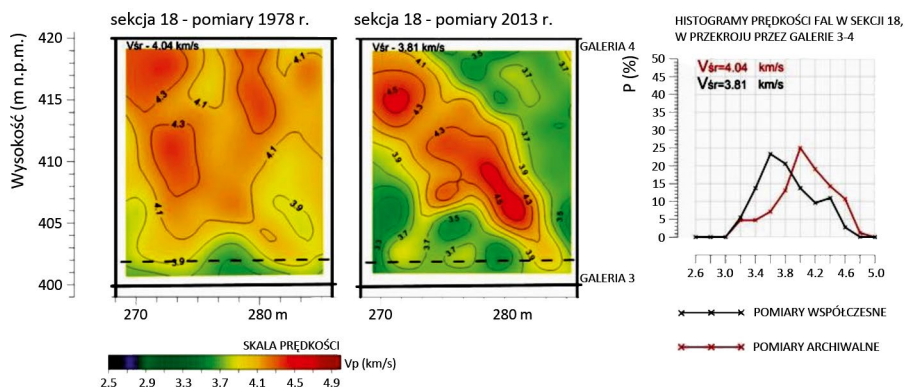
zróznicowane prędkości fal sejsmicznych, zawierające się w przedziale $V_p = 2600-5200$ m/s, a także bardzo duże zróżnicowanie wytrzymałości i szczelności podłoża prawego skrzydła zapory. Szacuje się, że dynamiczne moduły sprężystości materiału w rejonach najsłabszych są około czterokrotnie niższe od modułów materiału w rejonach najsilniejszych, a porowatości więcej niż czterokrotnie wyższe.

3.5. Monitoring stanu technicznego zapory betonowej

Na rysunku 8 przedstawiono przykład badania sejsmicznego, umożliwiające monitoring stanu technicznego obiektu, w tym ocenę degradacji konstrukcji z czasem. Pomiary fragmentu korpusu zapory betonowej wykonano w 1978 r. i powtórzono w roku 2013. Dzięki porównaniu uzyskanych map i histogramów rozkładu prędkości, stwierdzono spadek prędkości fal sejsmicznych w pionowym przekroju fragmentu sekcji 18 zapory, między galeriami 3 i 4. Wartość średnia prędkości fal V_p dla całej powierzchni pomiarowej spadła w ciągu 25 lat eksploatacji obiektu z wartości 4,04 km/s w 1978 r. do 3,81 km/s w roku 2013. Odpowiada to spadkowi dynamicznego modułu sprężystości Younga o ok. 12%.

4. Podsumowanie

Przedstawione przykłady potwierdzają, że badania geofizyczne umożliwiają przestrzenne analizowanie parametrów geofizycznych materiału budującego obiekty hydrotechniczne i wskazanie stref anomalnych stanowiących potencjalne zagrożenie dla bezpiecznej eksploatacji. Systematycznie pomiary, wykonywane przy użyciu identycznej metodyki, umożliwiają ciągły w czasie i przestrzeni monitoring stanu technicznego obiektu na podstawie zmienności parametrów geofizycznych. Dotychczasowe pozytywne doświadczenia płynące z wykorzystania badań geofizycznych do oceny stanu technicznego budowli hydrotechnicznych wskazują, że badania takie powinny być standardem w tego typu analizach.



Rys. 8. Przykład badań sejsmicznych obrazujących spadek wytrzymałości betonu korpusu zapory.

Literatura

- Bestyński Z., 2011, Metody geofizyczne w geologii inżynierskiej, Biuletyn Państwowego Instytutu Geologicznego, 446 (1), 175-182.
- Lasocki M., Ostrowski S., Pacanowski G., Piechota A., 2016, Dokumentacja badań geofizycznych wykonanych na zaporze ziemnej Wilkówka w miejscowości Wilkowice, Archiwum PIG, Warszawa.
- Lasocki M., 2018, Sprawozdanie z badań geofizycznych w celu oceny stanu technicznego zapory – obiekt Besko, Archiwum PIG, 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.
- Pacanowski G., Czarniak P., Sobótka P., Piechota A., 2018, Raport z badań geofizycznych wykonanych metodą tomografii elektrooporowej dla oceny stanu technicznego zapory czołowej Łąka na rzece Pszczyńce, 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.

Technologie InSAR i PhotoMonitoring™ do monitorowania deformacji gruntu (skrót referatu)

InSAR & PhotoMonitoring™ for ground deformation monitoring
(summary of the paper)

Paolo MAZZANTI^{a,b}, Serena MORETTO^a, Stefano SCANCELLELLA^a, Michele GAETA^a

^(a) NHAZCA S.r.l., spin-off of "Sapienza" University of Rome

^(b) "Sapienza" University of Rome, Department of Earth Sciences

Due to the number and importance of the dams worldwide, the dam safety aspects and their functions should be under good management. To ensure efficient and safe working conditions, regular dam inspections and a proper maintenance program is required. In fact, monitoring programs are fundamental in order to control dam performance and reservoir conditions over time.

Remote Sensing techniques are currently considered a powerful tool for different applications in the dam sector. The evolution of traditional technologies (e.g., GNSS, Laser Scanner) and the development of emerging technologies (e.g., Satellite & Terrestrial radar technologies and PhotoMonitoring™) are providing effective monitoring solutions for dam safety.

Satellite and Terrestrial InSAR (Synthetic Aperture Radar Interferometry), represent some of the most advanced and effective remote sensing techniques for ground and structures deformation monitoring.

The capability of monitoring large areas with high accuracy of Satellite SAR Interferometry, as well as the ability to perform historical analyses (thanks to archive satellite SAR images available from 1992), make it a unique solution for the characterization of slope instability phenomena and for the monitoring at the full reservoir area scale. The 24/7 continuous monitoring capability of Terrestrial InSAR instruments, with its all-time and all-weather capabilities and high data sampling frequency, make it a suitable solution in emergency scenario, allowing to be implemented for alerting purposes.

In addition to radar-based technologies, cutting-edge solutions like the PhotoMonitoring™ are now available. PhotoMonitoring™ refers to the use of advanced image processing techniques to obtain accurate information about surficial displacements and changes from different platforms (ground-based, UAV, airborne and satellite).

An overview of some of the most challenging dam monitoring projects carried out by NHAZCA using both Satellite and Terrestrial InSAR and PhotoMonitoring™ techniques is presented.

Rehabilitacja starzejących się zapór

Rehabilitation of aging embankment dams

Peter Banzhaf

BAUER Spezialtiefbau GmbH

Abstract

For several dams built in Europe in the first half of the last century, even with the best possible maintenance, such dams are often at an age that requires rehabilitation of these hydraulic structures.

Embankment dam rehabilitation includes strengthening of the dam body, seepage cut-off by installing a new core or a core extension into the rock abutments to seal out seepage at the core/rock interface. Such remediation is performed at an impounded reservoir and usually does not require shutdown of the adjacent power plant.

The paper will present two successful dam rehabilitations in Germany in recent years that allow the rehabilitated dams to withstand higher reservoir levels due to greater precipitation resulting from climate change and allow safe operation of the hydraulic structure and adjacent power plants for decades to come.

The case studies presented involve planning and executing the rehabilitation work on a tight schedule and under constrained space conditions. The equally important topic of using the best possible material to replicate the required ductility of these dams using plastic concrete is covered. Such concrete mixtures have been used successfully since the 1980s and have proven their reliability.

1. Introduction

Reservoirs are an essential prerequisite for securing the supply of water to the population. The necessary dams and dikes are subject to natural ageing and are regularly checked, maintained and, if necessary, upgraded to maintain their safety and function.

The advancing climate change with heavy rainfall on the one hand and longer periods of drought on the other hand makes it necessary for those responsible in our latitudes to pay even more attention to water storage and to prevent the danger of water shortages. Thus, Germany is now also working on a long-term strategy 2050 against water scarcity. The draft of this national water strategy is available and will be accompanied by an action programme.

The issue of water management to protect the population and industry must be addressed not only nationally, but rather Europe-wide. Surface waters are often transboundary, and coordination and consensual regulation of their use may become increasingly important in Europe as well, so as not to endanger peaceful, communal coexistence.

Coherent and sustainable water management not only secures the drinking water needs of the population and the industry, but also includes protection against flood events and ensures the navigability of rivers in the best possible way. In the course of climate

protection and CO₂ reduction by replacing the use of fossil fuels, hydropower plants are becoming more important again. Furthermore, the preservation of the groundwater level plays a very important role for our agriculture and forestry and requires good water management.

A key component of all these factors is to ensure that the reservoirs function properly and that they are maintained or rehabilitated where advised. If possible, the construction of new reservoirs or the raising of suitable existing dams to increase storage capacity should also be considered. Examples from the recent past show that this task has been taken up. Two projects whose upgrading has been successfully implemented and completed are presented below.

2.1. Successful rehabilitation – case studies

Against the background of the growing need for intact storage facilities, two embankment dams of important reservoirs in Bavaria have been upgraded in Germany in the last decade. The successful retrofitting of the earth dams to prepare them for the future is explained below. Without this upgrading flood protection but also the water level augmentation in the rivers during dry periods could not be implemented to the extent that is now possible. The Sylvenstein Dam, which retains the Isar River, on the one hand, and the Rosshaupten Dam, which forms the Forgggen Lake (Forggensee) by retaining the Lech River, on the other hand, are these structures that are particularly important for this region.

2.2. The Sylvenstein dam rehabilitation

2.2.1. Introduction

The Sylvenstein Reservoir was built between 1954 and 1959. After 50 years of operation the dam was upgraded, by strengthening the dam core by a deep concrete cut-off wall (COW) and by a state-of-the-art water collection and a monitoring system for water seepage. In this context, the Bavarian Ministry of Environment via its Bavarian State Office for Water Management in Weilheim (WWA-WM) has commissioned BAUER Spezialtiefbau GmbH with the construction of the 70 m deep and 1 m thick diaphragm wall.

Originally, the reservoir was intended to regulate and assure the minimum low flow of the Isar River, but in the meantime it also has to take over the retention of water during flood periods and helped to protect the area around the city of Bad Tölz and the greater Munich region from devastating floods in 1999 and 2005. The retrofitting of the reservoir is also a precautionary measure in case of heavy rainfall events due to climate change. The 48 m high and 180 m long earth dam (Fig. 2) is undercut by a 100 m deep gorge cut into the dolomite by the Isar River and filled with alluvial sediments, so that during dam construction in the 1950s a seven-row injection curtain of clay-cement grout had to be installed below the dam base all the way into the bedrock.

The watertight thin central core of the dam is made of a clay concrete (gravel, fine sand and silt with a 1% sodium bentonite addition) [Lang, Overhoff 2017] sandwiched between filters of moraine gravel from both downstream and upstream sides.

The retrofit-design asked for a new sealing element by means of a 2-phase cut-off wall which had to be constructed offset to the core (Fig. 2) of the dam slightly towards the downstream (D/S) side and had to key into the steep rock flanks at both abutments. The depth of the cut-off wall has been determined based on investigation drillings performed down to 140 m deep into the substratum below the dam. Due to imbedded layers of gravel and rock sediments and to the fluctuating permeability in the bottom sealing, the cut-off wall had to be extended down to 70 m below the dam crest (suffusion stability).

The 10,000 m² cut-off wall was constructed from dam crest; excavation of the trench was executed in its upper parts using a hydraulic grab and continued to the final depth (70 m) by a trench-cutter mounted on BAUER MC128 crawler crane. Laterally the wall is embedded minimum 30 cm in very hard dolomite rock (Fig. 2).

Particularly challenging was the timely execution from a restricted working platform width. Due to the topography of the site and the restricted working space at the dam crest, logistic



Fig. 1. Main equipment for the cut-off wall installation – BAUER DHG Hydraulic Grab (left) and BAUER BC40 Trenchcutter (right).

challenges had to be dealt with at site. Moreover, the traffic on the adjacent scenic road towards the Achenpass could be kept up by means of a one line temporary road over the dam.

2.2.2. Dam data

- Crest-length 180 m, height 48 m.
- Embankment: mixture of gravel, sand and approx. 13-25% fine grain.
- Overburden (25 m up to 95 m): alluvial gravel with sandy and fine-grained minor components; layers of lake marl with low extension.
- Bedrock: dolomite with a uniaxial compressive strength (UCS) 21MPa to 96 MPa (average 60 MPa).

2.2.3. Reason for the reconditioning/refurbishment work

The settlement of the dam structure above the deep and narrow glacier gorge led to the formation of cracks in the dam core, which were grouted with injection campaigns in 1970 and 1987/88. Detailed examinations of the dam core with the pore water pressure sensors inside and the interpretation of the measurements pointed to possible changes in the sealing system. In addition, the seepage measurement system had been damaged by the earlier settlements of the dam and the injection work, so that it was not possible to identify the leakage sources, which also pointed to the need for a new measurement system [Lang, Overhoff 2017]. High loads during exceptional floods in 1999 and 2005 may also have affected the lean 50-year-old core, leading to the leaks.

The improvement measures which were implemented, comprising a new efficient sealing system and an accurate seepage monitoring system, have restored the dam to state-of-the-art condition after 50 years of operation. It is now equipped to handle the possible effects of climate change and the demands on it that would result from a major flood event. After preliminary deliberations of the planning process were concluded in 2011 the overall construction measures began already in 2011 and were completed in 2015.

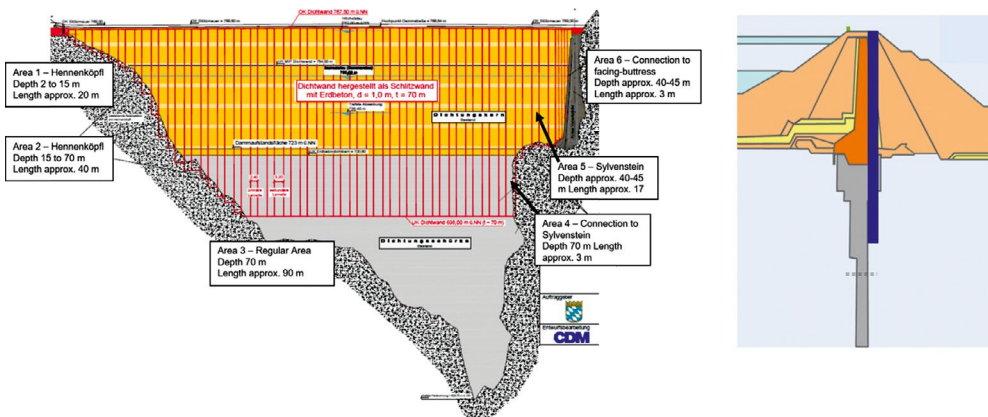


Fig. 2. Area overview of the cut-off wall and soil layers (left) [source: CDM/Hechendorfer 2012] and cut-off wall position offset towards D/S (right) [source: WWA Weilheim, BAUER].

The improvement measures primarily fall into three main categories:

- installation of a cut-off up to 70 m deep, in the core wall and the upper part of the foundation (in 2012);
- construction of a control gallery (in 2013), including an access tunnel, a starting cavern and a target shaft; and,
- installation of 54 drainage piles with a depth of approximately 41 m, between the cut-off wall and the control gallery (in 2014).

Throughout the construction phase, the Sylvenstein reservoir had to maintain its main tasks of flood protection and low water elevation. [Lang, Overhoff 2017].

2.2.4. The rehabilitation concept – design concept

Design pre-settings:

- Wall-thickness of 1 m; based on the required depth of up to 70 m.
- Two-phase diaphragm wall; Permeability: not exceed $1 \cdot 10^{-9}$ m/s in the laboratory with a low stiffness.
- Wall material: plastic concrete with a tensile strength of 500 kN/m² and a max. stiffness of 450 MN/m².

Reaching suffusion stability underneath the dam, the diaphragm wall constructed at the Sylvenstein dam had to reach a maximum depth of 70 m below the dam crest, as gravel and rock sediments alternate there.

2.2.5. Conditions, necessary preparatory works, and construction of the cut-off wall

The diaphragm wall method has proven itself for decades as the system to install concrete cut-off walls at greater depths. Grabs and hydrocutters are used with suspension support to rehabilitate even impounded embankment dams safely and successfully. Pre-excavation with a grab is the usual method for economical excavation of the wall elements. The hydrocutter technique is the proven method for cutting into rock and through boulders and to assure a defined overlap between the individual panels forming a continuous wall. Trench-cutters are ideal for the installation of deep vertical panel elements. Cutter position is continuously monitored during excavation and deviations are corrected by the hydraulic steering-plates inbuilt in the cutter frame. As material, typically clay concrete – so-called plastic concrete – is chosen to install the durable and ductile seepage barrier. The formula for the plastic concrete (clay concrete) used for the cut-off wall at the Sylvenstein dam was developed by the Technical University of Munich and complies with the DIN EN 1538 standard.

At the dam crest, on a limited working space, the required slurry plant – consisting of mixing, storage and desanding units – had to be installed along the road at the top of the dam. The concrete mixing plant was installed in the valley downstream of the dam and the concrete was pumped up 50 m to the working platform (Fig. 3). A particular challenge was

the connection to the concrete buttress and the embedding of the wall in the rock overhang, both on the Sylvenstein side (Fig. 2).

2.2.6. Monitoring during construction – quality assurance and control

To supervise the verticality and to prove sufficient overlapping rates inclinometer measurement devices installed in the excavation equipment were used. Controlled by the BAUER Cutter Inclination System (CIS) and confirmed by KODEN-measurements after the individual panels had been completed. All these data are were continuously fed into the site computer to be analysed for sufficient overlap, plotted in as-built drawings, and reported to the Engineer.

2.2.7. Construction of the control gallery and the drainage piles

Construction of the tunnel system started in May 2013. Firstly, the access tunnel and the starting cavern were driven by drilling and blasting, and the target shaft was executed. The concrete pipes with a length of 2.8 m each were installed using a tunnelling machine with slurry supported working face. As the concrete cut-off wall was installed already, it was not necessary to lower the lake water level. The performance for the concrete pipe advancement was up to 5 pipes/24 hours. The target cavern was reached with a deviation of less than 3 cm after 16 days. In 2014, the drainage piles are being constructed and connected to the tunnel by horizontal drills. Subsequently, the tunnel will be extended, and the site instrumentation installed [Banzhaf, Lang 2014]. The construction of the control gallery and the construction of the drainage piles was executed by other companies and is described in more detail in Lang and Overhoff [2017]. During the entire construction period the Sylvenstein Dam had to fulfil its core tasks which are flood protection and heightening of low water of the Isar River.



Fig. 3. Concrete batch plant at the downstream side of the Sylvenstein dam.

2.2.8. Lessons learned and summary

The dam and foundation at the Sylvenstein reservoir were equipped with a new efficient cut-off wall and a system for precise measurement of seepage water, after more than 50 years of operation [Lang, Overhoff 2017]. During the August 3rd, 2013 flood event a level of a 99.7% impoundment volume was reached. Due to the achieved definite permeability of the dam it was possible to increase the amount of water retained to this new record height and to reduce the outflow considerably to spare the downstream residents. Thus, even higher strain was put on the dam structure compared to previous floods. The flood in 2013 can be considered as the first real endurance test for the new cut-off wall installed only in 2012.

2.3. The Rosshaupten dam – renewal of the dam sealing system

2.3.1. Introduction

In the south of Germany in Bavaria, near the city of Füssen, the Lake Forggensee (Forggensee) covers an area of around 15.2 km². The fifth largest lake in Bavaria and the largest reservoir in Germany in terms of surface area, serves both to generate electricity and to regulate floods after the onset of snowmelt in the Alps. In operation since 1954, the Rosshaupten dam forms the northern barrage of the lake and at the same time forms the inflow of the hydroelectric power plant with a capacity of 45 MW at a drop height of 35.4 m. To prepare the structure for the future, a renewal of the dam sealing has been carried out starting in May 2018. The power plant operator Uniper Kraftwerke GmbH (Uniper) commissioned BAUER Spezialtiefbau GmbH with the construction of 13,500 m² of diaphragm wall to seal the dam. Bauer's diaphragm wall work was completed in spring 2019.

2.3.2. Dam data

- Crest-length 320 m, height 41 m.
- Embankment: moraine gravel.

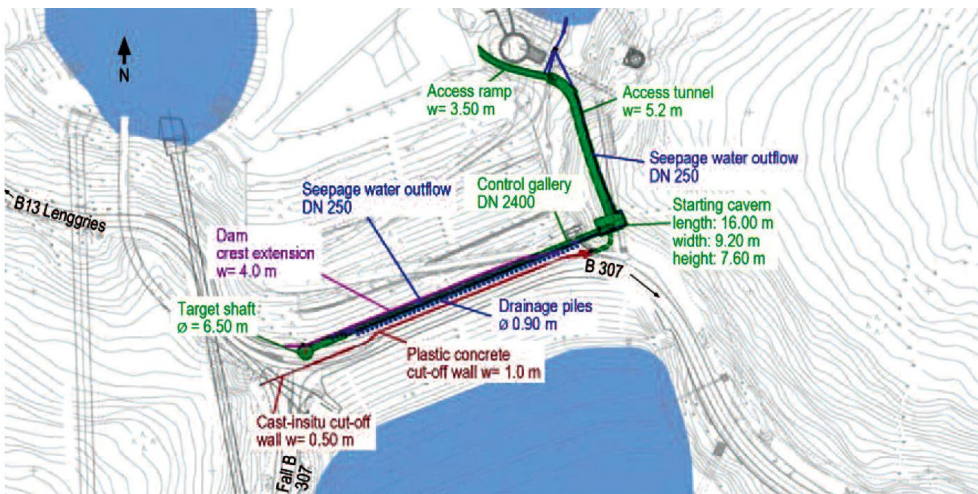


Fig. 4. Site map of retrofitting measures (cut-off wall, control gallery and drainage piles) [source: WWA Weilheim].

- Dam subfloor sealing and core: boulder clay.
- Foundation geology: clay, marl, marlstone and sandstone of the Lower Freshwater Molasse (strength: 8 MPa to 85 MPa).

2.3.3. Reason for the reconditioning/refurbishment work

In 2014 the dam owner Uniper implemented internal dam safety guidelines to ensure consistent dam safety standards at its hydro assets. During the regular inspection of the hydraulic safety of the dam structure, initial suspicions arose from piezometer readings at three groundwater measuring points present in the rock below the dam core, which suggested deviating conditions around the right abutment [Bauer et al. 2020]. New groundwater monitoring wells were installed in the rock at the downstream dam crest. The results of these three additional groundwater monitoring wells gave reason to review the existing groundwater monitoring wells below the dam core, as in addition the pore water pressure in the core reduced without external influence. It was found that a suffusion process up to erosion was evident in the rock fissures, which had already reached parts of the dam core as of summer 2017.

2.3.4. The rehabilitation concept

Starting in April 2018, the critical right section of the dam was secured as an immediate measure. For this purpose and to avoid uncontrolled slurry losses during the subsequent diaphragm wall construction, cement grouting was executed in the most severely damaged area of the right abutment and as pre-treatment in the wall area. Parallel, in a soil investigation six exploratory boreholes with inclinations of up to 20° were drilled to a depth of 85 m to obtain further information about the existing rock strengths, the fissures and the existing permeabilities. To protect the core structure as much as possible, the drilling in the dam was carried out using the sonic drilling



Fig. 5. Aerial view of the Rosshaupten dam and power plant area (right) [source: Uniper].

method. In the rock area, the cable core drilling method was used. All grouting work was planned and carried out according to the Grouting Intensity Number (GIN) method to ensure that the cavities were filled in the best possible way and that neither the core nor the rock was cracked open by excessive injection pressures. The drilling and grouting were followed by the installation of a two-phase diaphragm wall with a maximum depth of up to 70 m in the core and subsoil, to ensure operational safety for the next decades [Bauer et al. 2019].

A challenge arose in the routing of the diaphragm wall. Due to the special core geometry of the dam with the air-side core foot filter and the drainage pipes present, the diaphragm wall had to be moved towards the upstream side. This resulted in the diaphragm wall route passing through the so-called hover-shaft, a 40 m high concrete shaft originally constructed for settlement measurement. In order to be able to build the diaphragm wall in a direct line, a submitted variant was carried out. The concrete shaft was drilled out in advance with a large drilling rig. The boreholes were temporarily filled with lean concrete in preparation for the later diaphragm wall [Bauer et al. 2019].

2.3.5. Conditions, necessary preparatory works, and construction of the cut-off wall
 The diaphragm wall had to be constructed from the top of the dam, which is very narrow at 11 m width. To be able to implement the order despite these difficult conditions, the construction of the diaphragm wall was carried out with the aid of a BAUER trench-cutter equipped with an HDS-T rotatable hose reel system. The 1 m thick and 70 m deep diaphragm wall was constructed in two working steps. First, excavation is carried out on the upper 40 m of the dam

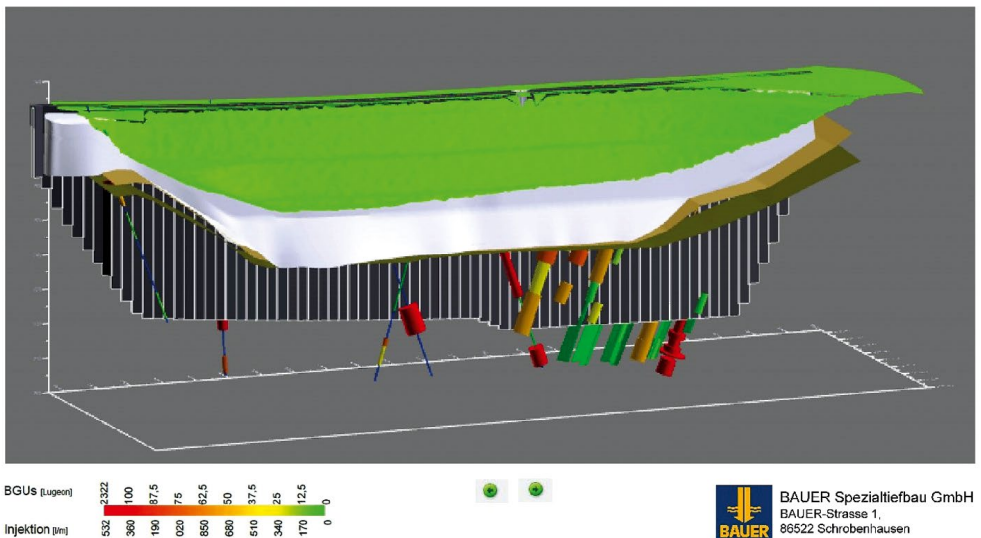


Fig. 6. Monitoring of the drilling and grouting campaign at the right side of the dam.

body with the aid of a BAUER DHG diaphragm wall grab on a BAUER MC 64 crawler crane. The remaining 30 m below the actual dam embankment are excavated using a BAUER BC 40.2 trench-cutter on a BAUER MC 96 base carrier, as the naturally occurring bedrock consists of many and often very thin layers of mudstone, clay marl and sandstone.

Another special feature of the project is the guide wall for the execution of the diaphragm wall work. To enable optimal guidance of the machines during the work while ensuring dam safety, an approximately 550 mm thick and up to 10 m deep in-situ concrete guide wall was installed using the mixed-in-place (MIP) method. This extra-deep guide wall served primarily as an encasement wall, an additional protection for the top part of the dam embankment. Without excavation, the initial protection was installed using the BAUER MIP method and only after curing was the diaphragm wall excavated within the MIP wall to the planned depth. Thus, during excavation in the upper part of the embankment, the upstream gravel shell could not be damaged at any time and pose a challenge to the safety of the embankment.

The diaphragm wall was constructed using the two-phase method with a supporting bentonite suspension as the first phase and a so-called clay-based earth concrete as the second phase. In total, the wall consists of 77 diaphragm wall elements down to a maximum depth of 70 m and an overcut between the panels of 25 cm. The maximum depth of the cut-off wall was designed in such a way that a maximum gradient of six in in the underlying joint is never exceeded.

After reaching the final depth, concreting of the individual elements was carried out using the contractor method with tremie. To ensure a constant supply of high-quality slurries and earth concrete, the mixing plant was installed on the construction site. Quality control of the slurries and earth concrete was carried out by frequent in-house inspections, which BAUER carried out in a laboratory on site. This was supplemented by external quality monitoring by the engineering consultant. The requirements of a minimum compressive strength

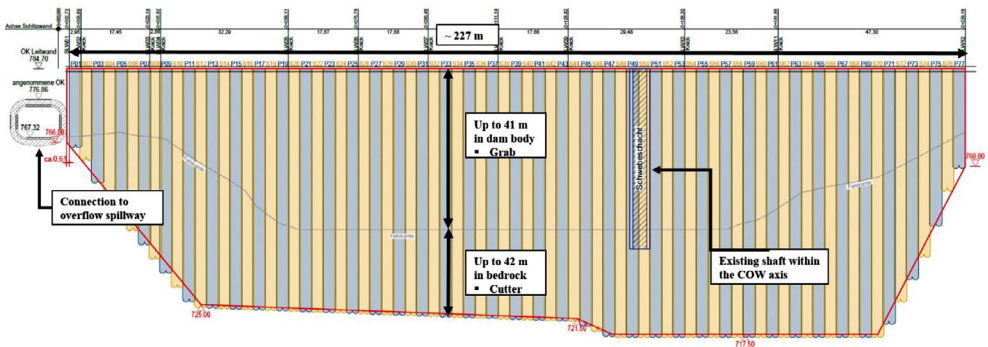


Fig. 7. Longitudinal section through the Rosshaupten dam.

after 28 days of 1 MN/m^2 and a permeability of less than 10^{-8} m/s were always met. The deviations of the diaphragm wall elements in the final depth were minimal, with a maximum deviation less than 8 cm (about 1‰). After the start of the diaphragm wall construction the works were carried out in two shifts, 24 hours a day, seven days a week. Except for a Christmas break, work continued throughout the winter, with some nights experiencing temperatures below -10°C . Thanks to BAUER's great commitment, the cut-off wall was completed after five and a half months on 4 April 2019 [Bauer et al. 2020].

2.3.6. Monitoring during construction – quality assurance and control

In addition to the monitoring of the suspensions and the concrete quality, a lot of data was collected during the grouting works and the diaphragm wall production. BAUER collects machine production data and other digitally available data of the project with the data management software b-project. Construction processes are planned and monitored via this data management system. Geodetic data from surveying as well as from BAUER CIS surveys, which are collected for quality assurance of the manufacturing accuracy during the diaphragm wall works, are recorded and can be visualised almost online by an adequate Computer Aided Design (CAD) software. Analyses for target versus actual comparisons run automatically with entered tolerance parameters. In addition, data from the instruments installed in the structure like piezometer data or inclinometer data can be imported and compared with current machine activities in order to constantly ensure dam safety during the work.

On the very narrow working platform, the large machines, could only pass each other at one point. The optimal sequence of grab-excitation and cutting work in a panel had to be matched with the spacing between the individual panels specified by the concrete hardening in completed diaphragm wall elements during wall construction. The used software is flexible enough to adjust the sequence of movements in the event of a possible delay in the exca-

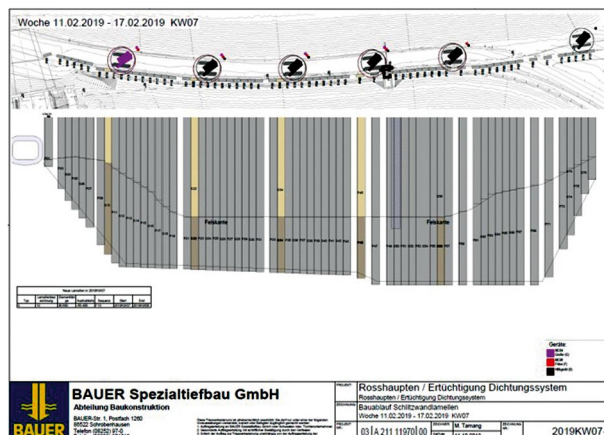


Fig. 8. Work sequence and planning.

vation of a piece of equipment during panel-excavation. This optimised sequence control has contributed significantly to the timely completion.

A state-of-the-art fibre optic control system was also installed and used on the side of the client Uniper. This makes the Rosshaupten dam the first dam in the world to be equipped with this modern monitoring method on this scale. The control system was used to measure changes in temperature online. Groundwater monitoring wells on the downstream side of the dam were also extended through the geological layers and up to 10 m deep into the underlying rock. These supplemented the safety monitoring of the Rosshaupten dam during the remediation work. The evaluation of the ongoing measurements confirmed the effectiveness and sensitivity of the measuring system. The chosen fibre optic measurement system was not only a replacement for the existing monitoring system in the dam, but also proved to be useful as a seepage warning system and more precise than the systems used today [Bauer et al. 2020].

2.3.7. Lessons learned and summary

The available preparation time for the exceptional project was used to best effect in very good cooperation between the client's representative, the engineering consultant, and the executing company. The preliminary investigations showed that injections by grouting would be necessary as preliminary measures to safely carry out the diaphragm sealing wall in the pre-damaged embankment. Further safety was ensured by the particularly deep guide wall in its additional function as a protective wall to stabilise granular non-cohesive layers in the dam body. With the data management software on the one hand, but also the practical measure like pumping the concrete to the panels in addition to the suspensions and thus to avoid concrete trucks on the narrow working platform on the other hand, processes were optimised, and production increased. The necessary measures to ensure work in winter were initiated in good time in consultation with the customer and implemented well with BAUER's experience, also gained on comparable projects in Canada and Alaska.

The dam passed its first endurance test shortly after the cutoff wall completion, when the extensive snowfall at the beginning of the year was followed by a prolonged period of thaw in the early summer of 2019, the Forggensee was impounded again and the Rosshaupten Dam's function as a flood protection structure for downstream residents came into full effect.

Literature

- Baltruschat M., 2021, Dichtwand und Injektionsarbeiten für die Ertüchtigung des Rosshaupten-Staudamms, 44, Dresdner Wasserbaukolloquium, Dresdner Wasserbauliche Mitteilungen, Heft 65, 1-10.
- Baltruschat M., Banzhaf P., Beutler S., Hechendorfer S., 2013, Cut-off wall for the strengthening

of the Sylvenstein Reservoir, [in:] Hydro 2013, Conference Proceedings.

Banzhaf P., Lang T., 2014, the performance of the Sylvenstein dam during the major flood event in June 2013, [in:] CDA Annual Conference 2014, Conference Proceedings.

Bauer A., Engels K., Strobl T., 2020, Rosshaupten dam rehabilitation: a project in challenging circumstances, The International Journal of Hydropower & Dams, 27 (4), 56-61.

Bauer A., Kleist F., Strobl T., 2019, Eine neue Dichtung für die Talsperre Rosshaupten, WasserWirtschaft, 5, 122-125.

Bauer A., Strobl T., 2020, Staudamm Rosshaupten – vom auffälligen Messwert zur Großbaustelle, WasserWirtschaft, 9, 34-38.

Beckhaus K., Beier D., Baltruschat M., 2020, Soil stabilization for COW works has proven its function, DFI-Sydney.

Hechendorfer S., 2012, BV Sylvensteinspeicher, Ertüchtigung des Dammes – BA 02, Herstellung Dichtwand – (Report on quality assurance measures). BAUER Spezialtiefbau – intern.

Lang T., Overhoff G., 2017, Retrofitting Sylvenstein dam with a cut-off wall and control gallery, The International Journal of Hydropower & Dams, 24 (2).

Modelowanie CFD jako optymalna metoda wymiarowania zamknięcia klapowego na przykładzie jazu na Stopniu Wodnym Ujście Nysy

CFD modeling as an optimal method for flap closure dimensioning on the example of a weir located at Nysa Estuary Barrage

Janusz FILIPCZYK, Paweł DORADA, Dawid KĘDZIA, Bartłomiej PIETRUSZEWSKI

PBW Inżynieria Sp. z o.o.

Jakub CZAJKOWSKI

Politechnika Wrocławska, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego

Streszczenie

Tematem referatu jest analiza statyczno-wytrzymałościowa zamknięcia klapowego, typowego dla jazów znajdujących się na Odrzańskiej Drodze Wodnej, na przykładzie realizowanego projektu jazu klapowego „Ujście Nysy” zlokalizowanego w km 180,5 rzeki Odry. Modernizacja jazu stanowi część projektu przebudowy i przystosowania Odrzańskiej Drogi Wodnej do klasy Va śródlądowej drogi wodnej. W celu wyznaczenia sił powierzchniowych działających na przedmiotową klapę jazu posłużono się modelem numerycznym CFD, który uwzględni ruch turbulentny oraz zjawiska dynamiczne przepływającej wody przez klapę jazu. Obciążenia wyznaczono dla różnych sytuacji obliczeniowych zgodnie z *PN-B-03203-2000 – Konstrukcje stalowe – Zamknięcia hydrotechniczne – Projektowanie i wykonanie* oraz *Rozporządzeniem Ministra Środowiska z dnia 20 kwietnia 2007 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budowle hydrotechniczne i ich usytuowanie*. W celu zwymiarowania konstrukcji stalowej klapy posłużono się numeryczną analizą z wykorzystaniem elementów płytowo-tarczowych w modelu przestrzennym. Do obliczeń zastosowano oprogramowanie SOFiSTiK. W referacie pokazano rozkład obciążeń powierzchniowych dla różnych poziomów otwarcia klapy jazu.

1. Wprowadzenie

Zamknięcia stalowe to podstawowy element piętrzących budowli hydrotechnicznych, umożliwiający regulację stanów wody i jej przepływów. Ze względu na lokalizację zamknięcia otworu, zamknięcia można podzielić na powierzchniowe i głębinowe. W zamknięciach powierzchniowych wyróżnia się zamknięcia przekazujące obciążenia na filary i przyczółki (zasuwowe, segmentowe i walcowe), na próg (sektorowe i dachowe) oraz na próg i filary lub przyczółki budowli (klapowe i kozłowo-iglicowe) [Boretti 1968].

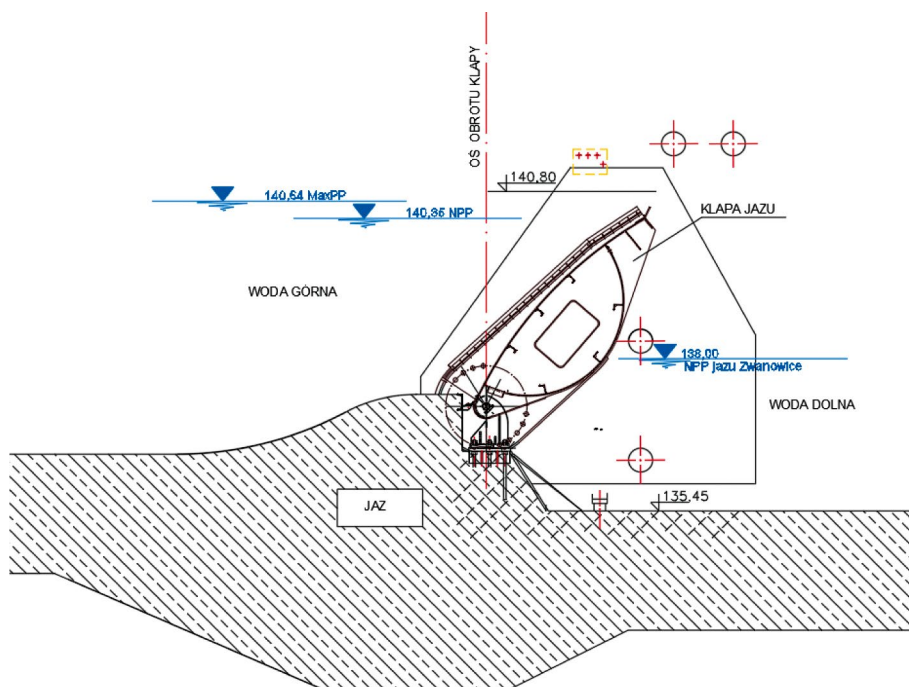
W artykule skupiono się na projektowaniu zamknięć klapowych, które obecnie są coraz częściej stosowane na Odrzańskiej Drodze Wodnej (w latach 60.-80. ubiegłego wieku większość stanowiły zamknięcia sektorowe, a wcześniej zamknięcia koźłowo-iglicowe). Omówiono najbardziej popularny typ zamknięć klapowych, tzw. klapę soczewkową.

2. Analiza oddziaływań przykładowej konstrukcji hydrotechnicznej

W artykule przedstawiono obliczenia wielkości oddziaływania przepływu na zamknięcie stałe typu kłapy soczewkowej (zamknięcie klasy 2). Zgodnie z aktualnym projektem budowlanym właśnie takie rozwiązanie będzie zastosowane na jazu klapowym Ujście Nysy zlokalizowanym w km 180,5 rzeki Odry. Do wyznaczenia sił powierzchniowych działających na klapę jazu można posłużyć się następującymi metodami: uproszczonymi (np. metodą siatki hydrodynamicznej), modelem rzeczywistym lub modelem numerycznym CFD (ang. Computational Fluid Dynamics). W opracowaniu porównano dwie z nich, tj. metodę uproszczonej siatki hydrodynamicznej i model CFD, który dodatkowo uwzględni ruch turbulentny i oddziaływanie dynamiczne wody przepływającej przez klapę jazu.

2.1. Metoda siatki hydrodynamicznej

Jak podaje Zmigrodzki i in. [1957], do wyznaczenia obciążenia oddziałującego na klapę jazu można wykorzystać metodę uproszczoną, o ile zachodzi zależność świadcząca o tym, że przy przepływie wody zachowana jest równowaga momentów działających na klapę w dolnym położeniu.



Rys. 1. Rysunek kłapy jazu na podstawie projektu jazu na SW Ujście Nysy.

Po podstawieniu wartości v_{sr} otrzymujemy:

$$s_1 \cdot \sqrt{y_{1sr}} = s_2 \cdot \sqrt{y_{2sr}} = \dots = const = \frac{p}{\sqrt{2g}} \quad (3)$$

Jeśli powyższy warunek nie jest spełniony, wzdłuż całego górnego pasa siatki należy skorygować kształt górnej (swobodnej) powierzchni strumienia oraz siatkę.

Po ustaleniu właściwego kształtu strumienia oraz siatki wyznacza się prędkość v_0 na górnej krawędzi kłapy. W punkcie tym ciśnienie wody będzie równe atmosferycznemu, a energia będzie w całości energią kinetyczną. Stąd wynika, że:

$$v_0 = \sqrt{2g \cdot y_0} \quad (4)$$

Następnie oblicza się prędkość wody wzdłuż kłapy ze wzoru:

$$s \cdot v = const \quad (5)$$

a z równania Bernoullego:

$$\frac{p}{\gamma} + \frac{v^2}{2g} = y \quad (6)$$

wyznacza się ciśnienie p w poszczególnych punktach kłapy. Wykres ciśnień oddziałujących na powierzchnię kłapy przedstawiono na rysunku 2 w postaci zakreskowanego pola. Położenie linii energii odpowiada normalnemu poziomowi piętrzenia z uwzględnieniem ewentualnej prędkości odpływowej.

Powyższa metoda, nazywana metodą siatki hydrodynamicznej, jest jedną z wielu stosowanych do wspomagania obliczeń parcia hydrodynamicznego oddziałującego na klapę. Dla kluczowych budowli hydrotechnicznych wykonuje się również badania na modelach fizycznych. Modele te są jednak pracochłonne, znacznie uproszczone i wymagają odpowiedniego, wynikającego ze wzorów empirycznych, przeskalowania układu rzeczywistego wraz z cechami fizycznymi, takimi jak np. szorstkość układu, temperatura, gęstość i lepkość cieczy. Dodatkowo nie pozwalają elastycznie modyfikować rozwiązań, dlatego we współczesnej inżynierii stosuje się modele matematyczne (numeryczne).

Metoda siatki hydrodynamicznej była podstawą do powstania modeli numerycznych opartych na komórkach obliczeniowych. Zamiast ręcznego obliczania każdego punktu siatki hydrodynamicznej, używa się do tego celu metod numerycznych i bardziej skomplikowanych algorytmów opartych na metodzie CFD. CFD opracowano w 1944 r. w Los Alamos [Rider 2014], a jej wynalezienie wiązało się ściśle z wprowadzeniem do obliczeń komputerów. Po-

wszechnie przyjmuje się, że to Hans Bethe i Richard Feynman (laureaci nagrody Nobla) jako pierwsi wykonali obliczenia za pomocą tej metody w trakcie prac projektowych nad bombą atomową. Nazwy CFE nie stosowano aż do roku 1967, gdy wprowadził ją C.K. Chu z Columbia University, a następnie spopularyzował Pat Roach, wydając książkę z tytułem CFD [Rider 2014].

Celem metody CFD jest szeroka analiza ruchu płynu w trzech wymiarach poprzez numeryczne rozwiązywanie równań Naviera. Dzięki programom komputerowym inżynier dysponuje potężnym narzędziem do projektowania oraz analizy zjawisk zachodzących w korycie rzeczonym i budowli przegradzającej naturalne koryta rzeczne. Jednym z największych osiągnięć programów CFD jest odwzorowanie swobodnego zwierciadła powierzchni wody, linii prądu strugi, naprężenia które wywołuje przepływający płyn, kawitacji i rozmycia dna koryta. Narzędzie informatyczne umożliwiają obliczenie podstawowych wielkości fizycznych, takich jak: przepływ, prędkość w trzech kierunkach, napełnienie, liczba Freuda, temperatura, ciśnienie panujące w cieczy.

2.2. Podstawowe wzory oraz terminy używane w metodzie CFD

Większość programów, które są obecnie stosowane do modelowania CFD, pozwala na rozwiązanie problemów przepływu płynów w modelach 3D. Systemy obliczeniowe opierają się na dwóch podstawowych równaniach opisujących ruch cieczy nieidealnej, nieściśliwej. Pierwszym jest równanie ciągłości przepływu o postaci [Kubrak 1998]:

$$\left(\frac{\partial v_x}{\partial x} + \frac{\partial v_y}{\partial y} + \frac{\partial v_z}{\partial z} \right) = 0 \quad (7)$$

Drugie równanie, wyrażające równowagę sił, nazywane jest równaniem Naviera-Stokesa. Sformułowane po raz pierwszy przez C.L. Naviera w 1827 r., popularnie nazywane jest metodą N-S i ma następującą postać [Flaga i in. 2004]:

$$\frac{\partial(\rho \mathbf{u})}{\partial t} + (\mathbf{u} \cdot \nabla)(\rho \mathbf{u}) = -\nabla p + \mu \nabla^2 \mathbf{u} + \rho \mathbf{b} \quad (8)$$

gdzie: $\mathbf{u} = u_1 \cdot \mathbf{e}_1 + u_2 \cdot \mathbf{e}_2 + u_3 \cdot \mathbf{e}_3$ – wektor prędkości przepływu; $\mathbf{e}_1, \mathbf{e}_2, \mathbf{e}_3$ – jednostkowy wektor bazowy; t – czas; ρ – gęstość płynu; p – ciśnienie; μ – lepkość dynamiczna; \mathbf{b} – wektor siły masowej.

Zjawiskiem które wpływa na obciążenia kłapy, będącym jednocześnie jednym z trudniejszych do uwzględnienia w obliczeniach, jest turbulencja przepływu. W modelowaniu 3D do obliczeń przepływu cieczy korzysta się z równań Naviera-Stokesa, które oprócz podstawowych elementów zawierają również człony turbulentne i tensor naprężenia Reynoldsa. CFD wykorzystuje modele turbulentne, aby opisać zjawisko turbulencji które powstaje podczas przepływu. Zadaniem modeli turbulentnych jest uogólnienie równania N-S i obliczenie przy-

bliżonego rozwiązania przepływu cieczy. Dodatkowo ważnym zagadnieniem w przepływach turbulentnych jest złożony ruch wirowy i związane z nim występowanie wirów, zależne od lepkości cieczy i dyssypacji energii. Zjawisko to dotyczy również analizowanej kłapy.

Turbulencja jest ściśle związana z przepływem, a jej występowanie uniemożliwia w prosty sposób obliczenie równań N-S (Naviera-Stokesa). Zadaniem modeli turbulentnych (np. RANS, ang. Reynolds Averaged Navier-Stokes Equations) jest przybliżenie w modelowaniu CFD zaburzeń zachodzących podczas przepływu cieczy i określenie zakresu tych zaburzeń wynikających z turbulencji

Do modelowania CFD kłapy jazu użyto modelu turbulentnego RANS. W celu rozwiązania równań zastosowano hipotezę Reynoldsa i uśrednienie czasowe. W wyniku podstawienia do równania ciągłości przepływu otrzymano formułę opisującą średnią wartość wektora prędkości [Elsner 1987; Flaga i in. 2004]:

$$\nabla \cdot \bar{\mathbf{u}} = \sum_{i=1}^3 \frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_i} = \frac{\partial \bar{u}_i}{\partial x_i} = \overline{\mathbf{u}_{i,i}} = 0 \quad (9)$$

Podstawiając model RANS do równania N-S, otrzymujemy równanie:

$$p \frac{\partial \bar{u}_i}{\partial t} + p \overline{\mathbf{u}_{i,j}} \bar{\mathbf{u}}_j = -\bar{p}_j + (\bar{\tau}_{ij} + \tau_{ij}^*)_{,j}, \quad (10)$$

gdzie: $\bar{\tau}_{ij} = \mu(\overline{\mathbf{u}_{i,j}} + \overline{\mathbf{u}_{j,i}})$, $\tau_{ij}^* = -\rho \overline{\mathbf{u}'_i \mathbf{u}'_j}$ – naprężenie styczne występujące w płynie; τ_{ij}^* – naprężenie turbulentne (naprężenie Reynoldsa).

Model RANS dla płynów jednorodnych i ściśliwych oraz zastosowanie uśrednienia Favre'a dają następujące równania ciągłości:

$$\frac{\partial \bar{\rho}}{\partial t} + (\bar{\rho} \tilde{\mathbf{u}}_i)_i = 0 \quad (11)$$

$$\frac{\partial (\bar{\rho} \tilde{\mathbf{u}}_i)}{\partial t} + (\bar{\rho} \tilde{\mathbf{u}}_i \tilde{\mathbf{u}}_j)_j = -\bar{\rho}_{i,j} + (\bar{\tau}_{ij} + \tau_{ij}^*)_{,j}, \quad (12)$$

$$\bar{\tau}_{ij} = \mu \left(\overline{\mathbf{u}_{i,j}} + \overline{\mathbf{u}_{j,i}} - \frac{2}{3} \overline{\mathbf{u}_{i,j}} \delta_{ij} \right), \tau_{ij}^* = -\rho \overline{\mathbf{u}''_i \mathbf{u}''_j} \quad (13)$$

gdzie: δ_{ij} – delt Kroneckera ($\delta_{ij} = 1$ i = j lub $\delta_{ij} = 0$ gdy i ≠ j).

Tensor naprężenia Reynoldsa, występujący w powyższych równaniach (12) i (13), powoduje wprowadzenie nowych niewiadomych do układu równań wiążących tensora τ_{ij}^* .

Modele RANS można stosować przy obliczeniach CFD obiektów o wielkiej skali i nie wymagają one generowania gęstej siatki obliczeniowej. Dzięki temu zmniejsza się

liczba komórek obliczeniowych i tym samym rośnie szybkość obliczeń. Możliwość zastosowania RANS zarówno do płynów ściśliwych, jak i nieściśliwych pozwala modelować przepływy dwufazowe (jak przepływ wody i powietrza). Obecnie modele RANS standardowo wykorzystuje się w obliczeniach inżynierskich związanych z wymiarowaniem budowli hydrotechnicznych, a otrzymane wyniki nie odbiegają znacząco od rzeczywistości.

Model RANS ma swoje ograniczenia spowodowane znaczącym uproszczeniem. Nie jest stosowany przy obliczeniach numerycznych, w których ważne jest określenie wielkości zaburzenia wynikającego z przepływu turbulentnego oraz zobrazowanie powstałych wirów.

2.3. Modelowanie w CFD na przykładzie kłapy jazu Stopnia Wodnego Ujście Nysy

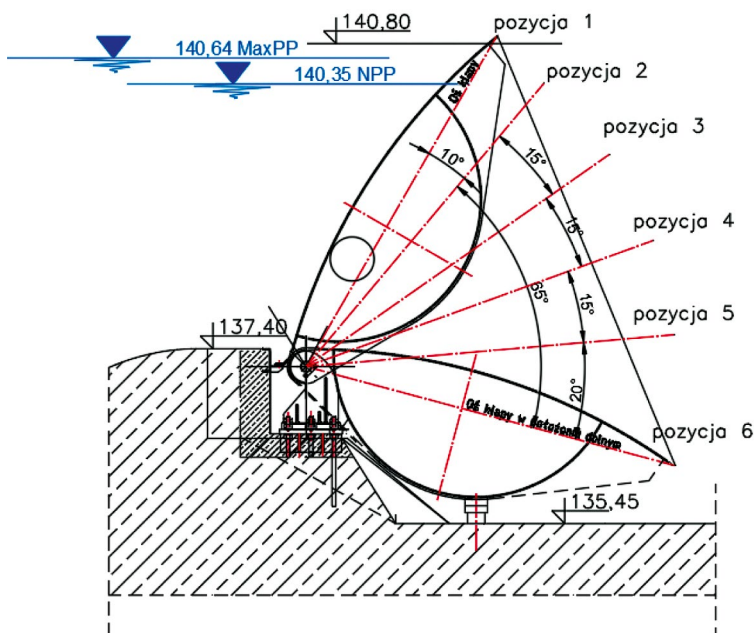
Programy typu CFD umożliwiają obliczanie i rozwiązywanie licznych problemów hydrotechnicznych, np. poprawnego doboru parametrów obiektów hydrotechnicznych, wylotów czy ubezpieczeń dna cieku przed nadmiernym rozmyciem poniżej budowli przegradzających koryto rzeki. Zastosowanie modeli 3D umożliwia symulację zjawisk zachodzących w korycie rzeczonym, których przyczyna powstania jest nie do końca znana lub też z uwagi na ilość niewiadomych jest trudna do wyznaczenia wzorami empirycznymi. Wyniki z programów umożliwiają szczegółową analizę problemów. Poniżej przedstawiono przykład obliczeń wykonanych w programie OpenFOAM dla kłapy projektowanej na Stopniu Wodnym Ujście Nysy.

Zamknięcie jest częścią projektu związanego z budową jazu kłapowego Ujście Nysy w km 180,5 rzeki Odry. Konstrukcja jazu składa się z trzech przęsł o świetle 32 m każde. Korona progu zlokalizowana jest na rzędnej 137,40 m n.p.m., maksymalny poziom piętrzenia wynosi 140,64 m n.p.m., a założony spad przy poziomie NPP wyniesie 2,35 m. Projektowany jaz zakwalifikowano do II klasy budowli hydrotechnicznej (zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Środowiska z dnia 20 kwietnia 2007 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budowle hydrotechniczne i ich usytuowanie). W celu weryfikacji przyjętego rozwiązania i wyznaczenia rozkładu parcia ciśnienia hydrodynamicznego przygotowano odpowiedni model numeryczny. oparty na projekcie kłapy autorstwa zespołu biura projektowego PBW Inżynieria.

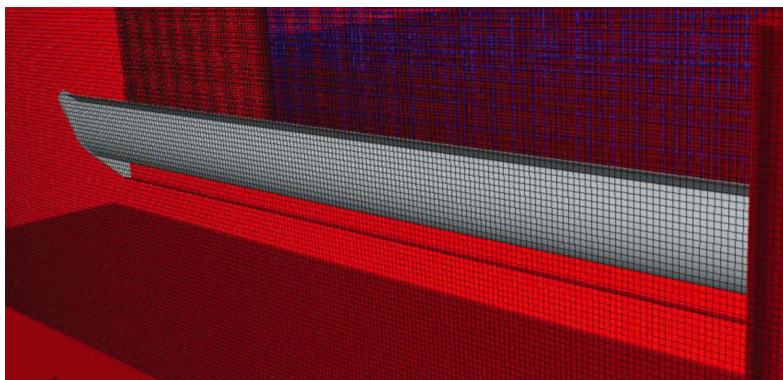
Podstawą modelowania zamknięcia hydrotechnicznego jest wyznaczenie warunków pracy zamknięcia. Rozkład ciśnień hydrodynamicznych zależy od ułożenia kłapy – od maksymalnego położenia i odpowiadającego mu maksymalnego poziomu piętrzenia do poziomu opuszczonej kłapy i swobodnego przepływu. Projektowane na Ujściu Nysy zamknięcie może poruszać się od pozycji nr 1 (maksymalny poziom piętrzenia 140,64 m n.p.m.) do pozycji nr 6, kiedy kłapa jest całkowicie opuszczona (rys. 3).

Obliczenia numeryczne wykonano, zgodnie z Normą PN-B-03203-2000 – zamknięcia hydrotechniczne, dla następujących przypadków:

1. Obciążenie wyjątkowe dla przepływu miarodajnego, przy zamkniętym jednym otworze przelewu.
2. Kłapa w normalnym poziomie pracy, woda przelewa się przez kłapę w pozycji nr 4 przy poziomie Max PP.
3. Kłapa w pozycji nr 6, wysokość przepływającej wody przy poziomie Max PP.



Rys. 3. Schemat pracy zamknięcia.



Rys. 4. Widok na kłapę wraz z siatką numeryczną.

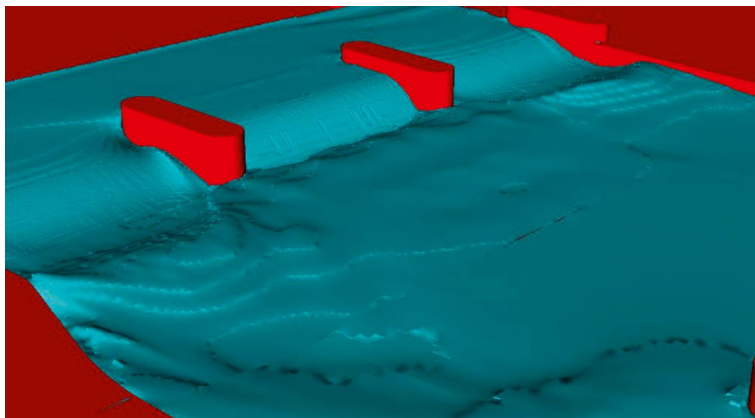
Model CFD przygotowano na podstawie Projektu Budowlanego Stopnia Wodnego Ujście Nysy; uwzględniono w nim wszystkie elementy kluczowe dla przepływów wody przez jaz. Model hydrauliczny 3D składał się z projektowanej kłapy, która jest elementem kształtującym przepływy i wysokość wody w modelu (zależnie od scenariusza obliczeniowego położenie kłapy było modyfikowane) oraz bryły jazu z wykształconą niecką wypadową. W celu odzwierciedlenia zjawiska turbulencji wykorzystano model turbulentny RANS. W modelu uwzględniono także szorstkość elementów opływanych przez wodę. Aby poprawnie uchwycić przepływ przez klapę, zastosowano zmienne oczko siatki obliczeniowej, dostosowując jego wielkość do badanego elementu budowli hydrotechnicznej. Zamodelowanie tak skomplikowanej geometrii miało na celu uwzględnienie złożoności przepływu oraz wpływu odsokoju hydraulicznego na prędkość przepływającej przez klapę jazu wody.

2.4. Wyniki przeprowadzonych obliczeń numerycznych

W wyniku modelowania otrzymano przestrzenny rozkład ciśnienia obciążającego klapę jazu (rys. 5). Podczas analiz zauważono bardzo ciekawy rezultat z obliczeń, a mianowicie dla scenariusza nr 1 (rys. 6) oraz dla scenariusza numer 2 (rys. 7) na końcowym elemencie kłapy występuje podciśnienie, które wynika z opływającej wody wywołującej efekt zasysania.

2.5. Analiza numeryczna kłapy jazu

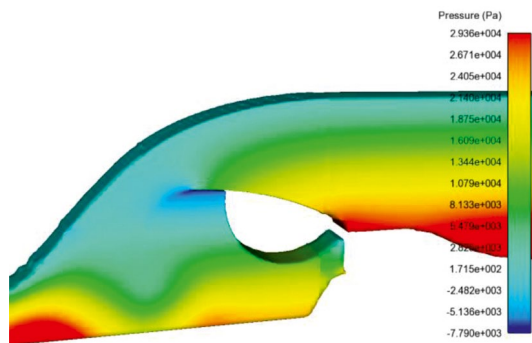
Analizę konstrukcji wykonano w programie SOFiSTiK, którego obliczenia z zakresu mechaniki budowli bazują na metodzie elementów skończonych. Model został zorientowany w przestrzeni trójwymiarowej (rys. 9) i wykonany z wykorzystaniem elementów liniowych i powierzchniowych. W modelu zastosowano dwuwęzłowe elementy belkowe typu Timoshenki, w których uwzględniony jest wpływ sił tnących na ugięcia belki, a także czterowęzłowe elementy powłokowe niezakrzywione (płyty ze stanem tarczowym) w ramach teorii Mindlina i Reissnera. Przeprowadzono obliczenia zakresu



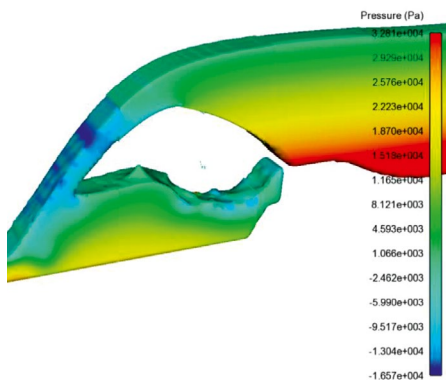
Rys. 5. Poglądowa prezentacja danych uzyskanych z rozwiązania numerycznego modelu kłapy jazu Stopnia Wodnego Ujście Nysy dla wybranego scenariusza obliczeniowego: scenariusz nr 1 – widok na ułożenie swobodnego zwierciadła wody.



Rys. 6. Poglądowa prezentacja danych uzyskanych z rozwiązania numerycznego modelu klapy jazu Stopnia Wodnego Ujście Nysy dla wybranego scenariusza obliczeniowego: scenariusz nr 1 – widok na układ strug przelewającej się wody wraz rozkładem ciśnienia.



Rys. 7. Poglądowa prezentacja danych uzyskanych z rozwiązania numerycznego modelu klapy jazu Stopnia Wodnego Ujście Nysy dla wybranego scenariusza obliczeniowego: scenariusz nr 2 – widok na układ strug przelewającej się wody wraz rozkładem ciśnienia.

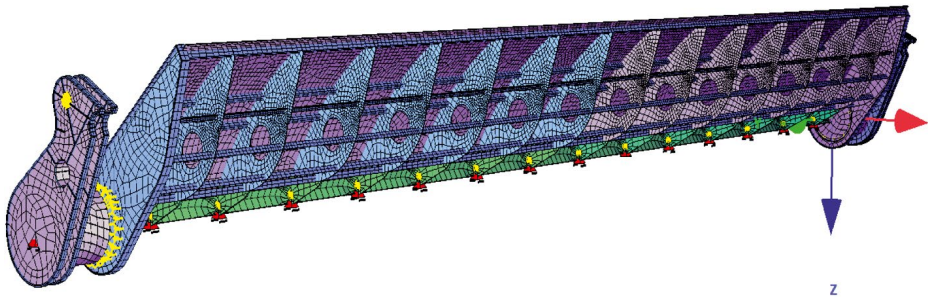


Rys. 8. Poglądowa prezentacja danych uzyskanych z rozwiązania numerycznego modelu klapy jazu Stopnia Wodnego Ujście Nysy dla wybranego scenariusza obliczeniowego: scenariusz nr 3 – widok na układ strug przelewającej się wody wraz rozkładem ciśnienia.

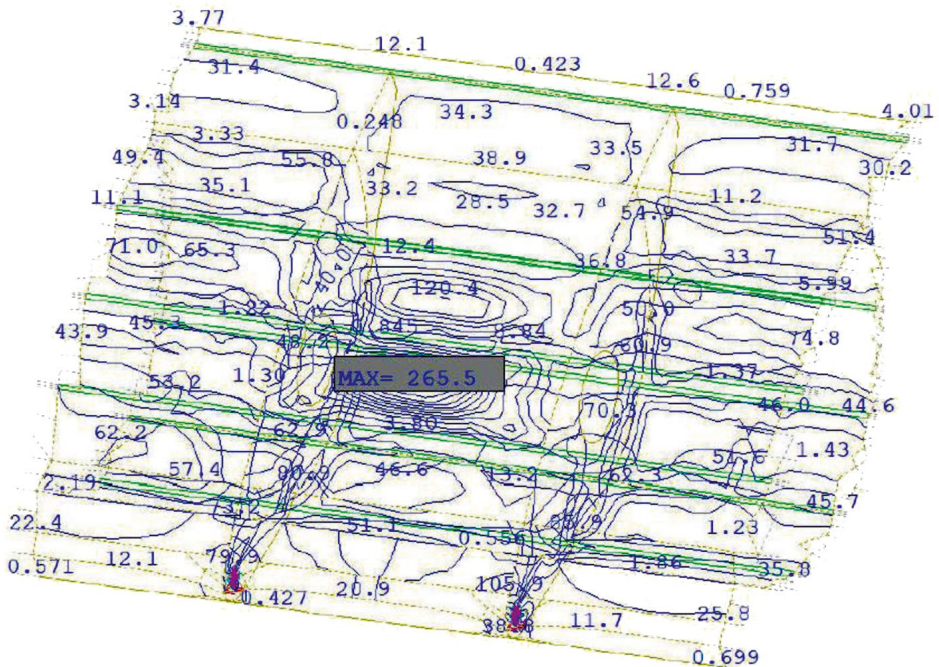
linowej sprężystości i analizy stateczności. Wyniki obciążenia, modelowanego na podstawie analizy CFD przedstawionej w rozdziale 2.3, uznano jako powierzchniowe.

2.6. Wymiarowanie elementów kłapy jazu

Za stan graniczny w wymiarowaniu elementów konstrukcyjnych przyjęto kryterium wytrzymałościowe Hubera-Misesa-Hencky'ego. Naprężenia zredukowane (rys. 10) w ramach powyższego kryterium, powiększone ze względu na zjawiska utraty stateczności w analizie wymiarowania, muszą być mniejsze niż granica plastyczności stali.



Rys. 9. Poglądowa prezentacja danych uzyskanych z rozwiązania numerycznego modelu kłapy jazu Stopnia Wodnego Ujście Nysy za pomocą oprogramowania SOFiSTIK.



Rys. 10. Poglądowa prezentacja danych uzyskanych z rozwiązania numerycznego modelu kłapy jazu Stopnia Wodnego Ujście Nysy za pomocą oprogramowania SOFiSTIK: naprężenia zredukowane z powłoki.

3. Podsumowanie

Klasyczna metoda obliczeniowa, oparta na liniach hydrodynamicznych, okazała się w przypadku obliczeń ciśnień obciążających klapę jazu zbyt czasochłonna i niedokładna ze względu na liczne uproszczenia i uśrednienia. Dodatkowo dla scenariuszy obliczeniowych nr 1 i 2 metoda siatki hydrodynamicznej nie uwzględnia występującego w obu przypadkach zjawiska podciśnienia. Wykorzystanie modelowania CFD potwierdziło skuteczność tej metody i umożliwiło weryfikację przyjętych założeń projektowanego jazu. Wyniki CFD umożliwiły również sprawną implementację modelu w programie SOFiSTiK. Warto zauważyć, że kluczem optymalizacji obliczeniowej i projektowej było powiązanie mechaniki płynów z mechaniką ciała stałego. W wyniku przeprowadzonych obliczeń zaprojektowane zostało rozwiązanie bezpieczne, a zarazem optymalne finansowo.

Literatura

- Kubrak J., 1998, *Hydraulika techniczna*, Wydawnictwo SGGW, Warszawa, 371 s.
- Rider B, 2014, *Lessons from the History of CFD (Computational Fluid Dynamics)*, dostępne online <https://wjrider.wordpress.com/2014/05/30/lessons-from-the-history-of-cfd-computational-fluid-dynamics/> (02.07.2021)
- Flaga A., Błazik-Borowa E., Podgórski J., 2004, *Aerodynamika smukłych budowli i konstrukcji pręto-wo-ciężnowych*, Wydawnictwo Politechniki Lubelskiej, Lublin, 391 s.
- Elsner J., 1987, *Turbulencja przepływów*, PWN, Warszawa.
- Boretti Z., 1968, *Konstrukcje stalowe w budownictwie wodnym*, Arkady, Warszawa.
- Zmigrodzki Z., Fanti K., Fiedler K., Zielińska Z., 1957, *Budowle piętrzące. Podstawy projektowania*, Wydawnictwo Budownictwo i Architektura, Warszawa, 312 s.

Wybrane rozwiązania ograniczające możliwość wystąpienia awarii podczas hydrotransportu odpadów poflotacyjnych w budownictwie hydrotechnicznym

Selected solutions for reducing failures during hydrotransportation of post-flotation waste in hydrotechnical construction

Iwona DUSZYŃSKA, Paweł STEFANEK

KGHM Miedź S.A.

Joanna BZÓWKA

Politechnika Śląska, Wydział Budownictwa

Streszczenie

Wydobywana w kopalniach KGHM Polska Miedź S.A ruda miedzi przekazywana jest do Zakładów Wzbogacania Rud ZWR, gdzie w procesie flotacji otrzymuje się koncentrat miedzi, który następnie przetwarza się w hutach. Pozostająca po procesie flotacji skała płonna w postaci wodnej zawiesiny jest transportowana systemem rurociągów z ZWR do Obiektu Unieszkodliwiania Odpadów Wydobywczych Żelazny Most, należącego do Zakładu Hydrotechnicznego KGHM. Oddział eksploatuje ponad 260 km rurociągów, którymi m.in. przepompowuje się ponad 80 tys. Mg na dobę odpadów poflotacyjnych. Odpady stałe pozostają na obiekcie, a woda po sklarowaniu zostaje zawrócona do ponownego wykorzystania w ZWR. W artykule przedstawiono rozwiązania techniczne, które przyczyniły się do ograniczenia awarii w układzie technologicznym KGHM Polska Miedź S.A, a także zaproponowano standaryzację zwiększonych wymagań pracy instalacji technologicznej i klasyfikacji rurociągów występujących w ostatnim ogniwie przeróbki rudy miedzi.

1. Wprowadzenie

Wydobycie rudy miedzi i jej przetworzenie na czysty metal generuje szereg problemów technicznych na każdym etapie produkcji – od wydobycia poprzez przeróbkę, które odbywają się w trzech Zakładach Wzbogacania Rud (ZWR), aż do zrzutów odpadów poflotacyjne powstających w procesie wzbogacania rudy miedzi, które są transportowane kolektorami na Obiekt Unieszkodliwiania Odpadów Wydobywczych (OUOW) Żelazny Most (rys. 1). Ponieważ wysokość zapór OUOW co roku się zwiększa, odpady tłoczone są z ZWR ciśnieniowo, a nie jak kiedyś z poszczególnych komór „RG” i „LG”. To z kolei powoduje konieczność wdrożenia rozwiązań technicznych dla sieci technologicznych o większych ciśnieniach, w celu zminimalizowania możliwości wystąpienia awarii.

Odpady poflotacyjne to materiał ziarnisty ze skruszonych skał płonnych, piasków, ilów, różnego rodzaju rud bądź innych surowców skalnych. Hydrotransport odpadów z ZWR na OUOW przebiega ciśnieniowo w rurociągach magistralnych, o średnicach nominalnych od



Rys. 1. Widok z lotu ptaka na Obiekt Unieszkodliwiania Odpadów Wydobywczych OUOW Żelazny Most (fot. archiwum KGHM).



Rys. 2. Pęknięcie szwu wzdłużnego rury stalowej (fot. archiwum własne).

800 mm do 1000 mm, na długości około 260 km, przyczyniając się do abrazji instalacji technologicznej [Czaban i in. 2007; Czaban, Pratkowiecki 2007]. W związku z powyższym w sieciach następuje zjawisko ścieralności rur, armatury technologicznej, zasuw, kompensatorów i pomp. Prawidłowe przeprowadzenie analizy i oceny tego zjawiska pozwala na ustalenie następujących zasad eksploatacji systemu:

- częstotliwości wymiany rur, armatury;
- konieczności wprowadzenia zamiennych rozwiązań technicznych, które przyczyniłyby się do ograniczenia awarii w układzie technologicznym;
- zwiększenie wymagań pracy instalacji technologicznej i klasyfikacji rurociągów występujących w ostatnim ogniwie przeróbki rudy miedzi.

2. Analiza awarii w latach 2018-2021

W trakcie przeglądu awarii instalacji hydrotransportu, które wystąpiły w ostatnich trzech latach w Oddziałach Eksploatacji Oddziału Zakładu Hydrotechnicznego, zaobserwowano następujące zależności będące głównymi ich przyczynami, tj.:

- rozerwanie rur stalowych w związku z pęknięciami spawów na szwie rury stalowej (rys. 2) bądź na połączeniach spawanych w wyniku korozji lub wadliwości wykonania rury stalowej;
- rozerwanie rur stalowych w wyniku nieprawidłowego wykonania połączeń spawanych;
- widoczne liczne skorodowane połączenia kołnierzowe;
- wady spawalnicze, m.in. przyklejenia, żużle;
- wzrosty ciśnienia w rurociągu, pęknięte spawy;
- korozję wżerową spoin;
- rozerwanie ścianki rurociągu;
- wycieki punktowe;
- liczne dziury powstałe w wyniku korozji wżerowej (miejscowej) w ścianki rurociągu stalowego;
- korozję w dolnej części rurociągów magistralnych w sieci technologicznej;
- zniszczone podpory stałe i przelotowe;
- brak podpór stałych na załamaniach instalacji technologicznej.

Analiza powyższych przypadków wymusiła konieczność zastosowania nowych rozwiązań technicznych, tj.:

- zastosowanie bardziej odpornych na ścieranie materiałów infrastruktury technicznej;
- dostosowanie istniejącego układu technologicznego do większych ciśnień w układzie w związku ze wzrostem wysokości namywania sekcji na OUOW Żelazny Most;
- wdrożenie standaryzacji rozwiązań technicznych z uwzględnieniem zwiększonych wymagań dla doboru materiału na rurociągi przesyłowe, ich sklasyfikowanie i wdrożenie odpowiedniej procedury budowy, modernizacji i remontów instalacji technologicznych.

3. Przykłady rozwiązań technicznych, które przyczyniły się do ograniczenia awarii w układzie technologicznym KGHM Polska Miedź S.A.

- Podwyższono wymagania jakościowe dla materiałów na rurociągi i armaturę technologiczną.
- Wdrożono stosowanie najwyższej klasy spoin spawanych – poziom jakości B, zgodnie z obowiązującą normą PN-EN ISO 5817:2007. Ustalono wyższe wymagania jakościowe wykonawstwa robót.
- Podwyższono standardy dotyczące wytycznych odbioru materiałów i realizacji prac.
- Zmodernizowano rozwiązania techniczne instalacji technologicznej w komorach, węzłach i na załamaniach sieci.
- Wdrożono strategię Utrzymania Ruchu UR i Eksploatacji E.

Opracowując strategię UR i E, założono optymalne użytkowanie rurociągów, instalacji, maszyn i urządzeń poprzez odpowiednie planowanie robót na podstawie badania stanu technicznego zużycia ścianek rur magistralnych, zasilających, zrzutowych, namywających,

w tym badania zużycia armatury, wrzecion, uszczeltek, korpusu. Wdrożenie i monitorowanie strategii Utrzymania Ruchu i Eksploatacji, polegającej na wykonywaniu działań wyprzedzających, pomaga w ocenie stanu technicznego rurociągów, maszyn i urządzeń. Daje to podstawę do podejmowania decyzji o ewentualnej wymianie poszczególnych zużytych części, regeneracji, regulacji lub czyszczeniu.

4. Propozycja wprowadzenia standaryzacji podwyższonych wymagań pracy instalacji technologicznej i klasyfikacji rurociągów występujących w ostatnim ogniwie przeróbki rudy miedzi

W przypadku standaryzacji zwiększenia jakości materiału proponuje się stosowanie [Łabowski 2018]:

- rur stalowych z większą zawartością składników odpornych na ścieranie, m.in. większą zawartością manganu, krzemu, fosforu, siarki, chromu, molibdenu, niklu, aluminium, miedzi, tytanu, wandu;
- rur stalowych kotłowych odpornych na ciągłą pracę w wysokich ciśnieniach i przy podwyższonej temperaturze;
- stali nierdzewnej, cechującej się wysoką odpornością na korozję, podatną na spawanie;
- rur stalowych bez szwu, wykazujących się lepszymi właściwościami wytrzymałościowymi z powodu mniejszej liczby połączeń materiału;
- rur ze szwem zgrzewanych elektrycznie lub spawanych łukiem krytym, wykonanych ze stali niestopowych i niskowęglowych, wykazujących się znaczną odpornością na duże ciśnienia i pracę w podwyższonych temperaturach;
- stosowanie wewnątrz rur stalowych wykładzin z poliuretanu, wykazujących się bardzo dużą odpornością na abrazję;
- stosowania wewnątrz rur stalowych wykładzin trudnościeralnych typu DENSIT;
- stosowania wewnątrz rur stalowych wykładzin trudnościeralnych typu PUGA®, które znacznie zmniejszają zjawisko ścieralności i korozji, wpływając na wydłużenie żywotności rurociągu technologicznego.

W przypadku standaryzacji instalacji technologicznej, dla osiągnięcia korzyści w postaci ograniczenia awarii instalacji istotna jest:

- Redukcja masy rury magistralnej i zmniejszenie średnicy kolektora, w zależności od etapu udostępnienia frontu pracy/badań.
- Zastosowanie wewnętrznych okładzin poliuretanowych w instalacjach transportujących, odznaczających się gładką powierzchnią o dobrych właściwościach ślizgowych, aby zdecydowanie zmniejszyć straty podczas przepływu przez rurociąg transportowanego medium.
- Zmiana dotychczasowego sposobu łączenia rur poprzez zastosowanie uszczelki, która jest integralną częścią wykładziny wewnętrznej; otrzymuje się lepszą szczelność połączenia.
- Zastosowanie na układach technologicznych (bezwzględnie na wszystkich załamaniach) podpór stałych narożnych.

- Dostosowanie remontu i modernizacji istniejących podpór stałych i przelotowych do zwiększonych ciśnień w układzie.
- Stosowanie w komorach i węzłach (bezwzględnie przy armaturze, m.in. zasuwach odcinających itp.) podpór przelotowych.
- Zwiększenie wymogów prac odbiorowych, tj.:
 - bezwzględne wykonywanie prac spawalniczych przez osoby z aktualnymi uprawnieniami do spawania rurociągów stalowych przesyłowych i ciśnieniowych, posiadające odpowiednie kwalifikacje i aktualną książkę spawacza;
 - przeprowadzenia i sporządzenia protokołu z badań ultradźwiękowych (UT) minimalnie na 10% danego, jednorazowo wykonywanego, odcinka prac. Szczegółowa liczba i procedura (metodyka) przeprowadzania wymaganych badań ultradźwiękowych (UT) powinna być przeprowadzona zgodnie z aktualną normą PN-EN 13480:2005.

Konieczność sporządzenia dokumentacji spawalniczej zgodnie z obowiązującymi przepisami, normami w tym zakresie, obejmuje m.in.:

- instrukcję technologiczną spawania (WPS);
- protokół uznania technologii spawania (WPQR);
- instrukcję kontroli prowadzonych prac spawalniczych (kontrola przebiegu spawania);
- protokoły badań jakości złączy spawanych;
- dziennik spawania (karta spawacza) ze stosownymi podpisami uprawnionych spawaczy realizujących każdorazowe połączenia spawane, wraz z odpowiednią ich identyfikacją, opisem na wymienianym rurociągu; pozostałe wymogi zgodnie z obowiązującymi przepisami i normami w niniejszym temacie.

5. Wnioski

Analiza przedstawiona w artykule potwierdza konieczność wdrożenia optymalizacji kosztów napraw oraz zminimalizowanie przyczyn awarii, w celu uzyskania najwyższej jakości pracy układów technologicznych KGHM Polska Miedź S.A. Istotne jest również wypracowanie jednokierunkowej standaryzacji pod względem zwiększenia klasy (poziomów) połączeń spawanych bądź zgrzewanych, a także podwyższenia wymogów odbiorowych w związku z wyższymi ciśnieniami panującymi w układzie technologicznym. Kolejnym działaniem są rozwiązania techniczne polegające na doborze i klasyfikacji gatunku stali z przeznaczeniem na produkcję rur stalowych przesyłających medium z flotacji na OUOW Żelazny Most, w tym bezwzględnie zastosowanie materiałów odpornych na chemizm odpadów poflotacyjnych w poszczególnych lokalizacjach w sieci technologicznej oraz wypracowanie standaryzacji wymagań dotyczących warunków montażu i odbioru z podziałem na remonty i inwestycje.

Zaproponowana standaryzacja zwiększonych wymagań pracy instalacji technologicznej, klasyfikacji rurociągów występujących w ostatnim ogniwie przeróbki rudy miedzi, jak rów-

niez stworzenie monitoringu urządzeń odpadowych, wodnych i instalacji technologicznej zapewni bezawaryjną ciągłość zdolności produkcyjnej KGHM Polska Miedź S.A.

Literatura

Czaban S., Lewiński J., Rubaniuk A., 2007, Składowisko odpadów z flotacji rud miedzi, [w:] Monografia KGHM Polska Miedź S.A., A. Piestrzyński (red.), Lubin, 625-664.

Czaban S., Pratkowiecki R., 2007, Eksploatacja i rozwój składowiska, [w:] Monografia 30-lecia eksploatacji składowiska Żelazny Most 1977-2007, KGHM Polska Miedź S.A., Zakład Hydrotechniczny w Rudnej, Lubin, 99-109.

Łabanowski J., 2018, Stale odporne na korozję i ich spawalność, Wydawnictwo Politechniki Gdańskiej, Gdańsk, 190 s.

PN-EN ISO 5817:2007, Spawanie. Złącza spawane ze stali, niklu, tytanu i ich stopów (z wyjątkiem spawanych wiązek). Poziomy jakości według niezgodności spawalniczych.

PN-EN 13480:2005, Rurociągi przemysłowe metalowe.

Zarządzanie zasobami wody przemysłowej na przykładzie OUOW Żelazny Most

Management of industrial water resources on the example of OUOW Żelazny Most

Szymon ZIELIŃSKI, Paweł STEFANEK

KGHM Polska Miedź S.A.

Stanisław KOSTECKI

Politechnika Wroclawska, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego

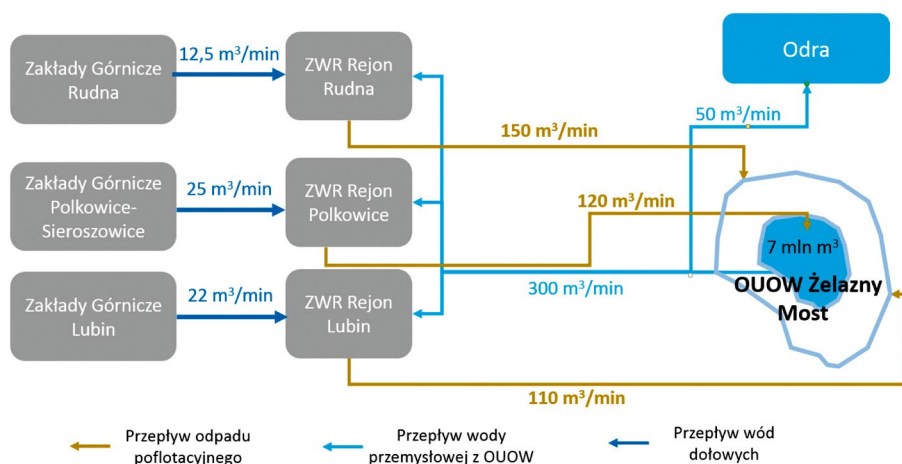
Streszczenie

Woda wykorzystywana jest w wielu procesach produkcyjnych prowadzonych przez KGHM Polska Miedź S.A. Dla zaspokojenia tych potrzeb spółka utrzymuje własne zasoby wody przemysłowej pochodzące z odwadniania kopalń. Produktem ubocznym mielenia i flotacji jest znaczna ilość mieszaniny drobnych cząstek skał z wodą, która jest pompowana na OUOW Żelazny Most i poddana grawitacyjnemu oczyszczaniu. Dzięki temu woda może być ponownie wykorzystana w przeróbce, dokąd jest pompowana siecią rurociągów. Nieprzerwany dopływ wód pochodzących z odwadniania kopalń, który zmienia się co do wydajności i składu wraz z postępem wydobywania, powoduje konieczność zagospodarowania nadmiaru wody przemysłowej. KGHM Polska Miedź S.A. bilansuje ilość wody w układzie technologicznym poprzez zrzut jej nadmiaru do rzeki Odry. W artykule przedstawiono warunki technologiczne prowadzenia zrzutu i jego powiązanie z hydrologią rzeki. Wyjaśniono wpływ długotrwałych niskich przepływów Odry na skład wody w OUOW i możliwości jej późniejszego zagospodarowania. Przedstawiono również działania KGHM Polska Miedź S.A. związane ze zmniejszeniem oddziaływania instalacji zrzutowej na środowisko, przy jednoczesnym ograniczeniu konieczności retencjonowania wody na OUOW Żelazny Most.

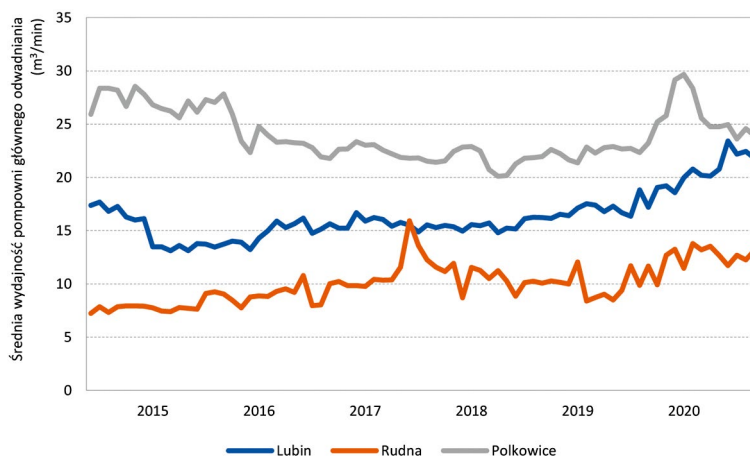
1. Wprowadzenie

KGHM Polska Miedź S.A. (KGHM) zajmuje się produkcją miedzi, srebra i złota we wszystkich jej etapach – od wydobywania rudy i jej wzbogacania aż po hutnictwo i walcowanie gotowych półproduktów. Działalność ta wymaga wykorzystania bardzo dużych ilości wody, która stanowi jedno z najcenniejszych zasobów przyrodniczych KGHM, krążąc wielokrotnie we wspólnym układzie między kopalniami, Zakładami Wzbogacania Rud (ZWR) i Obiektem Unieszkodliwiania Odpadów Wydobywczych (OUOW) Żelazny Most. Układ ten jest oddzielony od znaczących dopływów wód powierzchniowych i jego głównym źródłem jest woda wpływająca do wyrobisk górniczych, która musi być odpompowywana, aby nie dopuścić do zalania kopalń. Cały strumień wód dołowych wykorzystywany jest następnie w ZWR poprzez mieszanie ze zmieloną rudą, z której wyodrębnia się związki miedzi. Ruda pozbawiona metali użytecznych nazywana jest odpadem poflotacyjnym, który wraz z wodą pompowany jest na OUOW Żelazny Most, gdzie zachodzi proces grawitacyjnego oczyszczania wody z cząstek stałych. Zapotrzebowanie ZWR

pięciokrotnie przekracza wydajność pompowni głównego odwadniania kopalń, dlatego konieczne jest jej uzupełnienie wodą z OUOW. Wykorzystywane są do tego wieże lewarowe z ciągami napływowymi. Ze względu na stały dopływ wód dołowych, zachodzi konieczność wyrównania bilansu, poprzez zagospodarowanie nadmiaru wody. Wykorzystywana jest do tego druga co do wielkości rzeka w Polsce, czyli Odra, do której wprowadzana jest nadwyżka wody z układu. Zrzut jest możliwy tylko w przypadku odpowiednio wysokich przepływów rzeki. System wody przemysłowej (rys. 1) łączy Zakłady Górnicze (ZG), ZWR-y, Zakład Hydrotechniczny (ZH), który odpowiada za eksploatację OUOW, i sieć rurociągów powierzchniowych. Zarządzanie zasobami wody przemysłowej w KGHM realizowane jest na styku wielu branż inżynierskich i uwzględnia m.in. zagadnienia hydrogeologiczne, produkcyjne i środowiskowe.



Rys. 1. Schemat przepływu wody przemysłowej w KGHM Polska Miedź S.A.



Rys. 2. Wykres średniej wydajności pompowni głównego odwadniania [KGHM 2020a].

2. Dopływ wód dołowych i opadowych

KGHM eksploatuje pokład miedzi na głębokości od 450 do 1350 m. Najpłycej położone części złoża charakteryzują się wysokim dopływem wody o niskiej mineralizacji, co wynika z budowy geologicznej – występowaniem pstrego piaskowca oraz strefy uskoków środkowej Odry [Paczyński, Sadurski 2007]. Wraz ze wzrostem głębokości zalegania pokładu rudy, ilość dopływającej do wyrobisk wody spada, ale rośnie jej zasolenie. Jest to związane z wymywaniem warstwy soli kamiennej występującej na głębokości od 627 m do 1220 m. Pokład halitu zalega średnio 80 m nad złożem miedzi [Soroko i in. 2015]. Najbardziej zasolone wody dołowe (ok. 150 kg/m^3) pochodzą z kopalni Rudna. KGHM podejmuje szereg działań w celu ograniczenia ich dopływu do wyrobisk, w tym m.in. odwierty iniekcyjne z powierzchni [KGHM 2020b]. Pomimo tych przedsięwzięć, ze względu na rozszerzanie działalności oddziałów wydobywczych, sumaryczna ilość wypompowanych wód dołowych wzrasta, co zostało przedstawione na rysunku 2. Obliczenia wskazują na ok. 20% wzrost objętości pompowanych wód w latach 2015-2020 [KGHM 2020a]. Wyrobiska górnicze wszystkich kopalń są ze sobą połączone, co ułatwia racjonalne wykorzystanie wydajności pompowni głównego odwadniania poprzez solidarny podział wód dołowych, czego przykładem jest nowo budowana pompownia przy szybie SW4 kopalni Polkowice-Sieroszowice, która będzie obsługiwać również część kopalni Rudna. Obecnie cały strumień wód dołowych trafia do wykorzystania w Zakładach Wzbogacania Rud. Po uruchomieniu nowej pompowni wody dołowe będą mogły być przesyłane również bezpośrednio do OUOW lub do Odry.

Drugim pod względem wielkości źródłem wody w/w układzie są opady atmosferyczne zasilające ciekły wodny wokół OUOW Żelazny Most. W celu ograniczenia mieszania się wody przemysłowej z wodami powierzchniowymi, wybudowana została zapora powyżej południowej podstawy OUOW, dzięki czemu możliwy stał się przerzut słodkiej wody do rzeki Rudna i zmniejszyła się tym samym zlewnia zbiornika. Pomimo stosunkowo niewielkich rozmiarów zlewni, intensywne opady atmosferyczne mogą okresowo istotnie zwiększać objętość wody w OUOW. Proces ten jest jednak w znacznej mierze równoważony poprzez parowanie z plaż zbiornika i samego akwenu. Wraz z rozbudową OUOW o Kwaterę Południową (KP), która powiększy zbiornik Żelazny Most z obecnie zajmowanych 1600 ha do 2200 ha, zwiększa się obszar zlewni obiektu. Wody opadowe z najbliższego otoczenia OUOW i KP wpływają do rowu opaskowego, którym spływają do niżej położonych zbiorników przy pompowniach Kalinówka i Tarnówek. Jednym z głównych działań tych urządzeń jest pompowanie wód z rowu do ZWR. Ilość wody wpływającej do zbiorników jest na bieżąco kontrolowana przez przepływomierze, a wielkość opadu jest monitorowana przez trzy stacje meteorologiczne zlokalizowane w rejonie OUOW.

3. Hydrotransport

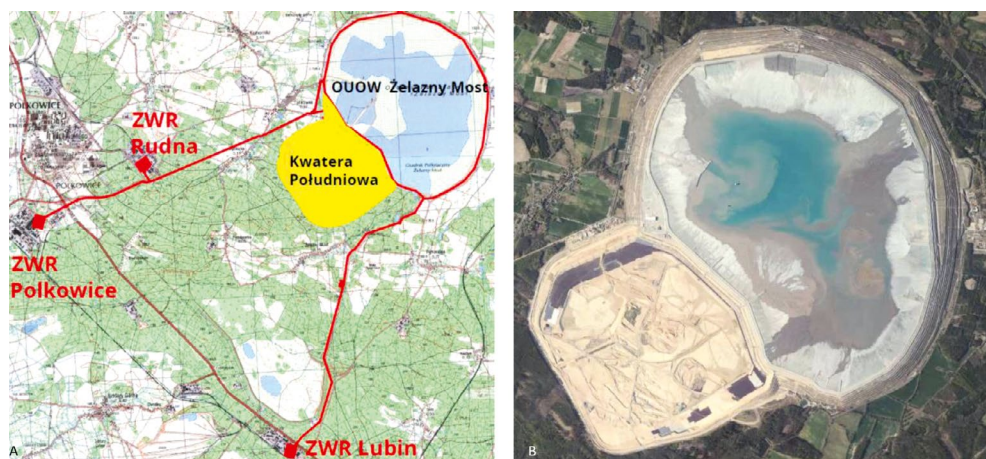
Proces wzbogacania rudy, której naturalna zawartość miedzi wynosi poniżej 2%, kończy się przygotowaniem koncentratu składającego się z 18 do 24% tego cennego metalu. Koncentrat, stanowiący mniej niż 10% masy rudy wydobytej na powierzchnię, jest transportowany koleją do hut po wcześniejszym odwodnieniu. Pozostałą, przeważającą częścią urobku jest

odpad poflotacyjny o masie około 29 mln Mg (masy suchej) rocznie. Jego odwodnienie i tradycyjny transport do zbiornika Żelazny Most (na odległość od 7 do 15 km) wiązałby się ze znacznymi kosztami, stąd od lat stosowaną przez KHW M metodą jest hydrotransport, polegający na pompowaniu mieszaniny wody i zmielonej skały siecią rurociągów (rys. 3a). Niska średnia koncentracja objętościowa, wynosząca 0,08, powoduje że strumień odpadów nie jest jednorodny i przy dnie rurociągu charakteryzuje się większą gęstość. Dodatkowo odpady poflotacyjne z poszczególnych rejonów (Polkowice, Rudna i Lubin) Zakładów Wzbogacania Rud (ZWR) różnią się uziarnieniem, więc potencjał do osiadania na dnie rury (sedymentacji) nie jest taki sam. Średnice rurociągów przesyłających odpady z ZWR do OUOW zostały dobrane na podstawie badań w skali rzeczywistej, tak aby zapewnić prędkość wyższą od granicznej i przepływ całym przekrojem rury. Obniżenie prędkości poniżej prędkości granicznej (tab. 1) powoduje powstanie warstwy osadu, a w konsekwencji niekorzystny kształt przekroju rury i zwiększone ścieranie ścian rurociągu.

Tabela 1. Prędkości graniczne dla strumieni odpadów z Rejonów ZWR [UP Wrocław 2012, 2013].

Rejon ZWR	Wydajność (m ³ /min)	Prędkość graniczna (m/s)
Polkowice	120	1,85
Rudna	150	2,17
Lubin	110	2,59

Rurociągi stalowe, które są szczególnie podatne na ścieranie (tracą około 2 mm materiału rocznie), bada się za pomocą urządzeń ultrasonograficznych w celu określenia rzeczywistej grubości stali. W zależności od obszaru wzmożonego ścierania, możliwe jest obrócenie rurociągu dwu lub nawet trzy razy. Rury, których grubość spadnie do około 10 mm (z pierwotnych 16 mm), są demontowane z rurociągów magistralnych i ponownie wbudowywane w miejscach mniej obciążonych, np. jako rurociągi namywające. KGHM Polska Miedź S.A.



Rys. 3. Mapa sieci hydrotransportu (a); zdjęcie satelitarne OUOW Żelazny Most (b) [źródło: geoportal].

sukcesywnie wymienia zużywające się rurociągi na wykonane z materiałów bardziej odpornych na abrazję. Obecnie wykonano około 60 km sieci hydrotransportu KGHM z PEHD oraz rur stalowych z różnego rodzaju wykładzinami trudnościeralnymi ze średnicami zoptymalizowanymi na podstawie badań. Kontrole warunków przepływu pozwalają zwiększyć efektywność energetyczną transportu przy jednoczesnym zmniejszeniu zużycia rurociągów.

4. Segregacja i sedymentacja

Odpady poflotacyjne z ZWR pompowane są na koronę OUOW Żelazny Most, do rurociągów namywających z otworami/wylotami skierowanymi w stronę plaż i rozstawionymi co ok. 10 m. Hydromieszanina po opuszczeniu sieci zmniejsza swoją prędkość, rozlewając się na plażę w kształt klina, w wyniku czego większe cząstki opadają w najbliższej odległości od rurociągu namywającego. Wraz z oddalaniem się od zapory, wzrasta zawartość frakcji pylastych, jednak ze względu na korzystne uziarnienie materiał zgromadzony do ok. 150 m od korony jest wykorzystywany do formowań kolejnych, wyższych o 2,5 m, zapór OUOW. Wypełnienie sekcji zajmuje łącznie od 8 do 12 tygodni namywu prowadzonego w systemie deponowanie/wysychanie sekcji. Długość plaż OUOW (rys. 3b) zmienia się od ok. 250 m na zaporze wschodniej i w rejonie południowo-zachodnim do nawet 1000 m na północy. Pomimo znacznej odległości między wylotem a akwenem, najdrobniejsze frakcje odpadu nie osiadają na plażach, lecz wraz z wodą spływają do akwenu.

Doświadczenia prowadzone w laboratorium i poletkach na OUOW wskazują, że w warunkach statycznych, po zatrzymaniu dopływu hydromieszaniny do zbiornika, na powierzchni (w wyniku sedymentacji) po kilku minutach pojawia się czysta woda (rys. 4a). Dalsza konsolidacja odpadu jest długotrwałym procesem, a jej tempo zwiększa odbiór czystej wody z nad odpadu.



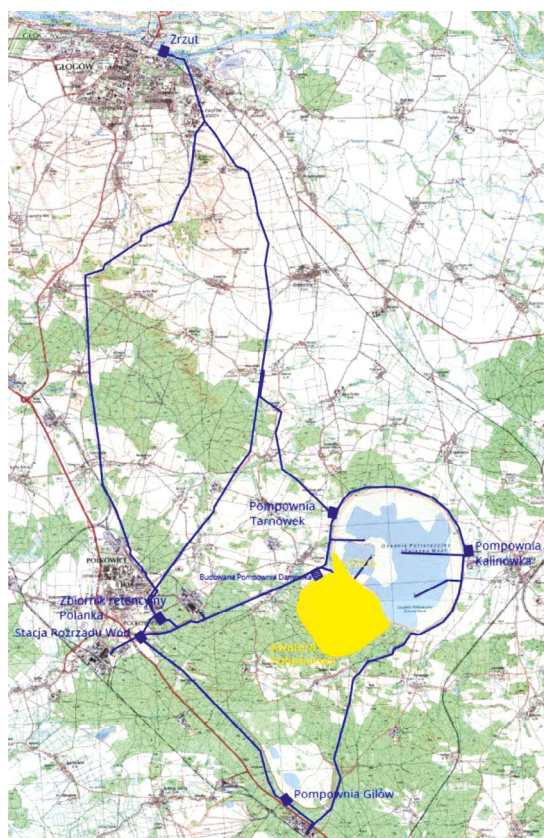
Rys. 4. Czysta woda kilka minut po zaprzestaniu wypełniania poletka próbnego (a); sekcja namywana (kolor żółty) z zaznaczeniem umownej granicy plaża/akwen (kolor czerwony) i widoczną strefą oddziaływania namywu (b)

[opracowanie własne na podstawie Google Maps].

W OUOW sedimentacja jest zaburzana przez szereg czynników, m.in.: namyw, który wzburza drobne frakcje doprowadzając do podniesienia cząstek z dna. Obszar oddziaływania namywu (rys. 4b) może wynosić do 1 km². Czynnikiem znacznie zwiększającym unoszenie drobnych cząstek z dna akwenu jest falowaniem wody wywołane wiatrem. Przy niekorzystnych warunkach atmosferycznych konieczna jest zmiana lokalizacji namywu, co ma zapewnić odpowiednią czystość wody ujmowanej przez wieże. Proces namywania stale podnosi poziom dna, co prowadzi do zmniejszenia głębokości wody w pobliżu wież i w efekcie utrudnia pobór wody o odpowiednich parametrach. W celu zmniejszenia zanoszenia osadem lewarów, sekcje najbliższej ujęć wież są z reguły namywane odpadem o najgrubszym uziarnieniu, pochodzącym z ZWR rejonu Rudna, w krótszych cyklach, co przyczynia się do jego sedimentacji w wyższych partiach plaż.

5. Dostawy wody do ZWR i zrzut do Odry

W akwenu OUOW znajdują się cztery wieże W3, W6, W10 i W11, za pomocą których pobiera się wodę technologiczną. Wybudowano je na gruncie naturalnym, z ciągami odpływowymi o konstrukcji żelbetowej wyprowadzonymi poza OUOW. Każda wieża wyposażona jest w...



Rys. 5. Mapa z schematycznym zaznaczeniem sieci wodnej.

żona jest w dwa lewary, które wprowadzają wodę do trzonów (wnętrza wież w przypadku W3 i W6) lub do rur szybowych (W10 i W11). Wraz z wypełnianiem zbiornika osadami i wzrostem poziomu wody, ujęcia wieżach są sukcesywnie, przeważnie dwa razy w ciągu roku, podwyższane; same wieże również są raz na kilka lat nadbudowywane. Woda pobrana z akwenu spływa grawitacyjnie rurociągami do pompowni Kalinówka i Tarnówek (rys. 5). Ciśnienie napływu do pompowni wynosi od 5 do 8 bar i zależy od różnicy wysokości pomiędzy akwem OUOW a poziomem kolektorów ssących. Woda jest tłoczona głównie za pomocą pomp wirowych z silnikami elektrycznymi o mocy od 500 do 1400 kW. Główna oś rurociągów z pompowni Tarnówek do ZWR Rejon Polkowice ma długość 10 km, a cała sieć wodna liczy ponad 100 km i ma średnicę od 700 do 1400 mm. Rocznie ZWR otrzymują 150 mln m³ wody zwrotnej z OUOW Żelazny Most, co sprawia, że przy średniej objętości akwenu wynoszącej ok. 7 mln m³ wymiana wody następuje ponad dwudziestokrotnie.

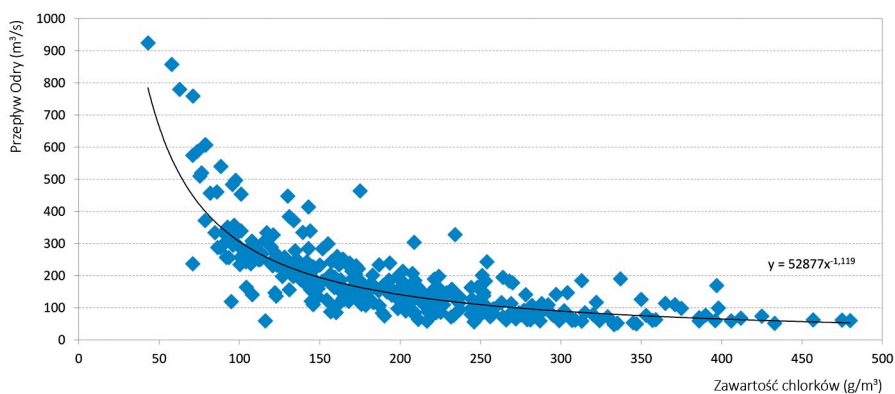
W pierwszych latach działalności zagłębia miedziowego dopływy z kopalń nie równoważyły ubytków i konieczny był pobór wody z Odry. W tym celu wybudowano ujęcie i pompownię w Głogowie oraz trasy rurociągów do ZWR. Wraz z rozszerzaniem obszaru prowadzenia eksploatacji górniczej i naturalnym zwiększeniem wydajności pompowni głównego odwadniania kopalń, malała potrzeba uzupełniania braków. Obecnie dopływy do sieci przewyższają ubytki i w ciągu roku do Odry zrzuca się ok. 25 mln m³ nadmiaru wody. Wykorzystywane są do tego rurociągi pierwotnie dostarczające wodę z Odry. W roku 2021 oddano do użytku nową instalację zrzutu, wybudowaną w dnie rzeki w poprzek jej strumienia, stanowiącą rurociąg z dyszami rozprowadzającymi gwarantującymi równomierne rozłożenie wydatku wody przemysłowej na całej szerokości Odry.

Woda przemysłowa nie zawiera substancji niebezpiecznych w wielkości zagrażającej środowisku, mimo to prowadzone są badania jakościowe jej oraz wody w Odrze. Zrzut wody prowadzony jest na podstawie pozwolenia wodnoprawnego, w którym zawarto wartości graniczne parametrów jakościowych. Zgodnie z tym dokumentem wody wprowadzane do rzeki muszą spełniać wymagania m.in. co do ilości zawiesiny i zasolenia. Jeżeli w akwenu dochodzi do zmacenia, woda kierowana na zrzut jest oczyszczana z cząstek stałych w mechanicznej oczyszczalni wody przemysłowej. Następnie pompuje się ją za pomocą wydzielonych układów pomp oraz rurociągów, aby nie uległa zmieszaniu z wodą kierowaną do ZWR.

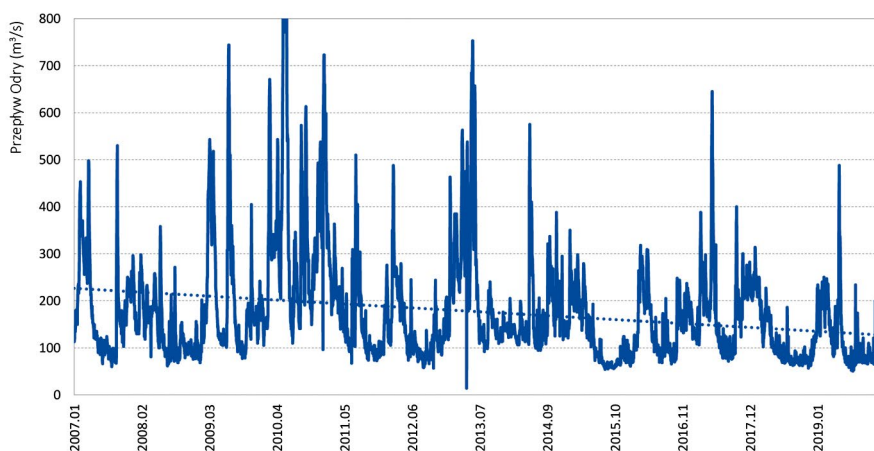
Naturalne stężenie soli w Odrze jest silnie zależne od przepływu rzeki i zmienia się w zakresie od 50 do 600 g/m³ (rys. 6). W celu ochrony środowiska wodnego rzeki, na KGHM nałożono obowiązek ograniczania wydajności zrzutu w sytuacji, gdy mogłoby dojść do przekroczenia progu zasolenia w wysokości 1000 g/m³ [Błaszczyk 2020]. Służby eksploatacyjne na podstawie przepływów Odry i codziennych badań jakości wody przemysłowej odczytują maksymalną dostępną wydajność instalacji zrzutowej. Jej regulacja odbywa się poprzez pompowanie jednym lub dwoma rurociągami przesyłowymi DN700 i/lub DN800

oraz dodatkowo przez otwieranie bądź zamykanie zaworu regulacyjnego tłokowego zainstalowanego w Głogowie. Badania jakości Odry poniżej zrzutu, wykonywane przez akredytowane laboratorium badawcze, wykazują dla przepływów średnich i wysokich niższe stężenia chlorków i siarczanów niż wymagane pozwoleniem.

Wyzwaniem dla zarządzającego zasobami wodnymi KGHM są okresy utrzymujących się niskich przepływów, przy których naturalne stężenia chlorków w Odrze są kilkukrotnie wyższe niż średnie roczne. Zdolność rzeki do przyjęcia wód dołowych jest wtedy bardzo ograniczona i znaczna część strumienia jest retencjonowana w OUOW. Problem ilościowy jest częściowo równoważony przez parowanie, jednak konsekwencją tego jest zwiększanie zasolenia wody technologicznej. Zwiększenie zasolenia wody technologicznej jest niekorzystne ponieważ z uwagi na ograniczenie wielkości zrzuconego ładunku soli do Odry, zachodzi



Rys. 6. Naturalna zawartość chlorków w Odrze przed zrzutem na podstawie badań CBJ z lat 2009-2018.



Rys. 7. Przepływy Odry w Głogowie z lat 2009-2019.

konieczność mniejszych objętości zrzutu do Odry, co prowadzi do dalszego wzrostu zasolenia wody w zbiorniku OUOW. Ponadto większa mineralizacja powoduje szybszą korozję elementów betonowych i stalowych.

6. Warunki eksploatacyjne OUOW

Jednym z najważniejszych warunków bezpiecznej eksploatacji OUOW jest utrzymywanie odpowiedniej odległości (minimum 200 m) pomiędzy koroną zapory a wodą [Hydroprojekt 2016]. Tymczasem długość plaży zmniejsza się wraz z podnoszeniem się poziomu wody w OUOW – ten wzrost to ok. 1,5-2 m rocznie. Dlatego prowadzi się namywanie, które pozwala na podniesienie plaży i dna w rejonie namywu i przesunięcie wody na niżej położone strefy. Prowadzony z pełną wydajnością zrzut wody ze zbiornika do Odry umożliwia co najwyżej utrzymanie rzędnej lustra wody na stałym poziomie. W tym czasie dno zbiornika systematycznie nadbudowuje się i spada objętość akwenu (średnia w ostatnich latach wynosiła od 6 do 9 mln m³). Zmagazynowanie powyżej 12 mln m³ wody powoduje trudności z zachowaniem wymaganych długości plaż, z kolei spadek objętości poniżej 6 mln m³ prowadzi do znaczącego pogorszenia się jakości wody. Objętość użytkowa zbiornika wynosi od 3 do 5 mln m³ i jest wykorzystywana do optymalizacji procesów nadbudowy sekcji i prac na wieżach.

7. Zarządzanie zasobami wody przemysłowej

Za prowadzenie gospodarki wodnej od ZWR do zrzutu w Odrze odpowiedzialny jest zarządca OUOW Żelazny Most. Podejmuje on decyzje o namywie na poszczególne sekcje, formowaniach, pracach na wieżach, remontach instalacji i wielkości zrzutu, opierając się na danych batymetrycznych, zapotrzebowaniu ZWR i prognozowanych stanach Odry. Wraz z włączeniem do ruchu pompowni głównego odwaniania przy szybie SW4 kopalni Polkowice-Sierszowice, zarządzający zasobami wody przemysłowej uzyska możliwość sterowania nie tylko ilością zrucanej wody, ale również jej składem. Pozwoli to na dowolne mieszanie wody z OUOW z wodami dołowymi o większym lub mniejszym zasoleniu. Możliwe będzie też wsparcie procesów decyzyjnych programami komputerowymi opartymi na optymalizacji.

8. Podsumowanie

Zarządzenie zasobami wody przemysłowej w KGHM Polska Miedź S.A. wymaga wykorzystania wiedzy z wielu dziedzin nauki – m.in. hydrogeologii, górnictwa, przeróbki kopalni, budownictwa wodnego i hydrologii. Bezpośrednio wpływa na bezpieczeństwo Zakładów Górniczych i OUOW Żelazny Most, który jest jedynym miejscem pozwalającym na retencję wód. Akwen Żelaznego Mostu, działający jak osadnik, umożliwia wielokrotne wykorzystanie wody w procesach produkcyjnych KGHM przed jej zrzutem do Odry, co jest możliwe tylko przy odpowiednim przepływie i chłonności rzeki. Pomimo niekorzystnych zmian składu wody i zmniejszania się przepływów Odry, prowadzone są działania mające na celu

ograniczenie wpływu KGHM na środowisko i poprawę bezpieczeństwa OUOW. Rozwój sieci wodnej, poprzez budowę pompowni przy szybie SW4 wraz z rurociągami, umożliwi sterowanie jakością zrzucanej wody w celu lepszego dopasowania się do chłonności rzeki. Wymagać to jednak będzie wdrożenia algorytmów wspomaganego zarządzania zasobami wody przemysłowej ze względu na wieloaspektowość zagadnienia. Równoważone muszą być w nim aspekty środowiskowe, bezpieczeństwo OUOW i Zakładów Górniczych oraz potrzeba utrzymania nieprzerwanej produkcji ZWR.

Literatura

Błaszczyk R., 2020, Decyzja nr WR.RUZ.421.143.2019.ER, Regionalny Zarząd Gospodarki Wodnej we Wrocławiu Państwowego Gospodarstwa Wodnego, Wrocław.

Hydroprojekt, 2016, Instrukcja Eksploatacji OUOW Żelazny Most do rz. 195,00 m n.p.m. Część I, DHV Hydroprojekt, Warszawa.

KGHM, 2020a, Analiza możliwości zmniejszenia ładunku soli zrzucanego do Odry wraz z wodami kopalnianymi, KGHM CUPRUM Centrum Badawczo Rozwojowe, Wrocław (niepublikowane).

KGHM, 2020b, Informacja nt. sytuacji i bieżących działań w związku ze zwiększonym dopływem wody w rejonie GG-6, dostępne online: <https://media.kghm.com/pl/informacje-prasowe/informacja-nt-sytuacji-i-biezacych-dzialan-w-zwiazku-ze-zwiekszonym-doplywem-wody-w-rejonie-gg-6> (12.07.2021).

Paczyński B., Sadurski A., 2007, Hydrogeologia regionalna Polski. Tom II, Państwowy Instytut Geologiczny, Warszawa, 201 s.

Soroko K., Danis M., Gola S., Turkiewicz W., 2015, Propozycja wykorzystania wyrobisk złoża soli w zakresie wentylacji oraz prewencji aerologicznych zagrożeń naturalnych na poziomie złoża rud miedzi w obszarze „GGP”, CUPRUM – Czasopismo Naukowo-Techniczne Górnictwa Rud, 3 (76), 115-129.

UP Wrocław, 2012, Półtechniczne badania hydrotransportu odpadów z ZWR rejon Lubin w rurociągu z PEHD. Instytut Inżynierii Środowiska Uniwersytetu Przyrodniczego we Wrocławiu.

UP Wrocław, 2013, Badania hydrotransportu na rurociągach szlamowych z ZWR Rejon Polkowice i Rejon Rudna wykonanych w technologii PEHD. Instytut Inżynierii Środowiska Uniwersytetu Przyrodniczego we Wrocławiu.

Nieliniowa analiza numeryczna urządzeń naprowadzających jednostki pływające

Nonlinear numerical analysis of watercraft guidance devices

Jakub CZAJKOWSKI

Politechnika Wrocławska, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego

Paweł DORADA, Dawid KĘDZIA, Janusz FILIPCZYK, Bartłomiej PIETRUSZEWSKI

PBW Inżynieria Sp. z o.o.

Streszczenie

Dalby to samodzielne, sprężyste konstrukcje morskie i śródlądowe, których dolna część jest pograżona w gruncie, środkowa znajduje się w wodzie, a górna wystaje ponad powierzchnię wody. Stosuje się je m.in. do zabezpieczenia takich obiektów jak most czy jaz przed niepożądanym uderzeniem jednostki pływającej, a także jako urządzenia cumownicze i naprowadzające. Dalby naprowadzające, zwane kierownicami, łączy się w taki sposób, że przypominają wyglądem i funkcją drogowe bariery ochronne. Muszą być one odpowiednio wytrzymałe, żeby przenieść uderzenie o określonej energii kinetycznej, ale także elastyczne, by nie spowodować uszkodzenia jednostki pływającej. W artykule przedstawiono propozycję nieliniowej analizy numerycznej, wykorzystującej metody elementów skończonych i zastosowanie wzoru na siłę uderzenia jednostki o konstrukcję dalb. Prezentowane zagadnienie jest o tyle ciekawe, że aby dobrze zaprojektować konstrukcję, która ma dysypować/pochłaniać energię kinetyczną, konieczne jest znalezienie równowagi między wytrzymałością a podatnością konstrukcji.

1. Wprowadzenie

Dalba to pali lub zespół powiązanych ze sobą pali wbitych w grunt i wystających ponad powierzchnię wody. Projektuje się je podobnie do zwykłych pali, jednak charakter obciążenia tych konstrukcji jest inny niż w tradycyjnym budownictwie ze względu na ich funkcje. Na rysunku 1 przedstawiono przykład dalby cumowniczej, której zadaniem jest utrzymanie jednostki pływającej w odpowiednim miejscu. Wyróżniamy również dalby odbojowe i kierownice (zespół pojedynczych dalb, przeważnie o konstrukcji stalowej lub drewnianej spiętej poprzecznie belkami), przyjmujące uderzenie jednostki pływającej, które mogą być wyposażone w specjalne odbojniki i pochłaniacze energii. System dalb i urządzeń odbojowych musi ochronić kadłub statku oraz budowlę hydrotechniczną przed bezpośrednim i wzajemnym kontaktem w czasie naprowadzania, dobijania, postoju i odchodzenia jednostki pływającej. Stosuje się je powszechnie do zabezpieczenia takich konstrukcji jak mosty, śluzy czy wybrzeża. Zestawy dalb, wykorzystywane do naprowadzania statków w ruchu wodnym, pełnią podobną rolę jak bariery drogowe (rys. 2), które przy nadmiernej prędkości pojazdów drogowych ulegają odkształceniom w sposób kontrolowany, tak aby absorbować energię uderzenia i minimalizować negatywne (przede wszystkim dla kierowcy i pasażerów) skutki kolizji.

Dalby najczęściej projektuje się jako stosunkowo wiotkie, ale wytrzymałe, dzięki czemu siła działająca na poszycie statku przy zderzeniu z dalbą jest mniejsza (energia jest absorbowana na większej drodze). Dzięki temu statek nie ulega zniszczeniu, a dalbę, która doznała ewentualnych trwałych odkształceń, można z czasem wymienić. Z tego względu do budowy tych urządzeń stosuje się przeważnie materiały o dużym stosunku wytrzymałości do sztywności (stal, drewno). Wybór rozwiązania zależy od wielu czynników, takich jak przewidywane obciążenie, geologia, sztywność i niezawodność konstrukcji. Dalby mogą być projektowane jako pojedyncze słupy, układy słupów lub kozły (rys. 3). Z kolei kierownice wykonuje

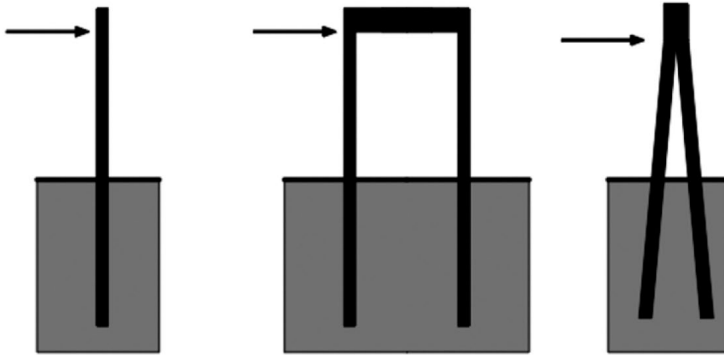


Rys. 1. Dalby cumownicze.

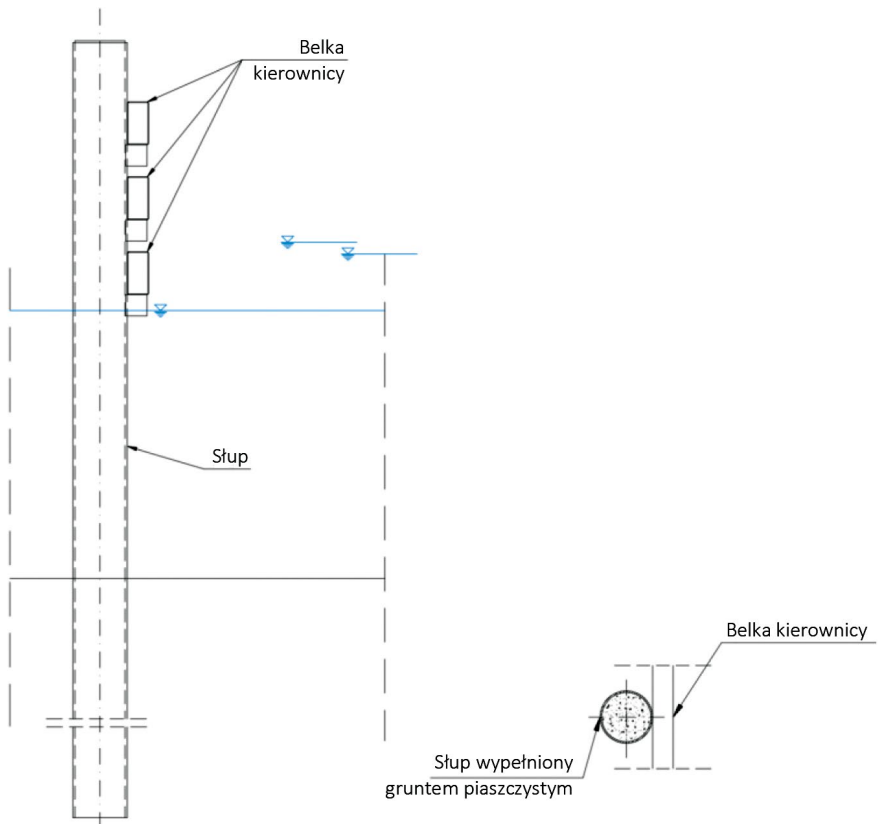


Rys. 2. Dalby naprowadzające.

się z pojedynczych dalb spiętych poprzecznie rzędami prowadnic (belki poprzeczne), które zapewniają rozkład poprzeczny obciążenia i umożliwiają 'ślizganie' się jednostek pływających. Przykładowy rysunek konstrukcyjny dalby przedstawiono na rysunku 4.



Rys. 3. Schematy dalb.



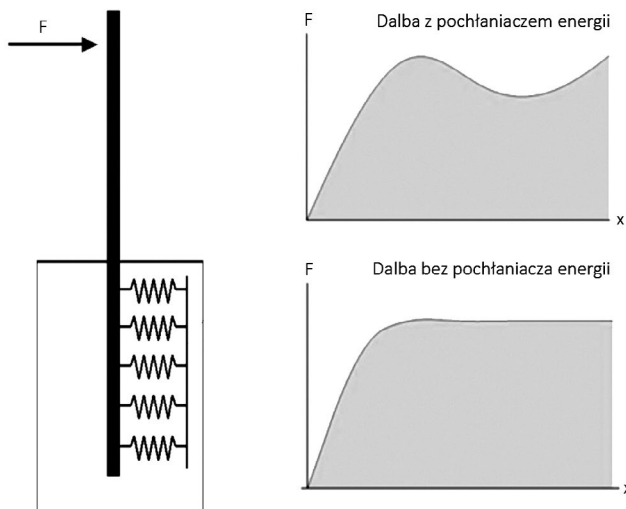
Rys. 4. Schematy kierownicy odpowiednio przekrój w poprzek prowadnic i dalby.

2. Obliczenia

Obliczenia projektowe konstrukcji dalb/kierownic są skomplikowane głównie ze względu na dynamiczny charakter obciążenia. Już na początku nie jest znana (explicitie) wartość siły obciążającej konstrukcję i w konsekwencji poziom ugięcia dalby, ponieważ jest to zależne od interakcji jednostki pływającej (obciążenia) z kierownicą (konstrukcja). Niewiadome te mają wpływ na wielkość energii absorpcji. Ponadto wartość obciążenia konstrukcji w funkcji przemieszczenia, na kierunku i w punkcie przyłożenia obciążenia, jest nieliniowa, co wynika z nieliniowości fizycznej (materiałowa), strukturalnej (nieliniowy kontakt, który tak naprawdę jest nieliniowością materiałową) i geometrycznej (która przy niewielkich deformacjach może zostać pominięta).

Projektując kierownice, należy zwrócić uwagę na odpowiednią podatność konstrukcji w celu zmniejszenia oddziaływania między jednostką pływającą a prowadnicami i w konsekwencji słupami. Kierownice powinny też być odpowiednio wytrzymałe, żeby bezpiecznie przenieść obciążenia. Przy danym materiale i schemacie statycznym nośność konstrukcji jest skorelowana z jej sztywnością – zwiększenie wytrzymałości powoduje zatem wzrost sztywności, co prowadzi do zwiększenia oddziaływań (uderzenie w sztywniejszy element wpłynie bardziej destrukcyjnie). Rolą projektanta jest znalezienie „złotego środka” i zaproponowanie konstrukcji z jednej strony odpowiednio podatnej na uderzenia, a z drugiej wystarczająco wytrzymałej. Analiza numeryczna dalb jest subtelna, ponieważ zwiększanie parametrów takich jak średnica rury nie prowadzi jednoznacznie do wzrostu bezpieczeństwa konstrukcji i jednostki pływającej.

Sztywność dalby (w ogólnym przypadku nieliniowa) zależy od sposobu jej posadowienia i środowiska, w którym jest zainstalowana (np. gruntu lub w korpusie konstrukcji



Rys. 5. Schemat statyczny pojedynczej dalby (z lewej) i typowy wykres zależności F-x (po prawej).

hydraulicznej), jak również od zastosowanego pochłaniacza energii (wyposażenie dalby, kierownicy) i współpracy z pozostałymi dalbami (np. w kierownicach ze względu na belki poprzeczne). Na rysunku 5 przedstawiono zależność pomiędzy poziomą reakcją (F) działającą na statek i dalbę przy zderzeniu a ugięciem dalby (x). Większa sztywność konstrukcji powoduje mniejsze ugięcia (przy tej samej prędkości, masie statku i kącie natarcia), ale odpowiednio większą siłę reakcji. Zagadnienie nieliniowe nie ma rozwiązania w postaci jawnej. Istotą projektu jest znalezienie takich parametrów, aby siła kontrakcji przy kontakcie z dalbą lub kierownicą działająca na poszycie statku nie spowodowała jego uszkodzenia, a także zapewnienie odpowiedniej nośności konstrukcji dalby lub kierownicy oraz ograniczenie nadmiernego ugięcia tych konstrukcji (np. w przypadku, gdy chroniony obiekt znajduje się niedaleko kierownicy). Wymaga to jednak zastosowania procesu iteracyjnego (modyfikacja parametrów takich jak rozstaw dalb, przekrój poprzeczny pali i poprzecznic itd.). Do rozwiązania problemu można wykorzystać prawo zachowania energii, gdzie konstrukcja kierownicy powinna przejąć energię kinetyczną z odpowiednim współczynnikiem bezpieczeństwa (URL 1).

W artykule, ze względu na jego zwięzłość, pominięto aspekty analizy numerycznej związanej z analizą dynamiczną konstrukcji, odsyłając do podstawowej literatury z dynamiką budowli i poradników programów obliczeniowych (w przykładowych analizach wykorzystano program SOFiSTiK, gdzie zagadnienia nieliniowej dynamiki opisane są w module ASE; autorzy referatu polecają ponadto poradniki programu Abaqus; [Lewandowski 2006]).

2.1. Energia kinetyczna

Bazowa energia kinetyczna jednostki pływającej jest zależna głównie od jej masy całkowitej oraz kwadratu prędkości podchodzenia:

$$E_{k,bazowa} = \frac{mv^2}{2} \quad (1)$$

Powyższa wielkość korygowana jest o odpowiednie współczynniki ze względu na uproszczenie zjawiska do punktu masowego. Wartość energii kinetycznej jednostki pływającej może być zatem opisana wyrażeniem:

$$E_k = \mu E_{k,bazowa}, \quad (2)$$

gdzie: m – masa jednostki pływającej; v – prędkość jednostki pływającej; μ – współczynnik korekcyjny; E_k – energia kinetyczna statku (pole pod wykresem funkcji);

$$\mu = C_B C_M C_E C_C C_S \quad (3)$$

gdzie: C_B – kształtu statku C_M – masy wody ciągniętej przez statek; C_E – mimośrodowo przyłożonej siły; C_C – współczynnik konfiguracji nabrzeża; C_S – pochłaniaczy energii na dalbie.

2.2. Energia absorpcji

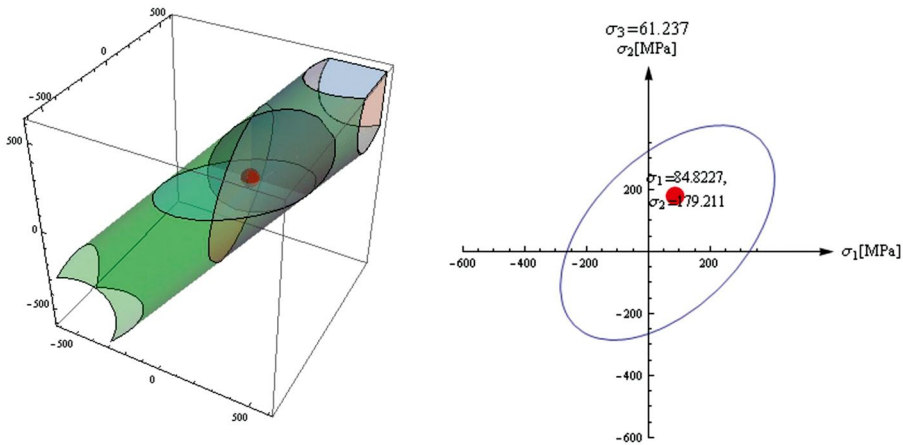
Energia absorpcji składa się z energii sprężystej konstrukcji i dyssypacji energii podczas plastycznego płynięcia (ze względu na przekroczenie odpowiednich naprężeń wynikających z kryterium wytrzymałościowego i przekroczenia odporów granicznych w więzach kontaktowych):

$$E_k = \eta \int_0^y F_R(x) dx \quad (4)$$

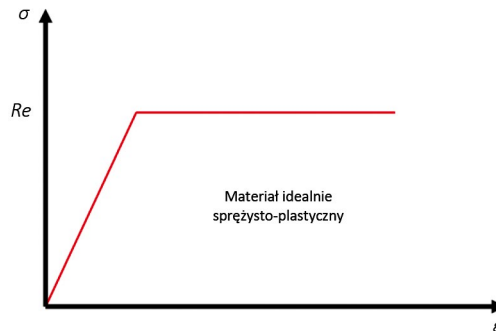
gdzie: y – przemieszczenie dalby (w punkcie przyłożenia obciążenia i na jego kierunku), dla którego energia absorpcji odpowiada energii kinetycznej; η – współczynnik bezpieczeństwa.

2.3. Prawo materiałowe

Analizę konstrukcji wykonano przy zastosowaniu nieliniowego materiału. Przyjęto model sprężysto-plastyczny bez wzmocnienia, z kryterium plastyczności J2, co odpowiada w sposób



Rys. 6. Powierzchnia plastyczności - odpowiednio układ przestrzenny i płaszczyzna σ_1, σ_2 .



Rys. 7. Model materiału.

dostateczny zachowaniu się stali konstrukcyjnej. Kryterium plastyczności zależy zatem od wytrzymałości na ścinanie materiału i drugiego niezmiennika – dewiatora tensora naprężeń:

$$\sqrt{J_2} - k_m = 0 \quad (5)$$

gdzie: $J_2 = \frac{1}{2} \tau_{ij} \tau_{ij}$ – drugi niezmiennik dewiatora tensora naprężeń; k_m – wytrzymałość materiału na ścinanie.

W układzie naprężeń głównych powierzchnia plastyczności ma kształt cylindra. Odległość od osi hydrostatycznej do punktu reprezentującego stan naprężenia decyduje o wyczerpaniu materiału (rys. 6). Krzywe graniczne w układzie σ_1, σ_2 mają kształt elips.

Część dalby pograżonej w gruncie analizowano jako pał obciążony poprzecznie; obciążenie pionowe w przypadku kierownic jest pomijalne ze względu na wielkość tego obciążenia. Interakcje gruntu i konstrukcji zamodelowano jako więzy biliniowe (sprężysto-plastyczne), które wyznaczono zgodnie z Krasieński [2004]. Wartości sztywności i odporów granicznych można wyznaczyć w programie KxGenerator lub w nowszej wersji PalePN. Programy te bazują na metodzie z powyższej publikacji. Proponowany kontakt wymaga analizy nieliniowej strukturalnie – co najmniej nieliniowej sprężystości, gdy nie interesują nas trwałe deformacje. W przeciwnym wypadku konieczna jest analiza plastyczna.

Analizowane zagadnienie można rozwiązać z wykorzystaniem podejścia liniowego lub nieliniowego, które jest w ogólności dokładniejsze. Najpierw proponuje się zastosować analizę liniową w celu doboru parametrów wejściowych do analizy nieliniowej. Reakcja działająca na statek i dalbę $F_{R,linear}$ może zostać wyznaczona bezpośrednio ze wzoru:

$$F_{R,linear} = v \sqrt{m k \mu \eta} \quad (6)$$

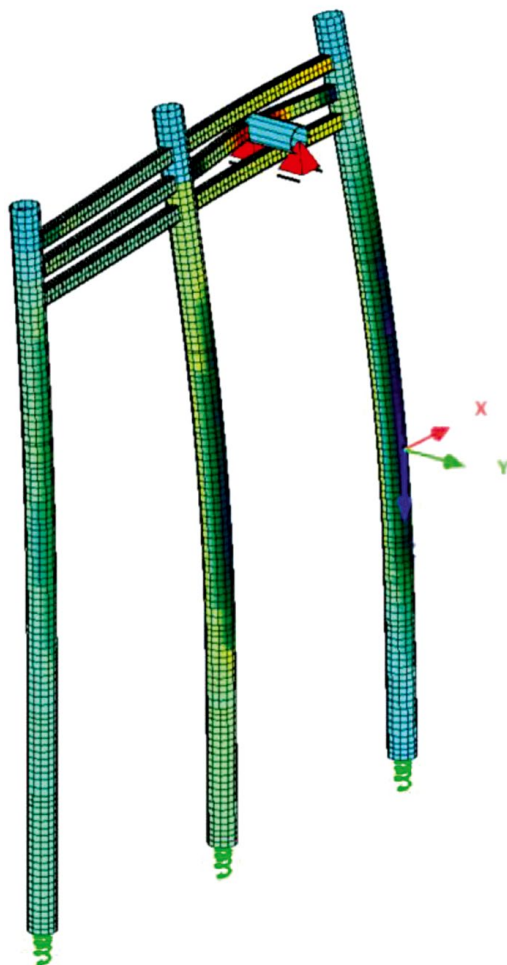
gdzie k oznacza sztywność dalby, który otrzymujemy z porównania energii sprężystej i kinetycznej:

$$U = E_k \quad (7)$$

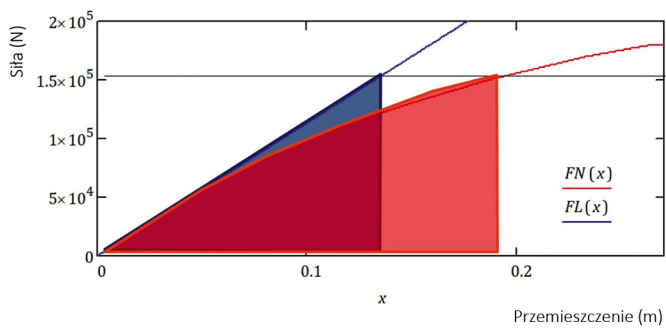
opisując energię sprężystą w funkcji obciążenia i rozwijając wzór na energię kinetyczną:

$$\frac{F^2 k}{2} = \frac{\mu \eta m v^2}{2} \quad (8)$$

Przy zastosowaniu biliniowego kontaktu konstrukcji z gruntem i materiału sprężysto-plastycznego, w podejściu nieliniowym dalby wykazują większą energię absorpcji niż w analizie liniowej z powodu częściowego uplastycznienia konstrukcji (globalna sztywność spada



Rys. 8. Deformacja (w skali) fragmentu kierownicy.



Rys. 9. Energia zaabsorbowana przez dalbę wg podejścia liniowego (niebieskie pole) i nieliniowego (czerwone pole).

w trakcie deformacji). W trakcie plastycznego płynięcia energia jest dyssypowana (uwalniana głównie w postaci ciepła).

2.4. Analiza numeryczna

Wyniki analizy numerycznej pokazano w sposób ogólny. Ze względu na zwięzłość pracy ciężko byłoby zestawić wszystkie parametry, dane itd. w całym procesie iteracyjnym. Skupiono się na porównaniu wyników z analizy liniowej i nieliniowej w sposób jakościowy. Do obliczeń użyto programu SOFiSTiK, w którym do rozwiązywania zagadnień początkowo-brzegowych wykorzystuje się metodę elementów skończonych. W modelu zastosowano dwuwęzłowe elementy belkowe typu Timoshenki (siły tnące mają wpływ na ugięcia – jest to domyślny element belkowy w programie) z więzami kontaktowymi. Analizę przeprowadzono jako nieliniową dynamikę (ze względu na materiał i kontakt). W przypadku, gdy jednostka pływająca ma wysoką energię kinetyczną, może to spowodować trwałe plastyczne odkształcenia dalby.

Zaletą podejścia liniowego jest jego prostota. Co prawda rezultaty są mniej dokładne niż przy podejściu nieliniowym, jednak dobrze jest rozpocząć projektowanie od prostego modelu. W metodzie nieliniowej otrzymuje się większą (bliższą rzeczywistej) absorpcję energii kinetycznej przez dalbę (zanim siła reakcji przekroczy dopuszczalną wartość) niż w podejściu liniowym. Na rysunku 9 przedstawiono zależność siły F od ugięcia dalby x . Prosta czarna linia wyznacza maksymalną siłę podczas uderzenia, niebieska i czerwona – odpowiednio energię zaabsorbowaną przy podejściu liniowym i nieliniowym. Im obciążenie (w konsekwencji deformacja) dla danej dalby jest większe, tym analiza liniowa i nieliniowa są mniej zbieżne.

3. Podsumowanie

Podstawowy problem przy projektowaniu dalb polega na tym, że już na początku obliczeń nie są znane obciążenia zewnętrzne zależne od sztywności samej dalby. Dlatego proces projektowania powinien mieć charakter iteracyjny. Wytrzymałość dalby jest skorelowana z jej sztywnością – zwiększenie wytrzymałości prowadzi do wzrostu sztywności, a co za tym idzie do zwiększenia siły działającej na dalbę. Procedura omówiona w artykule pozwala na uzyskanie pożądanych rezultatów i może być przydatna przy rozwiązywaniu problemów związanych z projektowaniem dalb i odpowiednim doбором ich sztywności.

Autorzy pragną podziękować całemu zespołowi PBW Inżynieria za pomoc w realizacji projektów.

Literatura

Dążkiewicz J.W., 2017, Portowe budowle hydrotechniczne. Konstrukcje dalb, Marpress, Gdańsk, 272 s. Podręcznik projektowania odbojnic, dostępne online https://oficynamorska.pl/wp-content/uploads/2016/04/DM_polnisch_final-version_070416-1.pdf (05.07.20021)

Kraśński A., 2004, Obliczenia statyczne fundamentów palowych, [w:] Zagadnienia posadowień na fundamentach palowych, materiału konferencyjne, 33-52.

Kraśński A., Gwizdała K., 2014, Obliczenia statyczne palowych konstrukcji portowych obciążonych siłami poziomymi, Inżynieria Morska i Geotechnika, 5, 474-478.

Lewandowski R., 2006, Dynamika konstrukcji budowlanych, Wydawnictwo Politechniki Poznańskiej, Poznań, 503 s.

PN-EN 1997-1:2008, Eurokod 7. Projektowanie geotechniczne. Część 1: Zasady ogólne (EC7).

PN-83/B-02482, Fundamenty budowlane. Nośność pali i fundamentów palowych (PN).

Wybrane realizacje projektowe na stopniach wodnych na Odrzańskiej Drodze Wodnej

Selected project implementations on Odra Water Way weirs

Jakub CZAJKOWSKI

Politechnika Wrocławska, Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego

Paweł DORADA, Janusz FILIPCZYK, Dawid KĘDZIA, Bartłomiej PIETRUSZEWSKI

PBW Inżynieria Sp. z o.o.

Streszczenie

W referacie przedstawiono rozwiązania projektowe dla śluz żeglugowych na odcinku skanalizowanym Odrzańskiej Drogi Wodnej (ODW). Przebudowa istniejących stopni wodnych Januszkowice, Krapkowice i Opole, w zakresie śluz i ich awanportów, stanowi istotny element realizacji *Założeń do planów rozwoju śródlądowych dróg wodnych w Polsce na lata 2016-2020 z perspektywą do roku 2030*, których częścią jest przystosowanie Odrzańskiej Drogi Wodnej (ODW) do klasy V śródlądowej drogi wodnej. Projekt nowych śluz zakłada powstanie konstrukcji żelbetowych z głową pośrednią i wydzieloną komorą dla małych jednostek pływających. Do regulacji poziomu wody w komorach śluz zastosowano krótkie kanały obiegowe zabudowane w głowach. Regulacja przepływu wody przez kanały odbywa się poprzez zamykanie i otwieranie stalowych zasuw klinowych. Komunikację jednostek pływających pomiędzy komorą śluzy a górnym i dolnym stanowiskiem stopnia zapewniają stalowe wrota wsporne. Zaprojektowano napędy hydrauliczne wrót wspornych i zasuw klinowych. Nowe śluzy spełniają wymagania klasy Vb śródlądowej drogi wodnej. W prezentowanym artykule omówiono podstawowe problemy, wynikające z ciasnej zabudowy na istniejących stopniach wodnych oraz zróżnicowanych warunków gruntowo-wodnych. Dla porównania pokazano smukły typ konstrukcji nowej komory śluzy pociągowej na stopniu wodnym Krapkowice, którą zaprojektowano jako kotwioną w podłoże skalne.

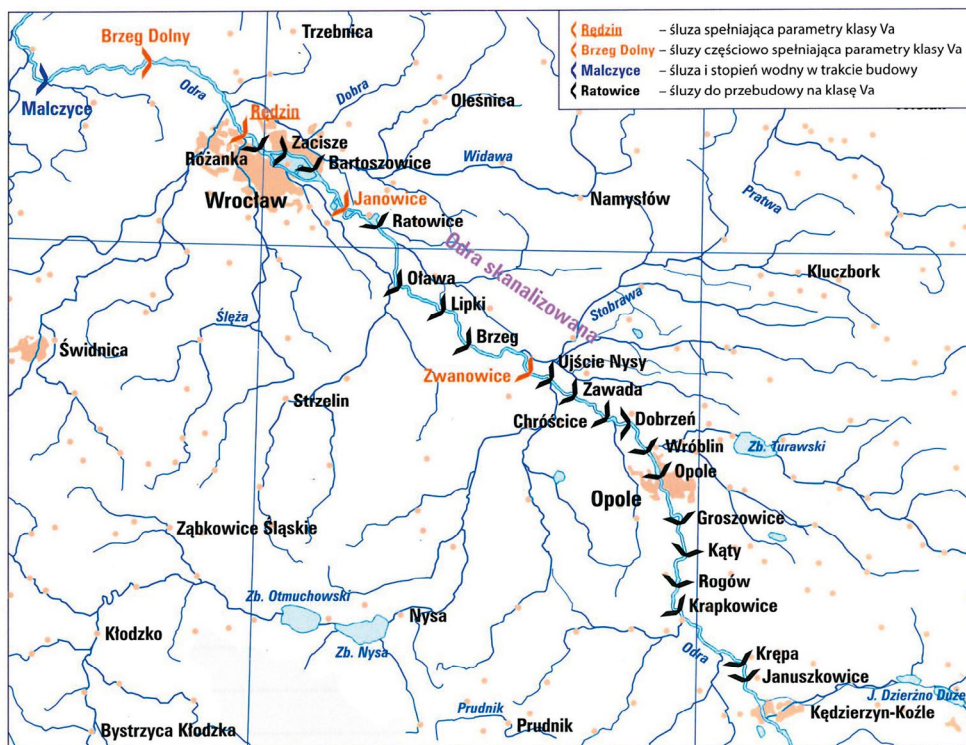
1. Wprowadzenie

Odrzańska Droga Wodna (ODW) stanowi śródlądowy korytarz żeglugowy, który na przestrzeni lat podlegał stopniowym przemianom, wynikającym głównie z zakresu wykorzystania tej drogi dla potrzeb wymiany towarowej. W skład ODW wchodzi Kanał Gliwicki, Odra skanalizowana (od Kędzierzyna-Koźła do Malczyc) i Odra swobodnie płynąca – od Malczyc do ujścia Nysy Łużyckiej, od ujścia Nysy Łużyckiej do ujścia Warty, od ujścia Warty do miejscowości Ognica, od miejscowości Ognica do ujścia do jeziora Dąbie. Całkowita długość tego szlaku żeglugowego wynosi ok. 687 km [Rozporządzenie 2002]. Na odcinku ponad 200 km, od Kędzierzyna-Koźła do Malczyc, na głównej trasie żeglownej znajduje się 25 stopni wodnych ze śluzami (rys. 1). Poza główną budowlą piętrzącą w skład większości tych stopni wchodzi dwie śluzy – duża, tzw. pociągowa, i mała. Większość śluz ma szerokość co najmniej 9,6 m, odpowiadającą trzeciej klasie żeglowności w skali międzynarodowej (poza Węzłem Śródmiejskim oraz śluzą Koźle), przy czym na stopniach w Zwanowicach, Janowicach, Rędzinie, Brzegu Dolnym i Malczycach szerokość śluz wynosi 12,0 m.

2. Obecne uwarunkowania i kierunki rozwoju ODW

14 czerwca 2016 r. Rada Ministrów przyjęła Uchwałę nr 79 w sprawie przyjęcia *Założeń do planów rozwoju śródlądowych dróg wodnych w Polsce na lata 2016-2020 z perspektywą do roku 2030* [M.P. 2016 r., poz. 711]. Priorytetem dotyczącym planowanych inwestycji jest przystosowanie Odrzańskiej Drogi Wodnej (E-30) do osiągnięcia międzynarodowej klasy żeglowności i włączenie jej w europejską sieć dróg wodnych. Jednym z kluczowych elementów perspektywy krótkoterminowej tego zadania jest rozpoczęcie na odcinku skanalizowanym Odry selektywnej przebudowy istniejących śluz do parametrów klasy drogi wodnej Va, wraz z modernizacją awanportów tych śluz, zgodnie z planem modernizacji, który powinien rozpoczynać się od śluz będących w najgorszym stanie technicznym, jako rozszerzenie obligatoryjnych prac remontowych.

W celu stworzenia stabilnych warunków funkcjonowania i rozwoju polskiej żeglugi śródlądowej, 6 marca 2017 r. Rzeczpospolita Polska przystąpiła do *Europejskiego porozumienia w sprawie głównych śródlądowych dróg wodnych o znaczeniu międzynarodowym (AGN)* [Dz.U. 2017 r., poz. 1137]. Tym samym polskie drogi wodne dołączyły do grona szlaków żeglugowych uznanych za istotne dla integracji europejskiej sieci dróg wodnych (symbolicznie oznaczanych jak kategoria „E”).



Rys. 1. Stopnie wodne na skanalizowanym odcinku Odrzańskiej Drogi Wodnej od Koźla do Malczyc

[Źródło: RZGW Szczecin na podkładzie Śródlądowe Drogi Wodne w Polsce].

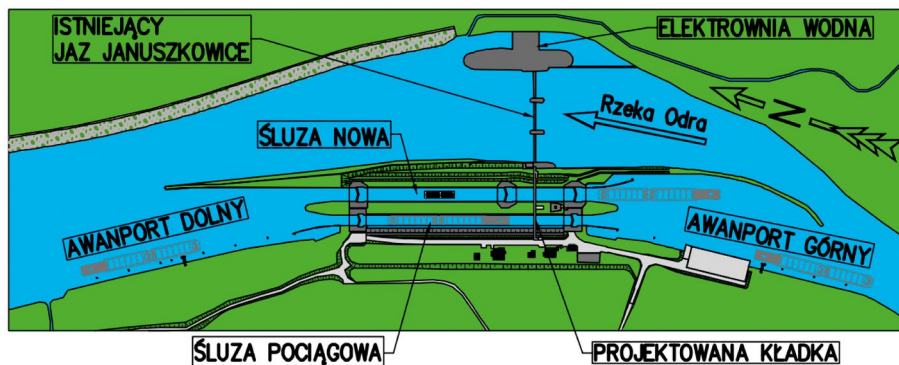
Mając na względzie powyższe zapisy oraz kierunek prowadzonych rozmów na poziomie krajowym i międzynarodowym, 19 czerwca 2017 r. Regionalny Zarząd Gospodarki Wodnej we Wrocławiu (od stycznia 2018 r., po wejściu w życie ustawy Prawo Wodne z dnia 20 lipca 2017 r., inwestorem zostało Państwowe Gospodarstwo Wodne Wody Polskie) podpisał z biurem PBW Inżynieria Sp. z o.o. umowę na opracowanie dokumentacji projektowej modernizacji śluz wraz z infrastrukturą i obiektami towarzyszącymi na stopniach wodnych Januszkowice, Krapkowice i Opole.

Prace projektowe w ramach powyższej inwestycji zostały już zakończone, a nowe śluzy po wykonaniu robót budowlanych osiągną parametry w zakresie Vb klasy drogi wodnej. Dla inwestycji na stopniach wodnych Januszkowice i Krapkowice prawomocne decyzje zezwalające na ich realizację uzyskano w 2020 r., natomiast dla inwestycji na stopniu wodnym Opole – na początku roku 2021. W styczniu 2021 r. przystąpiono do wykonywania robót budowlanych na stopniu wodnym Januszkowice, natomiast w czerwcu rozpoczęto budowę na stopniu Krapkowice.

3. Zakres inwestycji związanych z budową nowych śluz V klasy drogi wodnej na stopniach wodnych Januszkowice, Krapkowice i Opole

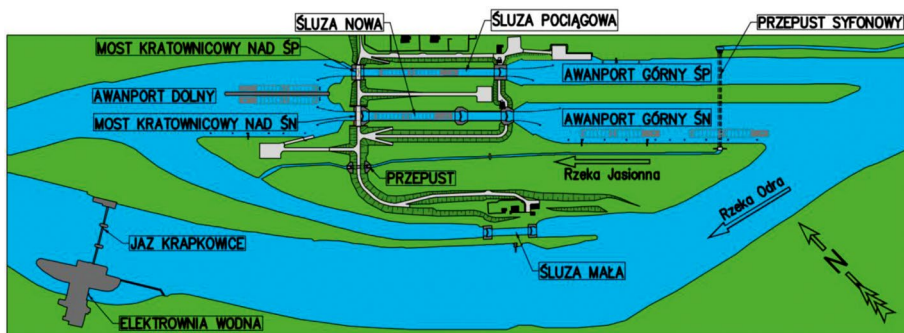
W zawiązku z podobną, historyczną i ciasną zabudową występującą na istniejących stopniach wodnych Januszkowice (km 648+340 (105+600) rzeki Odry) i Opole (km 609+300 (150+520) rzeki Odry), planowany zakres prac na obu stopniach wodnych był analogiczny i obejmował rozbiórkę istniejącej śluzy małej (55,0 m × 9,6 m), a następnie budowę w jej miejscu nowego obiektu (o parametrach użytkowych 190,0 m × 12,0 m) z głową pośrednią oraz przebudowę istniejącej śluzy pociągowej (187,0 m × 9,6 m) z elementami przynależącymi. Nową kompozycję stopnia wodnego (SW) Januszkowice przedstawiono na rysunku 2.

Podstawowym wyzwaniem była konieczność zachowania ciągłości żeglugi śródlądowej na Odrzańskiej Drodze Wodnej przez cały czas prowadzenia robót budowlanych.



Rys. 2. Nowa kompozycja na istniejącym stopniu wodnym Januszkowice z pokazaną lokalizacją budowy nowej śluzy wraz infrastrukturą towarzyszącą (obecnie w budowie).

W ramach inwestycji przewidziano również rozbiórkę istniejącego i budowę nowego budynku sterowni śluzowej, wraz z podłączeniem niezbędnych sieci uzbrojenia terenu. Zaprojektowano pogłębienie awanportu górnego i dolnego, a także wymianę kierownic, dalb, wysp rozdzielczych pomiędzy śluzami, ubezpieczeń skarp i schodów skarpowych. Dodatkowo dla stopnia wodnego Januszkowice zaplanowano również poszerzenie górnego awanportu. Ponieważ na etapie zasadniczych prac projektowych (lata 2017-2018 ze zmianami w latach 2019-2020) nie dysponowano jednoznaczными wytycznymi w zakresie dostosowania całego odcinka ODW do wyższej klasy drogi wodnej, to przy określeniu zakresu koniecznych robót w awanportach kierowano się zasadą minimalizacji zakresu niezbędnych prac, ze względu na konieczność dostosowania awanportów do nowej kompozycji stopnia wodnego. W zamierzeniu miało to umożliwić w przyszłości dowiązanie zaprojektowanych elementów do rozważanych wówczas niezbędnych korekt trasy szlaku żeglownego, przy ograniczeniu do niezbędnego minimum tzw. elementów traconych, które mogłyby w przyszłości wymagać dodatkowych modyfikacji lub rozbiórek. Zaprojektowano wyposażenie śluz w nowe mosty kablowe, semafony sygnalizacyjne, aparaturę AKP, sondy stanu wody, łaty wodowskazowe, piezometry, drabiny, pacholy cumownicze, skrzynki cumownicze, polery rurowe w krótkich komorach dla małych jednostek pływających. Na obu stopniach wodnych przewidziano nowe budynki socjalno-magazynowe, niezbędne dla zapewnienia prawidłowych warunków pracy obsługi stopnia wodnego. W ramach przedmiotowej inwestycji zaprojektowano również nowe wyposażenie technologiczne, mechaniczne, hydrauliczne, elektryczne i oświetlenie. Przewidziano montaż nowych systemów AKPiA, CCiTV, SSP, SSWiN i SKD. Dodatkowo na stopniu wodnym Januszkowice zakres inwestycji obejmował budowę nowej kładki komunikacyjnej z lewego przyczółka jazu na teren osiedla przystopniowego, a także wykonanie placu do składowania zamknięć remontowych na lewym brzegu awanportu górnego śluz, wraz z postojowiskiem łodzi roboczych, stanowiskiem czerpania wody i punktem poboru wody na cele p.poż. oraz ślipem do wodowania łodzi służbowych. Lokalizacja nowej dłuższej śluzy (190,0 m × 12,0 m) w miejscu dotychczasowej małej



Rys. 3. Nowa kompozycja na istniejącym stopniu wodnym Krapkowice z pokazaną lokalizacją nowej śluzy wraz infrastrukturą towarzyszącą (obecnie w budowie).

wiązała się z koniecznością wykonania odcinkowej rozbiórki istniejącej tamy podłużnej na dolnym stanowisku stopnia wodnego Januszkowice, wraz z częściową przebudową pozostałej części i budową nowego odcinka tamy podłużnej, oraz przeprowadzenia regulacji prawego brzegu rzeki Odry poniżej jazu i wylotu z MEW, wraz z wykonaniem opaski brzegowej na odcinku ok. 1,0 km.

Istniejąca na stopniu wodnym Krapkowice śluza mała stanowi zabytek techniki wpisany do rejestru zabytków. Dodatkowo opisana jest na zbyt małym promieniu łuku trasy jak dla klasy V drogi wodnej, w związku z czym jej rozbiórka i budowa w tym miejscu nowej dużej śluzy nie była możliwa do wykonania. Zamiast tego wykorzystano dostępne miejsce i zgoła odmiennie uwarunkowania zagospodarowania przestrzennego i zaprojektowano budowę trzeciej „nitki” ze śluzą 190,0 x 12,0 m. Nową kompozycję SW „Krapkowice” przedstawiono na rysunku 3.

W wykonanej w grudniu 2017 r. własnej wielowariantowej koncepcji przeanalizowano zagospodarowanie terenu oraz lokalizację istniejącej i cennej przyrodniczo zieleni. Jedną z opcji branych pod uwagę było posadowienie nowej śluzy w bezpośrednim sąsiedztwie przebudowywanej śluzy pociągowej. Takie rozwiązanie ułatwiłoby eksploatację obiektów, niemniej jednak, ze względu na liczne drzewa znajdujące się przy lewym brzegu awanportu górnego (szpaler ok. 140 drzew, głównie historycznych dębów szypułkowych o obwodzie pnia powyżej 100 cm, które należałoby wyciąć), a także czas niezbędny do realizacji zadania, do dalszych prac projektowych wybrano wariant ze śluzą usytuowaną równoległe do istniejącej śluzy pociągowej (w odległości osiowej równej 60,0 m). W ramach inwestycji zaprojektowano również budowę awanportu górnego i awanportu dolnego nowej śluzy oraz przebudowę awanportu górnego i dolnego śluzy pociągowej. W związku z tym podjęto decyzję o likwidacji istniejącego przepustu syfonowego i wybudowaniu nowego, przeprowadzającego wody rzeki Sonia (Jasionna) pod awanportami istniejącej śluzy pociągowej i nowej śluzy. Przewidziano również prace na cieku Sonia, obejmujące likwidację przepustu i wykonanie nowego (przez nasyp drogowy na wyspie) oraz budowę nowego odcinka rzeki od istniejącego koryta do wylotu projektowanego przepustu syfonowego. W celu ochrony śluz przez zalewaniem wodami powodziowymi Odry, zaplanowano wykonanie obwodowego obwałowania. Budynek nowej sterowni śluzy zlokalizowano bezpośrednio przy głowie górnej (prawej) nowej śluzy. Zaplanowano też przebudowę istniejącego układu komunikacyjnego. Nad dolnymi głowami śluzy pociągowej oraz nowej śluzy przewidziano wzniesienie dwóch nowych mostów drogowych, o stalowej konstrukcji nośnej z dźwigarów kratownicowych, z jazdą dołem i nośności po 30 t. Przebudowa śluzy pociągowej, poza pracami na głowach, obejmie również wykonanie nowej konstrukcji komory śluzy. Pozostały zakres zaprojektowanych robót budowlanych, niezbędnych do sprawnego funkcjonowania obiektów stopnia, był analogiczny jak na SW Januszkowice i Opole.

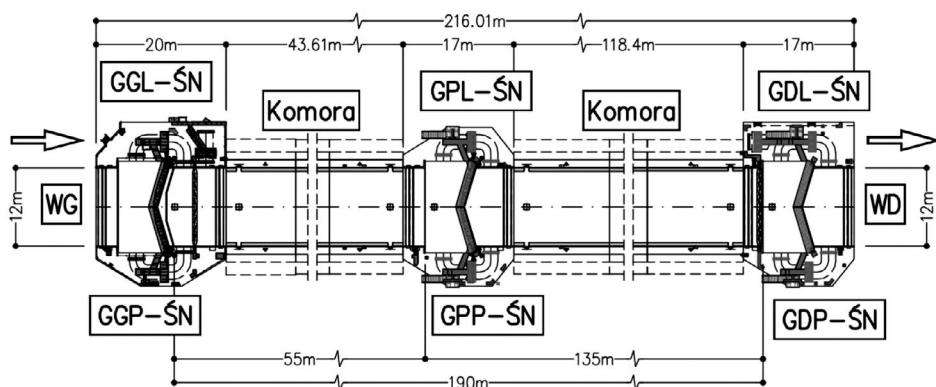
4. Zastosowane rozwiązania projektowe w zakresie nowych śluz

Nowe śluzy zaprojektowano jako masywne konstrukcje żelbetowe o wymiarach komory 190,0 m × 12,0 m (rys. 4). Szczelinami dylatacyjnymi wydzielono następujące elementy konstrukcyjne: głowę górną, cztery sekcje komory krótkiej (10,74 m + 2 × 10,75 m + 11,35 m), głowę pośrednią, osiem sekcji komory długiej (14,79 m + 6 × 14,80 m + 14,79 m) i głowę dolną. Do regulacji poziomu wody w komorach śluz zastosowano krótkie kanały obiegowe, które zostały zabudowane w głowach. Zmiana przepływu wody przez kanały odbywa się poprzez zamykanie i otwieranie stalowych zasuw klinowych. Komunikacja jednostek płynących pomiędzy komorami śluz a górnym i dolnym stanowiskiem stopnia jest możliwa po otwarciu stalowych wrót wspornych. Wrota wsporne i zasuw klinowe będą zaopatrzone w napędy hydrauliczne.

Główne parametry nowych śluz:

- | | |
|---|----------|
| 1. całkowita długość użytkowa | 190,0 m; |
| 2. szerokość użytkowa | 12 m; |
| 3. głębokość na progu górnym (mierzona do NPP WG) | 3,5 m; |
| 4. głębokość na progu dolnym (mierzona do NPP WD) | 4,0 m; |
| 5. długość użytkowa krótkiej komory wydzielonej głową pośrednią | 55,0 m. |

Głowę górną, pośrednią i dolną zaprojektowano na płycie fundamentowej o grubości 2,1 m. Ze względu na spad stopnia wodnego, płyta fundamentowa górnej głowy ukształtowana została w dwóch poziomach połączonych pionową ścianą spadową. Po obu stronach głów ułożono przewody hydrauliczne do regulacji poziomu wody w komorach śluz, w formie



Legenda:

GGL-ŚN

Oznaczenie głowy oraz rodzaju śluzy
(np. GGL-ŚN = Głowa Górna Lewa – Projektowana Śluza Nowa,
GPP-ŚN = Głowa Pośrednia Prawa – Projektowana Śluza Nowa,
GDP-ŚN = Głowa Dolna Prawa – Projektowana Śluza Nowa)

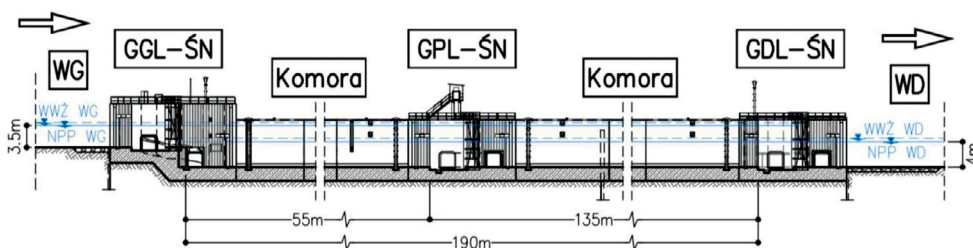
WG WD

Stanowisko stopnia wodnego
(WD = Woda Dolna;
WG = Woda Górna)

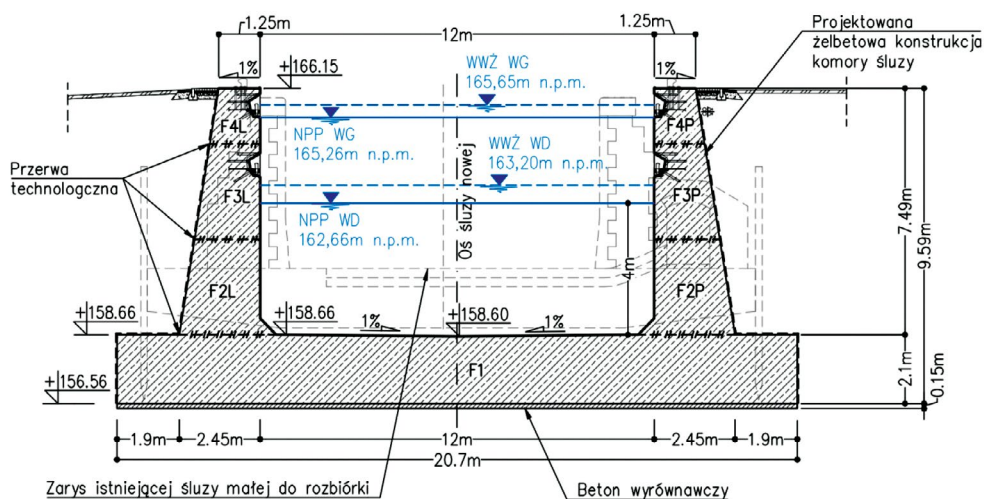
Rys. 4. Widok z góry na podstawowe elementy konstrukcyjne nowych śluz.

krótkich kanałów obiegowych, które w przekroju poprzecznym mają wymiary 2,2 m × 2,2 m. Krótkie kanały obiegowe wyposażone będą w zamknięcia remontowe typu tablicowego, umożliwiające inspekcję i wykonanie niezbędnych prac utrzymaniowych bez odwadniania całej głowy. Na górnych powierzchniach każdej z głów śluzy zaprojektowano zakrywane wneki technologiczne i wneki kanałów kablowych. Na rysunku 5 przedstawiono przekrój podłużny nowych śluz.

Głowy narażone są w większym stopniu na uderzenia jednostek wpływających/wypływających do komory. Z tego powodu zaprojektowano wykonanie olicowania ich wewnętrznych stron zespalanymi ze sobą stalowymi brusami GU16-400 ze stali S355GP+Cu. Dla każdej z głów przewidziano zastosowanie dwóch typów zamknięć remontowych – iglicowego i szandorowego. Płytę fundamentową komory śluzy, również o grubości 2,1 m, zaprojektowano na powłoce poślizgowej z dwóch warstw grubej folii HDPE, rozkładanej na wcześniej wykonanej warstwie wyrównawczej z betonu podkładowego C16/20 gr. 15,0 cm. Powłoka



Rys. 5. Przekrój podłużny nowych śluz.

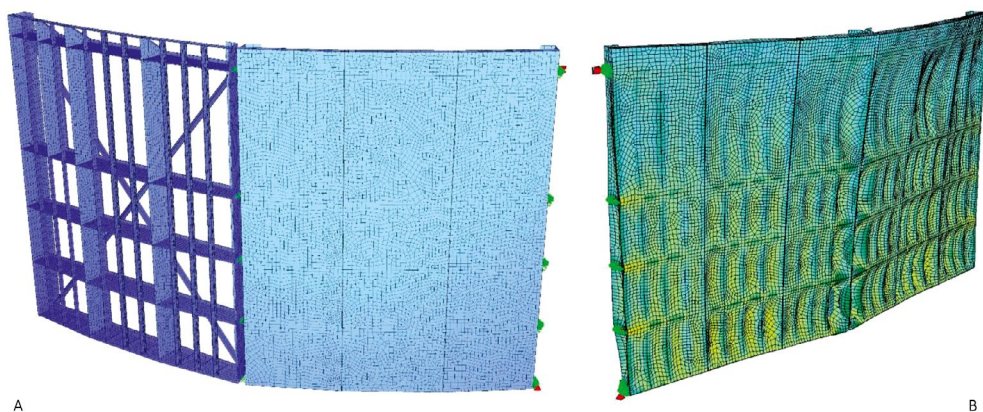


Rys. 6. Przekrój poprzeczny przez komorę nowej śluzy na przykładzie SW Januszkowice, wraz z podziałem na fazy betonowania.

poślizgowa ma dodatkowo ograniczać naprężenia wymuszone w płycie fundamentowej komory śluzy. Górną powierzchnię płyty fundamentowej zaprojektowano w obustronnym, jednoprocentowym spadku w kierunku osi podłużnej śluzy, w celu ułatwienia odprowadzenia wody z komory śluzy za pośrednictwem specjalnie ukształtowanych wnęk odwodnieniowych (o wymiarach 80,0 cm × 80,0 cm × 40,0 cm) i pomp zanurzeniowych do brudnej wody. Konstrukcje głów oraz komór śluz przewidziano jako konstrukcje dokowe, monolityczne, o charakterze budowy masywnych, wykonane z betonu C30/37 W8 F200 wg PN-EN 1992-1-1, w klasach ekspozycji betonu: XC4, XF3, XM2 według PN-EN 206-1. W częściach nieprzewidzianych do zakrycia gruntem wykończenie powierzchni betonowych zaprojektowano jak dla betonu licowego o dobrych walorach estetycznych. Z uwagi na znaczną masywność poszczególnych elementów konstrukcji śluzy, skład mieszanki betonowej, poza ograniczeniami wynikającymi z klasy oddziaływania środowiska, charakteryzować powinno niskie ciepło twardnienia, wolny przebieg procesu hydratacji cementu, niski skurcz oraz przedłużony okres zmian reologicznych umożliwiający zachowanie konsystencji mieszanki w czasie transportu i układania betonu. Przewidziano konieczność stosowania cementu hutniczego, wolno twardniejącego (CEM III/A 32,5N-LH-HSR/NA), o ciepłe twardnienia w warunkach izotermicznych w temp. 20°C ($Q7 \leq 260 \text{ J/g}$), a także użycie domieszek uplastyczniających i uszczelniających.

W projekcie przyjęto warstwowe betonowanie zarówno masywnych ścian, jak również płyty dennej komory i głów śluzy. Wznoszenie konstrukcji i układanie mieszanki betonowej zostało podzielone na sześć etapów dla głowy górnej, pięć dla głów pośredniej i dolnej oraz cztery dla komór (rys. 6). Bieżąca kontrola jakości wykonania oraz stanu zachowania konstrukcji w czasie wznoszenia będzie realizowana przy użyciu automatycznego monitoringu temperatury twardnienia betonu. Zbrojenie główne konstrukcji głów zaprojektowano ze względu na własne i wymuszone oddziaływania termiczno-skurczowe według PN-EN 1992-1-1 i DIN EN 1992-1-1/NA. Dla konstrukcji masywnych, jakimi są głowy, własne naprężenia termiczno-skurczowe wywołane są nierównomiernymi zmianami objętościowymi powstającymi na skutek znacznego zróżnicowania temperatur i wilgotności w obrębie przekroju elementu i tworzeniem się więzów wewnętrznych w konstrukcji. Naprężenia wymuszone wywoływane są z kolei oporem powierzchniowym, powstającym w poziomie styku fundamentu z podłożem gruntowym lub na połączeniu świeżo wykonywanej warstwy betonu z wykonaną we wcześniejszym terminie, która uległa już stwardnieniu. Od strony górnego stanowiska, na styku z płytą fundamentową głowy górnej, zaprojektowano wykonanie przegrody przeciwiłtracyjnej, z grodziec GU 16-400 ze stali S355GP, która ma ograniczyć nadmierną filtrację wody pod projektowaną budowlą. Na wlocie i wylocie z krótkich kanałów obiegowych powstaną obwodowe okucia zaokrąglonych krawędzi z blachy o grubości 14 mm. Ponadto przewidziano wykonanie okuć krawędzi wnęk oraz progów z kształtowników walcowanych. Na górnych powierzchniach głów oraz peronów śluzy zaprojektowano antypoślizgową powłokę z modyfikowanych poliuretanów mostkujących rysy, przeznaczoną dla

ruchu pieszego. Ponadto, na peronie przewidziano budowę pojedynczych pachołów cumowniczych typu nabrzeżnego, które zostaną zainstalowane symetrycznie z dwóch stron komory. Zastosowano pachoły cumownicze typu ciężkiego, wykonane zgodnie z normą DIN 19703, o charakterystycznym dopuszczalnym obciążeniu wynoszącym 200 kN (wykonane z żeliwa sferoidalnego z grafitem kulkowym EN-GJS-400+EN-GJS-500 według PN-EN 1563). Pachoły będą przymocowane systemem kotew do betonu i śrubami zrywającymi dla obciążenia nominalnego 200 kN. Zastosowanie zakotwień ze śrubami zrywającymi (odłamującymi) miało umożliwić uniknięcie nadmiernego przeciążenia konstrukcji nośnej obiektu. Pachoły cumownicze nabrzeżne będą instalowane na powierzchni bez dodatkowej niszy montażowej, co pozwoli na łatwiejszy ich montaż i demontaż. W celu zapewnienia łatwiejszego i bezpieczniejszego cumowania małych jednostek pływających o mniejszej wyporności, zaprojektowano wykonanie rurowych polerów cumowniczych, umożliwiających ślizganie bez konieczności zmiany punktów zacumowania. Polery zaprojektowano z rur RO139.7x16 ze stali S355J2 zabezpieczonej antykorozyjnie. Dopuszczalne obciążenie charakterystyczne polera rurowego wynosi 50 kN. W wewnętrznych ścianach komory przewidziano ścienne pachoły cumownicze (zgodnie z normą DIN 19703) o charakterystycznym dopuszczalnym obciążeniu wynoszącym 200 kN, wykonane z żeliwa szarego, z grafitem płatkowym EN-GJL-250 (według PN-EN 1561). Przy pachołach cumowniczych zamontowane zostaną drabiny do komunikacji pionowej pomiędzy peronem śluzy a obiektami pływającymi i dnem śluzy oraz umożliwiające wydostanie się z wody. W celu sprawnego odprowadzenia wody gruntowej w strefie wahań poziomu wody, wzdłuż lewej i prawej ściany komory nowej śluzy zaprojektowano drenaż liniowy z rury karbowanej DN250 PP, perforowanej na 2/3 obwodu. Wyloty z drenażu zakończono klapami zwrotnymi. Aby umożliwić rewizję i właściwe utrzymanie drenażu w przypadku konieczności jego czyszczenia, zaplanowano wykonanie studzienek włazowych DN 1000. W ramach inwestycji powstanie również aparatura kontrolno-pomiarowa (AKP) nowej śluzy w następującym zakresie: repery powierzch-



Rys. 7. Model numeryczny MES wrót wspornych (program SOFISTIK):
(a) model geometryczny; (b) deformacje pod obciążeniem (przeskalowane).

niowe naścienne i naziemne, repery wgłębne, tarcze celownicze, przechyłomierze automatyczne dwuosiove i jednoosiove na głowach i w komorach, pionowe łąty wodowskazowe, hydrostatyczne sondy do automatycznego pomiaru poziomu wody w komorach oraz na stanowiskach górnym i dolnym, piezometry otwarte wiercone z automatycznym pomiarem poziomu wody za pomocą sond hydrostatycznych.

Głowy śluz zamykają dwustronne wrota wsporcze o pionowej osi obrotu. Każde skrzydło wrót napędzane jest za pomocą jednego cylindra hydraulicznego. Operowanie wrotami odbywa się bez piętrzenia wody lub przy minimalnym napiętrzeniu. Każde skrzydło wrót ma własny, niezależny napęd hydrauliczny, bez wzajemnej synchronizacji. Obydwa napędy uruchamiane są równocześnie. Model numeryczny MES wrót wspornych pokazano na rysunku 7. Zasuwy zamykające kanały obiegowe służą do napełniania wodą (głowa górna) lub opróżniania z wody (głowa pośrednia i dolna) komory śluzy. W czasie normalnej eksploatacji zasuwy podnoszone są pod parciem wody, a opuszczane przy wyrównanych poziomach wody. Tylko w przypadkach awaryjnych zasuwy mogą być opuszczane pod parciem wody. Każda zasuwa jednego kanału umieszczona jest w pionowym szybie i napędzana poziomą wyciągarką linową, o przełożeniu 2:1 i napędzie hydraulicznym, zasilaną za pomocą własnego zasilacza hydraulicznego – bez wzajemnej synchronizacji z zasuwą w drugim kanale. Napędy obu zasuw jednej głowy uruchamiane są jednocześnie. Dla umożliwienia dokończenia śluzowania w przypadku zaniku zasilania elektrycznego i zapewnienia możliwości wyjścia obiektu pływającego ze śluzy w zasilaczach hydraulicznych, przewidziano awaryjny układ zasilania olejową pompą ręczną.

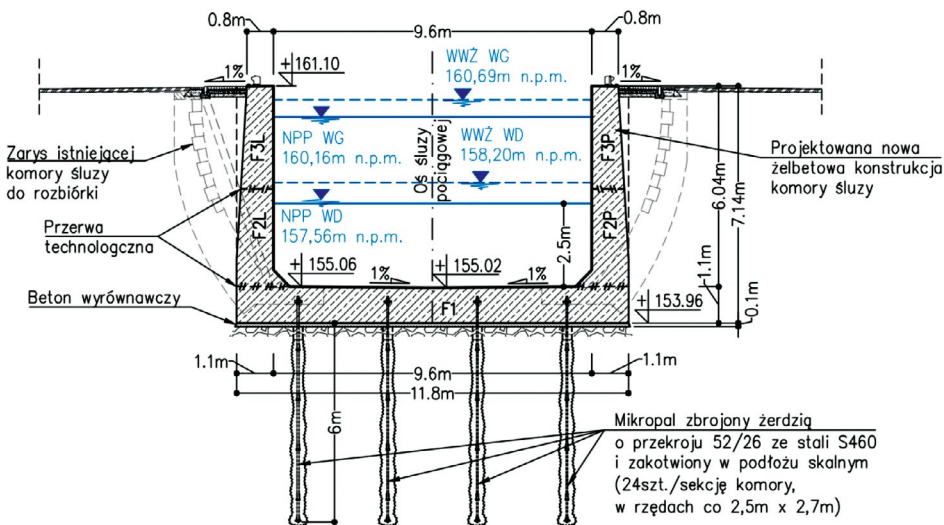
5. Nowa komora śluzy pociągowej na stopniu wodnym Krapkowice

Na stopniu wodnym Krapkowice obok nowej śluzy i trzeciej „nitki” zaprojektowano przebudowę istniejącej śluzy pociągowej – przewidziano m.in. budowę nowej komory śluzy, wykonywanej w miejscu istniejącej i zdegradowanej.

Nową komorę śluzy pociągowej posadowiono w warstwie spękanych skał wapiennych i/lub warstwie jej zwierzeliny. W celu przeciwdziałania wyporowi wody płytę fundamentową komory zakotwiono w podłożu skalnym z wykorzystaniem samowiercących mikropali kotwiących. Umożliwiło to, w połączeniu z mniejszą wymaganą głębokością na progu dolnym (2,5 m jak dla III klasy drogi wodnej, zamiast 4,0 m), uzyskanie smukłej konstrukcji żelbetowej nowej komory (rys. 8) w odróżnieniu do grawitacyjnego typu konstrukcji przewidzianych dla nowych śluz (rys. 6).

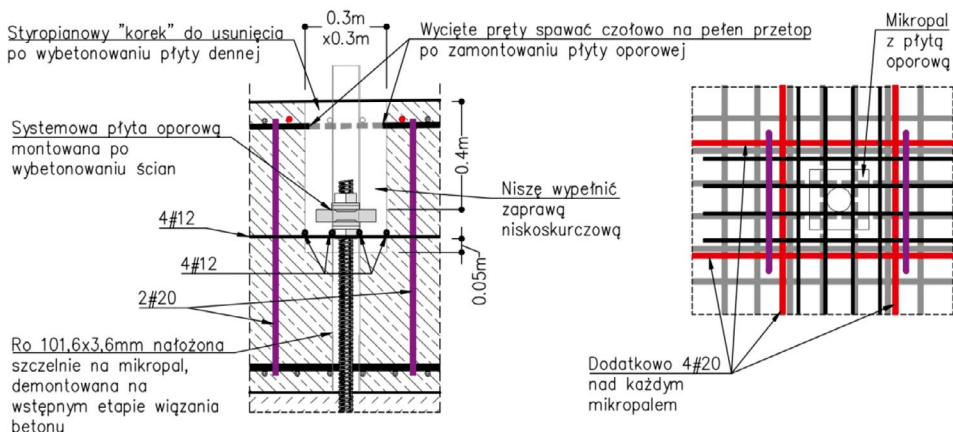
Zastosowano mikropale iniekcyjne, „samowiercące”, zbrojone żerdzią z gwintowanej rury stalowej (stal S460) o przekroju 52/26 (przewidziana żywotność to 100 lat eksploatacji). Długość brutto każdego mikropala (łącznie z odcinkiem w płycie dennej)

wyniósł 7,0 m. Mikropale będą połączone z płytą denną dopiero po wykonaniu ścian i zasyпки, czyli po zajściu największych osiadań i deformacji. W tym celu przewidziano ich odizolowanie od świeżego betonu układanego podczas betonowania płyty dennej, w taki sposób aby umożliwić późniejszy montaż systemowej płyty oporowej na mikropalu. Po wykonaniu zakotwienia niszę wypełniono zaprawą niskoskurczową (rys. 9). Płytę fundamentową komory zaprojektowano analogicznie,



Rys. 8. Przekrój poprzeczny nowej komory śluzy pociągowej na SW „Krapkowice” wraz z podziałem na etapy betonowania.

Przekrój płyty dennej w obrębie pała (schemat betonowania przy mikropalu)



Rys. 9. Szczegół włączenia mikropali do współpracy z nową komorą śluzy pociągowej.

jak na nowych śluzach – wykonaną na powłoce poślizgowej z dwóch warstw grubej folii HDPE, rozkładanej w wcześniej wykonanej warstwie wyrównawczej z betonu podkładowego. Grubość płyty wyniesie 1,1 m. Przewidziano wykonanie okuć krawędzi wnek z kształtowników walcowanych. Strop płyty fundamentowej zaprojektowano z obustronnym spadkiem 1% w kierunku osi podłużnej śluzy, co ułatwi odprowadzanie wody z komory śluzy.

Komorę śluzy podzielono na dwanaście oddylatowanych sekcji o długościach mierzonych w osiach (od WG – sekcja nr 1 – od WD sekcja nr 12) – 14,99 m + 10 × 15,00 m + 14,63 m. Górną powierzchnię ściany komory, stanowiącą peron, wykonano w jednostronnym spadku poprzecznym o wartości 1% na zewnątrz. Na peronie zaprojektowano pachoły cumownicze nabrzeżne, kotwione w konstrukcji ścian komory i licowane w odległości 40,0 cm od wewnętrznej krawędzi komory. Nową konstrukcję komory śluzy pociągowej zaplanowano jako konstrukcję dokową, monolityczną, wykonaną z betonu C30/37 W8 F200 wg PN-EN 1992-1-1. Projektowane klasy ekspozycji betonu XC4, XF3, XM2 (według PN-EN 206-1). W częściach nieprzewidzianych do zakrycia gruntem, analogicznie do nowych śluz, powierzchnie betonowe będą wykończone betonem licowym o dobrych walorach estetycznych, bez stosowania żadnych dodatkowych warstw powierzchniowych (bez dodatkowego wykończenia powłokami kryjącymi). Wykonanie konstrukcji komory zaplanowano w trzech fazach betonowania (rys. 8). Wyposażenie komory śluz wykonano analogicznie, jak dla nowych śluz z tym, że z uwagi na brak wydzielonej dodatkowej krótkiej komory, nie zastosowano polerów rurowych dla małych jednostek pływających.

6. Podsumowanie

W ramach planowanej inwestycji zaprojektowano wykonanie różnorodnych obiektów kubaturowych, mostowych, hydrotechnicznych i in., o zróżnicowanych typach konstrukcji, w zależności od zastanych warunków lokalnych i aktualnego zagospodarowania przestrzennego. Wykonanie planowanych robót wpłynie pozytywnie nie tylko na poprawienie walorów estetycznych, poprawienie stanu technicznego i niezawodności obiektów podczas eksploatacji. Dzięki wymiany starych i awaryjnych obiektów lub ich części inwestycja będzie korzystniejsza, jeśli chodzi o jej wpływ na środowisko naturalne. Budowa nowych śluz w znacznym stopniu ułatwi prowadzenie żeglugi i transportu dużych ładunków na Odrzańskiej Drodze Wodnej, a tym samym stanie się jednym z istotnych czynników dalszego jej rozwoju.

Autorzy pragną serdecznie podziękować za szczególnie wkład i wsparcie udzielone zespołowi projektowemu PBW Inżynieria przez dr. hab. inż. Jana Wintera prof. PW, prof. dr. hab. inż. Mariana Mokwę, prof. dr. hab. inż. Włodzimierza Kiernożyckiego oraz dr. inż. Oscara Herrera-Granados.

Literatura

Europejskie porozumienie w sprawie głównych śródlądowych dróg wodnych o znaczeniu międzynarodowym – konwencja AGN (1996), Genewa (EP, 1996).

Kulczyk J., Winter J. (2003) Śródlądowy transport wodny; Oficyna Wydawnicza Politechniki Wrocławskiej, Wrocław.

Mokwa M., Winter J. (2018) *Typowa śluza równoległa wielokomorowa na Odrzańskiej Drodze Wodnej*, PBW Inżynieria Sp. z o.o., Wrocław.

Plan utworzenia jednolitego europejskiego obszaru transportu – dążenie do osiągnięcia konkurencyjnego i zasobooszczędnego systemu transportu – Biała Księga (2011), Bruksela (BK, 2011).

Dz.U. 2002 nr 77, poz. 695, Rozporządzenie Rady Ministrów z dnia 7 maja 2002 r. w sprawie klasyfikacji śródlądowych dróg wodnych, Internetowy System Aktów Prawnych, Sejm RP.

M.P., 2016, poz. 711, Uchwała nr 79 Rady Ministrów z dnia 14 czerwca 2016 r. w sprawie przyjęcia „Założeń do planów rozwoju śródlądowych dróg wodnych w Polsce na lata 2016-2020 z perspektywą do roku 2030”, Monitor Polski, Sejm RP.

Ustalenie kierunku filtracji metodą termomonitoringu aktywnego – badania na modelu fizycznym

Determination of the direction of filtration by active thermal monitoring – tests on a physical model

Alicja BUDZIANOWSKA, Paweł POPIELSKI

Politechnika Warszawska, Wydział Instalacji Budowlanych, Hydrotechniki i Inżynierii Środowiska

Streszczenie

Do kluczowych elementów niezbędnych do zapewnienia bezpieczeństwa obiektu hydrotechnicznego zalicza się monitorowanie procesów filtracyjnych zachodzących w podłożu i samej konstrukcji. Jedną z metod używanych do ustalenia kierunku i intensywności przepływu filtrującej wody jest monitoring termiczny, bazujący na zjawisku transportu ciepła sprzężonego z ruchem wody. Aby lepiej poznać zależności pomiędzy tymi procesami, w Zakładzie Budownictwa Wodnego i Hydrauliki, na Wydziale Instalacji Budowlanych, Hydrotechniki i Inżynierii Środowiska Politechniki Warszawskiej, wykonano model fizyczny umożliwiający badanie filtracji metodą termomonitoringu aktywnego. Zbiornik z tworzywa sztucznego podzielono na trzy komory: dopływową, badawczą i odpływową. W komorze badawczej umieszczony jest badany grunt o objętości około $0,1 \text{ m}^3$, grzałka i czujniki temperatury. Wyniki pomiarów gromadzone są za pomocą urządzenia opartego na platformie typu Arduino. Rozmieszczenie grzałki i czujników temperatury jest ustalane w zależności od wykonywanych badań. W artykule zaprezentowano wyniki badań przeprowadzonych na modelu fizycznym wypełnionym piaskiem wiślanym, dla różnych kierunków napływu wody na układ trzech czujników temperatury rozmieszczonych wokół grzałki (napływ na wierzchołek trójkąta, jego podstawę i bok).

1. Wprowadzenie

Zjawiska filtracyjne mają istotne znaczenie dla bezpieczeństwa pracy konstrukcji hydrotechnicznych. Są to procesy, które w sposób naturalny występują zarówno w podłożu, jak i w korpusach obiektów piętrzących wodę. W praktyce nie ma możliwości, żeby nie występowały w ogóle. Jednak nasilenie filtracji powyżej pewnych wartości, określonych indywidualnie dla danego obiektu, może zapoczątkować niekorzystne procesy prowadzące do powstawania deformacji filtracyjnych [Dąbska, Popielski 2019a, b, 2020], które stanowią zagrożenie i mogą być przyczyną awarii albo nawet zniszczenia obiektu [Radzicki i in. 2017; Caldeira 2018] i dlatego muszą być monitorowane.

Do obserwacji i pomiarów związanych z procesami filtracyjnymi wykorzystuje się różne czujniki i metody badań, m.in. piezometry otwarte albo zamknięte, czujniki parcia wody, piezodynamometry, urządzenia do pomiaru wydatku z drenaży czy badania termowizyjne [Sieński, Śliwiński 2015]. Omawiany w artykule monitoring termiczny to kolejna z metod służących do wykrywania stref nasilonej filtracji – obecnie rekomendowana przez Między-

narodowy Komitet Wielkich Zapór, gdyż pozwala na wykrycie niekorzystnych procesów zachodzących w podłożu lub korpusie obiektu na wczesnym etapie ich rozwoju [ICOLD 2017a, b]. Należy zwrócić uwagę, że monitoring termiczny może być stosowany nie tylko do oceny bezpieczeństwa pracy obiektów hydrotechnicznych stale piętrzących wodę. W ramach projektu ISMOP (Informatyczny System Monitoringu Obwałowań Przeciwpowodziowych) prowadzono prace nad automatycznym systemem monitoringu wałów przeciwpowodziowych, w skład którego wchodziły m.in. czujniki temperatury. Opracowywany system miał zbierać dane pomiarowe z czujników, analizować je i w określonych warunkach wysyłać ostrzeżenia o zagrożeniu awarią [Stanisz 2014]. Podejmowano już także udane próby użycia tej metody do oceny szczelności obudowy wykopu wykonanej ze ścian szczelinowych [Papiński i in. 2018], jak również szczelności rurociągów [Feng i in. 2018].

Już pod koniec lat 50. XX wieku badacze próbowali wykorzystać pomiary temperatury do identyfikacji procesów filtracyjnych [Kappelmeyer 1957; Fabritius i in. 2017]. Również w Polsce prowadzono badania w tym kierunku, np. w Zakładzie Budownictwa Wodnego i Hydrauliki Politechniki Warszawskiej w latach 70. XX w. realizowano temat *Zastosowanie aparatury geofizycznej do pomiarów kontrolnych budowli wodnych w zakresie: dobór aparatury i opracowanie metodyki badań geotermicznych dla ustaleń ucieczek wody ze zbiorników* [Gajewski, Sznał 1977]. Metody te miały jednak znaczne ograniczenia praktyczne. Dopiero rozwój czujników temperatury (w tym światłowodowych) i udoskonalenie technik zbierania oraz przetwarzania dużych ilości danych spowodowały upowszechnienie monitoringu termicznego. Od końca lat 90. XX w. termomonitoring jest przedmiotem licznych badań i opracowań [Dornstädter 1997; Johansson 1997; Velásquez 2007; de Vries 2010; Bersan 2018]. W Polsce od 12 lat metoda jest intensywnie rozwijana przez Politechnikę Krakowską i Akademię Górniczo-Hutniczą w Krakowie. Obie uczelnie współpracują zarówno z innymi ośrodkami akademickimi, jak również z firmami działającymi w branży monitoringu [Radzicki 2009; Stanisz 2014; Sekuła 2017; Radzicki 2019]. Większość prac dotyczy praktycznego zastosowania monitoringu termicznego – metod analizy danych uzyskanych przez pracujące instalacje termomonitoringowe albo testów na pełnoskalowych obiektach badawczych, jak holenderski program Ijkdijk [de Vries i in. 2010; Koelewijn i in. 2014]. W ostatnich latach zaczęto prace nad modelami laboratoryjnymi i zostały opublikowane pierwsze opracowania z tego zakresu [Ghafoori i in. 2020, 2021].

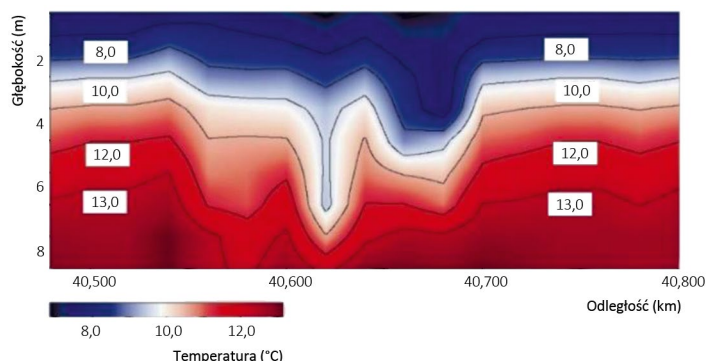
2. Monitoring termiczny

Metoda monitoringu termicznego opiera się na zjawisku sprzężonego transportu wody i ciepła. Jeśli w gruncie nie ma przepływu wody (jej prędkość jest zerowa), ciepło jest transportowane jedynie w powolnym procesie przewodzenia. Jeśli woda w gruncie porusza się, wraz z jej płynącą masą przemieszcza się ciepło. Proces ten nazywa się adwekcją i jest szybki, dominujący w stosunku do przewodzenia; jest przy tym proporcjonalny do prędkości przepływu wody. W wyniku tych zależności każda zmiana wilgotności gruntu, pojawienie się ru-

chu wody lub zmiana jego prędkości, np. w wyniku powstania strefy wzmożonej filtracji albo skoncentrowanego przepływu, powoduje zmianę w polu temperatur rejestrowanym w tym rejonie konstrukcji [Radzicki 2011]. Analiza pola termicznego i zaburzeń w nim pozwala wykryć w wczesnym etapie rozwoju przecieki i pośrednio związane z nimi procesy erozyjne stwarzające zagrożenie dla obiektu. Przykładowe pole termiczne z widocznym miejscem przecieku przedstawiono na rysunku 1 [Dornstädter 1997].

Wyróżniamy dwa podstawowe rodzaje termomonitoringu – pasywny i aktywny. Metoda pasywna polega na mierzeniu i analizowaniu zmian temperatury gruntu. Mogą to być temperatury naturalne, wynikające z sezonowych zmian nasłonecznienia albo wygenerowane przez źródło ciepła znajdujące się w ośrodku, np. „ciepłą ścianę” szczelinową lub przesłonę na bazie cementu (przy badaniu szczelności tej przesłony) albo różnicę temperatur wody (zbiornik–grunt albo rurociąg–grunt). Metoda aktywna polega na podgrzaniu ośrodka gruntowego w rejonie poddanym badaniu za pomocą grzałki albo kabla grzejjego. W tej odmianie termomonitoringu obserwuje się tempo stygnięcia gruntu wokół poszczególnych czujników temperatury. Dane pozwalają na przeanalizowanie, jak wprowadzone ciepło rozchodzi się w ośrodku. Jeśli czujniki wskazują, że otaczający je grunt stygnie równomiernie, świadczy to o braku przepływu wody. Szybsze stygnięcie gruntu na jakimś obszarze oznacza przepływ wody [Popielski i in. 2018].

W ostatnich latach stosuje się również tzw. monitoring pasywno-aktywny, czasami nazywany również mieszanym [Radzicki, Stoliński 2019]. Polega on na użyciu czujników temperatury zintegrowanych z elementami grzejjymi. Długookresowo mierzone są naturalne temperatury gruntu, jak w termomonitoringu pasywnym. Jeśli w wyniku tych obserwacji okaże się, że w jakimś rejonie mierzone wartości temperatury zaczynają odbiegać od dotychczasowych, możliwe jest przeprowadzenie badania metoda aktywną – uruchamiane są elementy grzejjne i mierzy się tempo stygnięcia czujników.



Rys. 1. Zaburzenie pola temperatury w wyniku przepływu wody (przecieku) [Dornstädter 1997].

3. Badania laboratoryjne na modelu fizycznym

W Zakładzie Budownictwa Wodnego i Hydrauliki Politechniki Warszawskiej zaprojektowano i wykonano model fizyczny, który umożliwia badanie zjawiska filtracji metodą termomonitoringu aktywnego (rys. 2-4). Zbiornik podzielono na trzy komory: dopływową, badawczą i odpływową. W komorze dopływowej umieszczona jest ścianka rozpraszająca energię. Komory oddzielone są od siebie perforowanymi ściankami. Wszystkie elementy zbiornika są wykonane z przezroczystego tworzywa sztucznego, dzięki czemu można obserwować poziom wody w komorze dopływowej i odpływowej. W czasie testów w komorze badawczej umieszczone jest około 0,1 m³ badanego gruntu, element grzejny i punktowe czujniki temperatury. Na perforowanych ściankach między komorami w czasie badań mocuje się od strony komory badawczej warstwę geowłókniny. Dzięki temu przepływająca woda nie wynosi gruntu z komory badawczej. Rozmieszczenie w ko-



Rys. 2. Model fizyczny do badania filtracji (fot. A. Budzianowska).

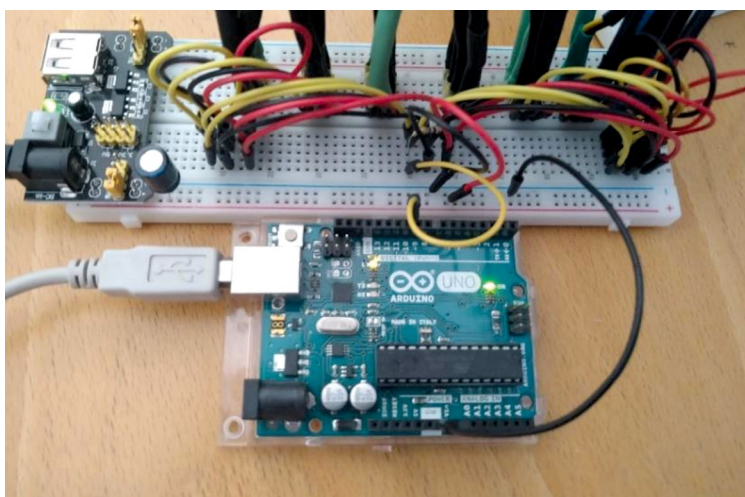


Rys. 3. Model fizyczny do badania filtracji – widok na napełnioną komorę badawczą (fot. A. Budzianowska).

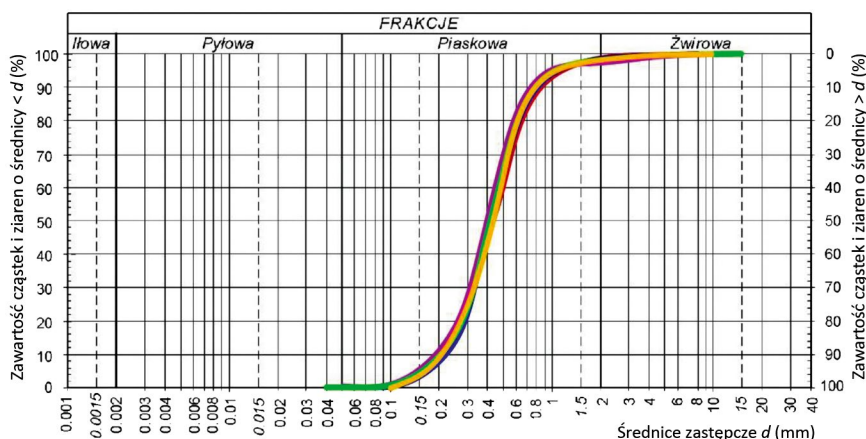
morze badawczej czujników temperatury i elementu grzejnego zależy od wykonywanych badań. Dane pomiarowe z czujników temperatury rejestruje układ elektroniczny oparty na platformie typu Arduino, następnie są one przesyłane do komputera. Przepływ mierzony jest za pomocą naczynia pomiarowego.

4. Przeprowadzone badanie laboratoryjne

W badaniu analizowano zmiany temperatury mierzonej przez czujniki w czasie podgrzewania i stygnięcia gruntu w warunkach filtracji ustalonej. Komorę badawczą wypełniono do wysokości 40 cm piaskiem pochodzącym z warszawskiego odcinka Wisły. Na podstawie przeprowadzonej analizy sitowej zakwalifikowano go jako piasek średni (rys. 5). Wskaźnik różnoziarnistości badanego piasku wynosi 2,35, jest to zatem grunt równoziarnisty, co jest typowe dla piasków pochodzenia rzecznoego.

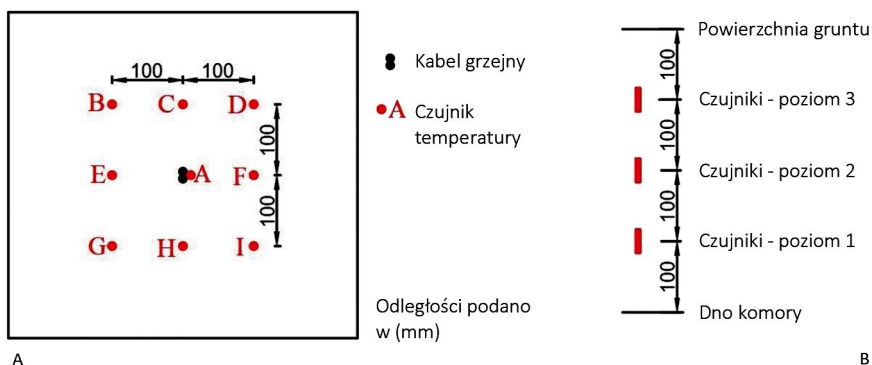


Rys. 4. Układ akwizycji danych pomiarowych (fot. A. Budzianowska).



Rys. 5. Wyniki analizy sitowej badanego piasku.

W centralnym punkcie komory badawczej umieszczono kabel grzewczy o mocy 50 W/m. Część kabla znajdująca się w warstwie piasku miała długość 80 cm, co dało moc grzania równą 40 W. Wokół kabla w regularnych odstępach umieszczono na planie kwadratu profile pomiarowe. Każdy z nich złożony był z trzech czujników temperatury umieszczonych 10, 20 i 30 cm nad dnem komory (rys. 6). Poziom wody w komorze dopływowej wynosił 36,3 cm, a w odpływowej – 25,2 cm. Przepływ zmierzony naczyniem pomiarowym wyniósł około 0,5 l/min.



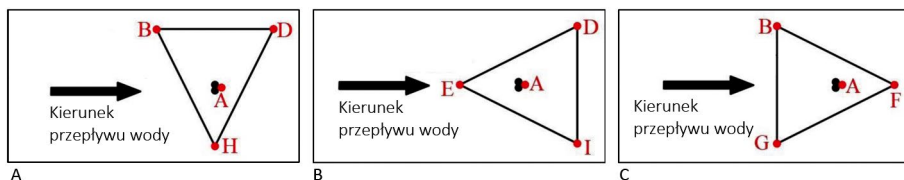
Rys. 6. Schemat rozmieszczenia elementów w komorze badawczej: (a) plan, (b) profil.

5. Uzyskane wyniki

Analizie poddano wyniki pomiarów temperatury zarejestrowane przez zespoły trzech czujników rozmieszczonych wokół kabla grzewczego na planie trójkąta dla różnych wariantów napływu wody na układ (rys. 7):

- napływ z boku trójkąta;
- napływ na wierzchołek trójkąta;
- napływ na podstawę trójkąta.

Profil pomiarowy A służył jako wskaźnik temperatury elementu grzewczego (był umieszczony w jego bezpośrednim sąsiedztwie), dlatego jest uwzględniony w każdym z rozpatrywanych przypadków. W analizie nie brano pod uwagę czujników umieszczonych w poziomie trzecim (30 cm nad dnem zbiornika), gdyż znajdowały się powyżej poziomu wody w komorze odpływowej, czyli poza strefą pełnego wysycenia wodą.



Rys. 7. Badane schematy napływu wody na trójkątny układ czujników:

(a) z boku; (b) na wierzchołek; (c) na podstawę.

Badanie trwało 135 minut, z czego około 25 minut zajęło uzyskanie stałych wskazań w profilu pomiarowym A. Następnie przez 55 minut utrzymano podgrzewanie gruntu w celu obserwacji, jak ciepło rozchodzi się w ośrodku i które czujniki zarejestrują wzrost temperatury. Zgodnie z oczekiwaniami, wynikającymi z założeń metody termomonitoringu, patrząc na drogę filtrującej wody:

- czujniki położone „za” grzałką zarejestrowały największy wzrost temperatury (do 4,00°C w profilu F, leżącym w linii prostej za grzałką, do 1,5°C w profilu D i do 1,00°C w profilu I);
- czujniki położone w tej samej linii co grzałka zarejestrowały minimalny wzrost temperatury (0,25-0,50°C dla profili C i H);
- czujniki położone „przed” grzałką, czyli B, E i G, zarejestrowały zmiany na granicy błędu pomiarowego (0,00-0,25°C).

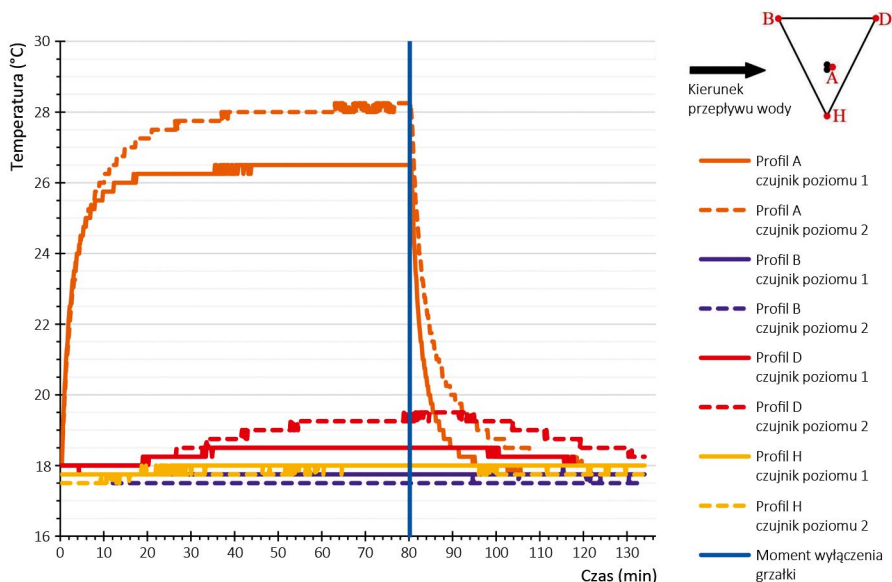
Uzyskane wyniki pomiarów temperatury dla poszczególnych schematów napływu wody na czujniki przedstawiono na rysunkach 8-10.

Dla schematu „a” (napływ na bok trójkątnego układu czujników) wszystkie zarejestrowane zmiany były niewielkie. Jest to spowodowane faktem, że żaden z trzech rozważanych profili pomiarowych nie leży w linii prostej za elementem grzejnym. Najbardziej widoczny jest wzrost o 0,5-1,5°C temperatury zarejestrowanej przez sondy w profilu D. Wzrost ten nastąpił po rozgrzaniu kabla grzejnego i ustaleniu jego temperatury na stałym poziomie. Czujniki w profilu H, położonym w jednej linii z kablem grzejnym, wykazują minimalny wzrost mierzonych temperatur – do 0,5°C. Czujniki w profilu B, położonym „przed” grzałką, nie wykazały praktycznie żadnych zmian temperatury.

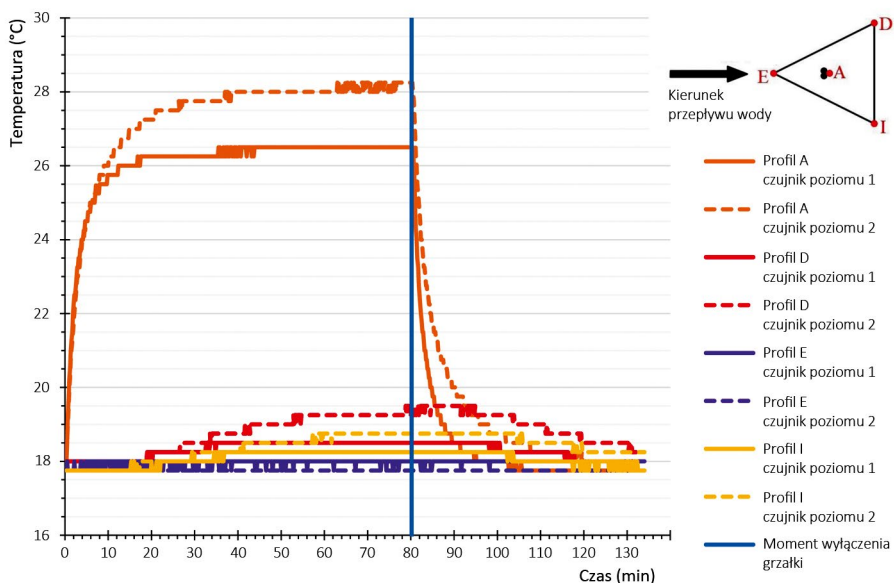
W schemacie „b” (napływ na wierzchołek trójkątnego układu czujników) zmierzony wzrost temperatur jest również niewielki. Jednak wyraźnie widać, że do czujników leżących w profilach pomiarowych D oraz I, czyli w linii „za” elementem grzejnym, filtrująca woda dostarcza ciepło (wzrost temperatur o 0,5-1,5°C). W trzecim profilu pomiarowym nie zarejestrowano zmiany temperatury.

Wyniki pomiarów uzyskane dla schematu „c” (napływ prostopadle na podstawę trójkątnego układu czujników) są najbardziej czytelne spośród rozważanych przypadków. Sondy w dwóch profilach pomiarowych znajdujących się „przed” grzałką wykazują zmiany temperatury w granicach błędu pomiarowego. Natomiast profil pomiarowy F, leżący w linii prostej „za” kablem grzewczym, wykazuje duży wzrost temperatury wynoszący 3,75-4,00°C. Wzrost ten zaczyna następować bezpośrednio po osiągnięciu przez element grzewczy stałej temperatury pracy. Temperatura w tym profilu pomiarowym ustabilizowała się na poziomie 21,50-21,75°C. Po wyłączeniu grzania czujniki tego profilu pomiarowego zaczynają stygnąć po upływie około 10 minut. Proces ten przebiega w podobnym tempie, jak stygnięcie samego elementu grzejącego (profil pomiarowy A).

Dla porównania na rysunku 11 przedstawiono wykres temperatur zmierzonych przez czujniki ujęte w schemacie „c” w czasie podgrzewania nawodnionego gruntu, ale bez przepływu wody. Temperatury zarejestrowane w profilu pomiarowym F rosną liniowo, tak jak w profilach pomiarowych B oraz G. Po wyłączeniu elementu grzejnego wszystkie profile pomiarowe wykazały stabilizację

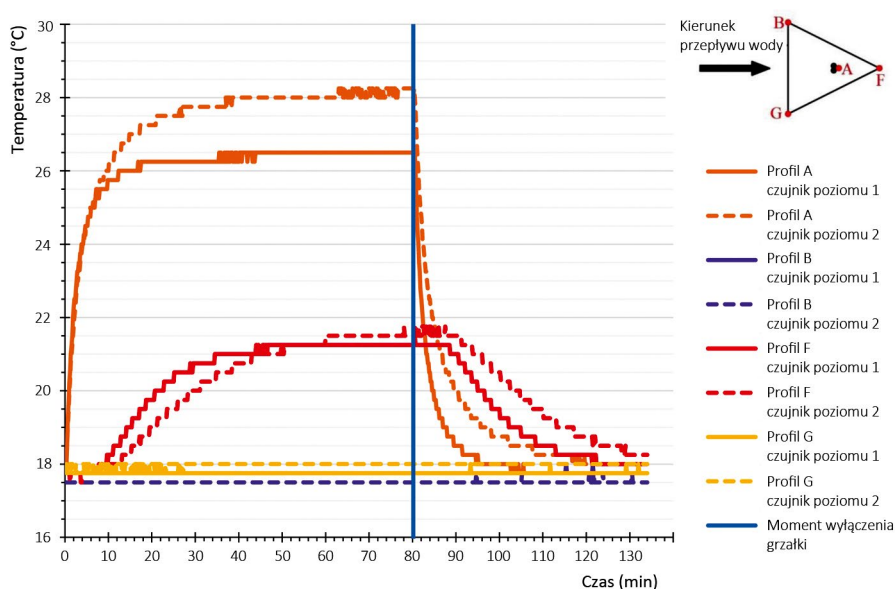


Rys. 8. Wykres temperatur zmierzonych dla schematu „a” (napływ z boku trójkąta).

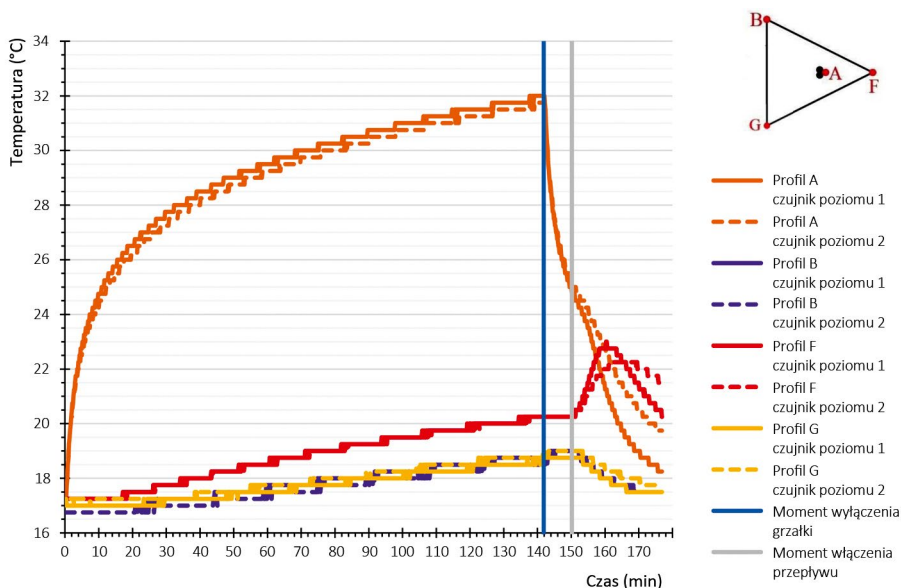


Rys. 9. Wykres temperatur zmierzonych dla schematu „b” (napływ na wierzchołek trójkąta).

mierzonych temperatur. Natomiast po uruchomieniu przepływu (otwarciu zaworu odpływowego z modelu) czujniki w profilu F wykazały wyraźny wzrost temperatury (o 2,50°C), a czujniki w profilach B i G wyraźny spadek temperatury gruntu (o 1,50°C). Obserwacje te kolejny raz potwierdzają, że dostarczone przez kabel grzewczy ciepło jest transportowane z masą filtrującej wody.



Rys. 10. Wykres temperatur zmierzonych dla schematu „c” (napływ na podstawę trójkąta).



Rys. 11. Wykres temperatur zmierzonych dla czujników schematu „c” w czasie podgrzewania gruntu bez przepływu.

6. Podsumowanie

Opisane badania są pierwszą próbą ustalenia na modelu fizycznym, w jaki sposób kierunek napływu wody wpływa na wartości mierzonych temperatur. Uzyskane wyniki jakościowo są zgodne z założeniami metody termomonitoringu i potwierdzają, że energia cieplna wprowadzona do badanego gruntu jest odbierana i transportowana przez filtrującą wodę. Zmiany temperatury z tym związane mogą być skutecznie mierzone i interpretowane w celu detekcji przecieku lub wzmoczonej filtracji, które to procesy są przyczynami wielu awarii obiektów inżynierskich.

W badaniach rozważono jedynie podstawowe schematy napływu wody na układ trzech profili pomiarowych. W kolejnym planowanym badaniu dodatkowe czujniki zostaną zainstalowane na poziomie 1 i 2. Dzięki zwiększeniu liczby czujników możliwe będzie zbadanie również ułożeń w formie ośmio- lub dwunastokąta. Dodatkowo czujniki zostaną umieszczone bliżej elementu grzejjego, dzięki czemu prawdopodobnie łatwiej będzie zaobserwować zmiany temperatury gruntu. Kolejnym krokiem w badaniach będzie pomiar zmian temperatury gruntu przy różnych prędkościach przepływu i opracowanie modelu numerycznego, który zostanie skalibrowany na podstawie wyników z modelu fizycznego.

Literatura

- Bersan S., Koelewijn A.R., Simonini P., 2018, Effectiveness of distributed temperature measurements for early detection of piping in river embankments, *Hydrology and Earth System Sciences*, 22 (2), 1491-1508, DOI: 10.5194/hess-22-1491-2018.
- Caldeira L., 2018, Internal erosion in dams, *Soils and Rocks*, 41 (3), 237-263, DOI: 10.28927/SR.413237.
- Dąbska A., Popielski P., 2019a, Deformacje filtracyjne gruntów – klasyfikacja, *Gospodarka Wodna*, 8, 7-13.
- Dąbska A., Popielski P., 2019b, Mikrodeformacje filtracyjne gruntów, *Gospodarka Wodna*, 10, 7-12.
- Dąbska A., Popielski P., 2020, Makrodeformacje filtracyjne gruntów, *Gospodarka Wodna*, 2, 15-18.
- Dornstädter J., 1997, Detection of internal erosion in embankment dams, [w:] 19th International Congress on Large Dams, Florence, Q73, R7, Volume II, 87-101.
- Fabritius A., Heinemann B., Dornstädter J., Trick T., 2017, Distributed fibre optic temperature measurements for dam safety monitoring: current state of the art and further developments, [w:] SANCOLD Conference 2017: Management of Dams and Reservoirs in Southern Africa, 347-356.
- Feng X., Han Y., Wang Z., Liu H., 2018, Structural performance monitoring of buried pipelines using distributed fiber optic sensors, *Journal of Civil Structural Health Monitoring*, 8 (3), 509-516, DOI: 10.1007/s13349-018-0286-3.
- Gajewski A., Sznaj T., 1977, Sprawozdanie z prac badawczo-wdrożeniowych. Temat: Zastosowanie aparatury geofizycznej do pomiarów kontrolnych budowli wodnych w zakresie: dobór aparatury i opracowanie metodyki badań geotermicznych dla ustaleń ucieczek wody ze zbiorników, Warszawa.
- Ghafoori Y., Maček M., Vidmar A., Řiha J., Kryżanowski A., 2020, Analysis of seepage in a laboratory scaled model using passive optical fiber distributed temperature sensor, *Water*, 12 (2), DOI: 10.3390/w12020367.

Ghafoori Y., Maček M., Vidmar A., Řiha J., Kryžanowski A., 2021, Heat transfer by seepage in sand: Influence of saturated hydraulic conductivity and porosity, *Acta Hydrotechnica*, 34 (60), 61-75, DOI: 10.15292/acta.hydro.2021.05.

ICOLD, 2017a, ICOLD Bulletin 164: Internal erosion of existing dams, levees, and dikes, and their foundations. Volume 2 : Case histories, investigations, testing, remediation and surveillance.

ICOLD, 2017b, ICOLD Bulletin 164: Internal erosion of existing dams, levees, and dikes, and their foundations. Volume 1.

Johansson S., 1997, Seepage monitoring in embankment dams, rozprawa doktorska, Royal Institute of Technology, dostępne online <http://kth.diva-portal.org/smash/get/diva2:8066/FULLTEXT01> (08.07.2021).

Kappelmeyer O., 1957, The use of near surface temperature measurements for discovering anomalies due to causes at depths, *Geophysical Prospecting*, 5 (3), 239-258, DOI: 10.1111/j.1365-2478.1957.tb01431.x.

Koelewijn A.R., Vries G.D., Lottum H.V., Förster U., Beek V.V., Bezuijen A., 2014, Full-scale testing of piping prevention measures: three tests at the IJkdijk, [w:] *Proceedings of 8th International Conference on Physical Modelling in Geotechnics*, 891-897, DOI: 10.1201/b16200-124.

Popielski P., Radzicki K., Kasprzak A., 2018, Możliwości oceny szczelności podłoża i obudowy głębokiego wykopu, *Materiały Budowlane*, 546 (2), 14-16, DOI: 10.15199/33.2018.02.03.

Radzicki K., 2009, Analyse retard des mesures de températures dans les digues avec application à la détection de fuites, rozprawa doktorska, *AgroParisTech*, DOI: 10.13140/RG.2.1.1900.2401.

Radzicki K., 2011, Zastosowanie termomonitoringu do detekcji przecieków oraz erozji wewnętrznej w ziemnych budowlach piętrzących, [w:] *Bezpieczeństwo zapór – nowe wyzwania*, J. Winter, A. Kosik, A. Wita (red.), *IMGW-PIB, Warszawa*, 230-239.

Radzicki K., Popielski P., Dornstädter J., 2017, Termomonitoring przecieków oraz procesów erozyjnych w analizie konstrukcji wykopów i budowli piętrzących, *Przegląd Geologiczny*, 65 (4), 234-242.

Radzicki K., Stoliński M., 2019, Detekcja strefy nasilonego przepływu wody w podłożu holenderskiego wału morskiego, [w:] *Monitoring i bezpieczeństwo budowli hydrotechnicznych*, J. Winter, A. Wita, P. Popielski, E. Sieński (red.), *IMGW-PIB, Warszawa*, 205-214.

Sekuła K., Borecka A., Kessler D., Majerski P., 2017, Smart levee in Poland. Full-scale monitoring experimental study of levees by different methods, *Computer Science*, 18 (4), 357-384, DOI: 10.7494/csci.2017.18.4.2220.

Sieński E., Śliwiński P. (red.), 2015, *Wytyczne wykonywania badań, pomiarów, ocen stanu technicznego i stanu bezpieczeństwa budowli piętrzących wodę*, *IMGW-PIB, Warszawa-Katowice*, 86 s.

Stanisz J., Borecka A., Leśniak A., Zieliński K., 2014, Wybrane systemy monitorujące obwałowania przeciwpowodziowe, *Przegląd Geologiczny*, 62 (10/2), 699-703.

Velásquez J.P., 2007, Fiber optic temperature measurements: further development of the gradient method for leakage detection and localization in earthen structures, *Berichte des Lehrstuhls und der Versuchsanstalt für Wasserbau und Wasserwirtschaft*, 108, 252 s.

de Vries G., Koelewijn A.R., Hopman V., 2010, Jkdijk full scale underseepage erosion (piping) test: evaluation of innovative sensor technology', [w:] *International Conference on Scour and Erosion (ICSE-5)*, 649-657, DOI: 10.1061/41147(392)63.

Wyniki laboratoryjnych badań filtracji przykładowych glin przewarstwionych pyłami w różnym trójosiowym stanie naprężenia

Case study of filtration laboratory tests in different triaxial stress state with the use of example laminated loam

Lukasz KACZMAREK, Agnieszka DĄBSKA, Paweł POPIELSKI

Politechnika Warszawska, Wydział Instalacji Budowlanych Hydrotechniki i Inżynierii Środowiska

Streszczenie

Artykuł dotyczy badań współczynnika filtracji pionowej (k_z) wybranego anizotropowego spoistego gruntu – laminowanej gliny pobranej z centralnej Polski. Dla uzyskania wysokiej dokładności oznaczeń wartości k_z wykorzystano system trójosiowego ściskania, składający się z elektromechanicznej prasy, czujnika przemieszczeń i kontrolerów (obejmujących trzy hydrauliczne pompy). Program badawczy zakładał realizację kilku serii pomiarów współczynnika filtracji pionowej (przy stałym gradiencie hydraulicznym $i = 30$), przy różnym stanie naprężenia oraz przy przepływie wody w kierunku z góry do dołu, a następnie z dołu do góry. Stałe izotropowe efektywne naprężenie okólne, po zaplanowanych etapach badań filtracji, wzrastało stopniowo do m . Wyniki przeprowadzonych badań wskazują na zróżnicowanie współczynnika filtracji pionowej w relacji do zadawanych warunków badania. Dowodzi to potrzeby wyjaśnieniem zależności między właściwościami filtracyjnymi różnych typów gruntów (ze specyficzną strukturą) i stanem naprężenia.

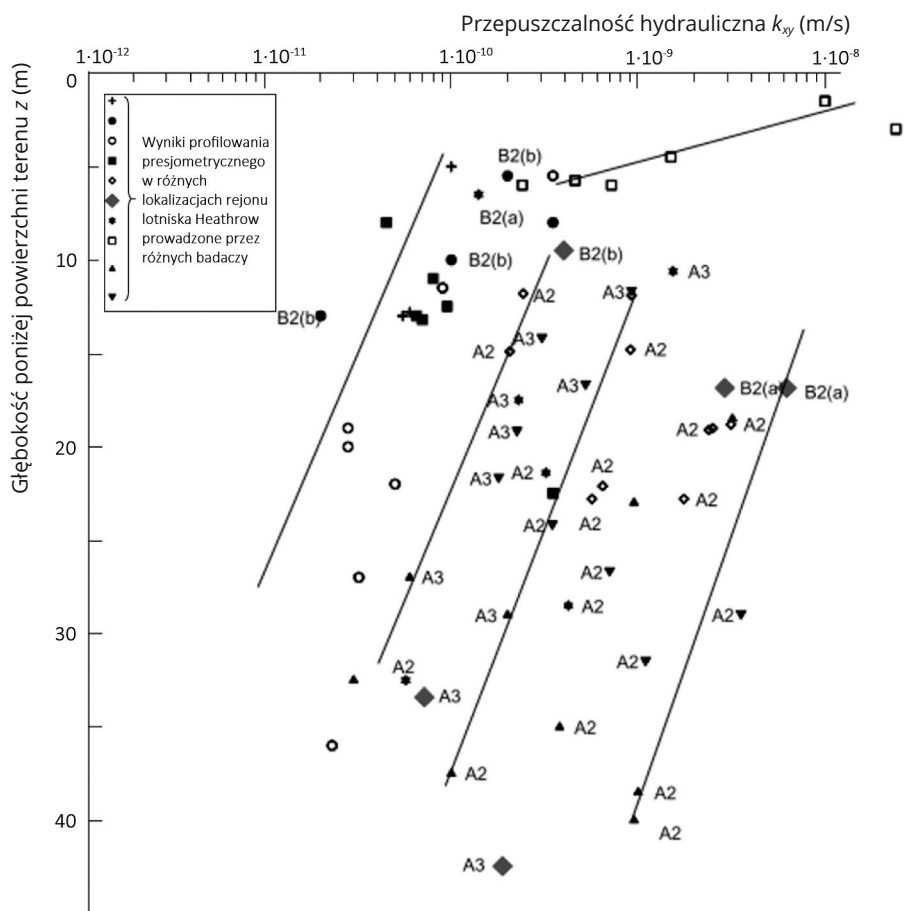
1. Wprowadzenie

Struktura gruntu i stan naprężenia stanowią sprzężone ze sobą czynniki determinujące wodoprzepuszczalność, co manifestuje się najczęściej w malejącej wartości współczynnika filtracji gruntu wraz ze zwiększaniem głębokości jego zalegania (wzrost obciążenia), co zostało potwierdzone m.in. w artykule dotyczącym filtracyjnych badań wybranych glin w aparacie trójosiowego ściskania [Szczepański i in. 2011]. Na rysunku 1 przedstawiono przykład malejącego współczynnika horyzontalnej filtracji k_{xy} (wyznaczonego badaniami presjometrycznymi) laminowanych spoistych ilów (nazewnictwo wg PN-86/B-02480) wraz z głębokością ich występowania. Redukcja ta w rejonie londyńskiego lotniska Heathrow [High i in. 2007] wynosiła rząd wielkości przy głębokości wzrastającej od powierzchni terenu do 10 m. Warto także zwrócić uwagę na warstwową strukturę gruntu, powodującą znaczne zróżnicowanie przepuszczalności hydraulicznej w kierunku równoległym (horyzontalnym) do warstwowania k_{xy} oraz w kierunku prostopadłym do układu warstw k_z (nawet do 40 razy) [Maasland 1957; Grabowska-Olszewska, Siergiejew 1977]. Przykłady te wskazują na istotność uwzględniania zmian współczynnika filtracji wraz z głębokością i jego niejednorodności przy ocenie warunków wodno-gruntowych w podłożu oraz odtworzenia rzeczywistego stanu naprężenia w warunkach laboratoryjnych dla uzyskania dokładnych wartości współczynnika filtracji.

W artykule przedstawiono studium przypadku wyznaczania współczynnika pionowej filtracji przykładowych anizotropowych glin pylastych zwięzłych, poziomo laminowanych pyłami i z domieszką części organicznych, z wykorzystaniem aparatu trójosiowego ściskania modyfikowanego do badań wodoprzepuszczalności.

2. Materiał badawczy

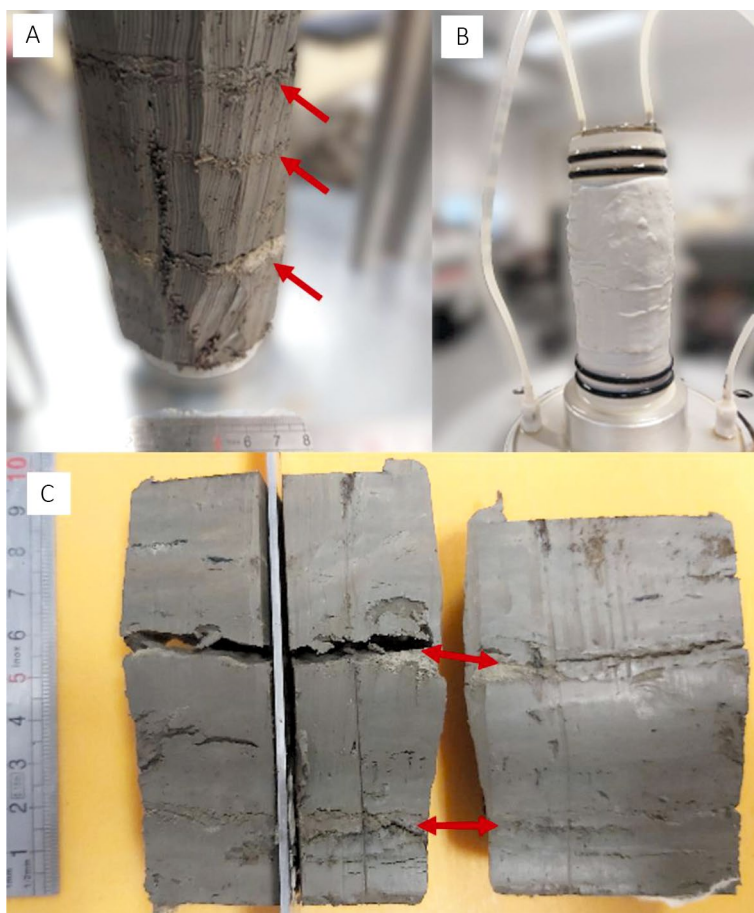
Do badań wybrano grunt normalnie skonsolidowany, który według klasyfikacji opartej na składzie granulometrycznym, przyjętej w normie PN-86/B-02480, stanowi materiał drobnoziarnisty, spoisty – glinę pylastą zwięzłą ($G\pi z$) laminowaną pyłem i z domieszką części organicznych ($I_{om} = 1,95\%$) pochodzenia aluwialnego. Grunt ten składa się z frakcji iłowej ($f_i = 24,4\%$), pyłowej ($f_\pi = 68,2\%$) i piaskowej ($f_p = 7,4\%$). Na podstawie literatury [Pazdro, Kozerski 1990] można szacować właściwości filtracyjne glin



Rys. 1. Wyniki pomiarów wodoprzepuszczalności iłów londyńskich w rejonie lotniska Heathrow z wykorzystaniem presjometru [zmodyfikowane za Hight i in. 2007].

pylastych zwięzłych jako półprzepuszczalne/nieprzepuszczalne, w zakresie wartości współczynnika filtracji k od $<10^{-8}$ m/s do 10^{-6} m/s. Natomiast przewarstwienia pyłów i piasków pylastych stanowią utwory słabo przepuszczalne/półprzepuszczalne, w zakresie współczynnika filtracji k od 10^{-8} m/s do 10^{-5} m/s. Części organiczne we wcześniej wskazanej ilości nie będą wpływać istotnie na wodoprzepuszczalność badanych gruntów.

Materiał badawczy pobrano w postaci rdzeni NNS (grunt o naturalnej strukturze i wilgotności) o średnicy 10 cm i długości 1 m z okolic Bolimowskiego Parku Krajobrazowego (województwo łódzkie), z głębokości ok. 3 m p.p.t. Na rysunku 2 przedstawiono wycinaną walcową próbkę (o średnicy 5 cm i wysokości 10 cm) z charakterystycznymi poprzecznymi laminami pyłu, a także próbkę po badaniu w gumowej membranie (zabezpieczającej przed rozmyciem) i po przecięciu jej na pół.

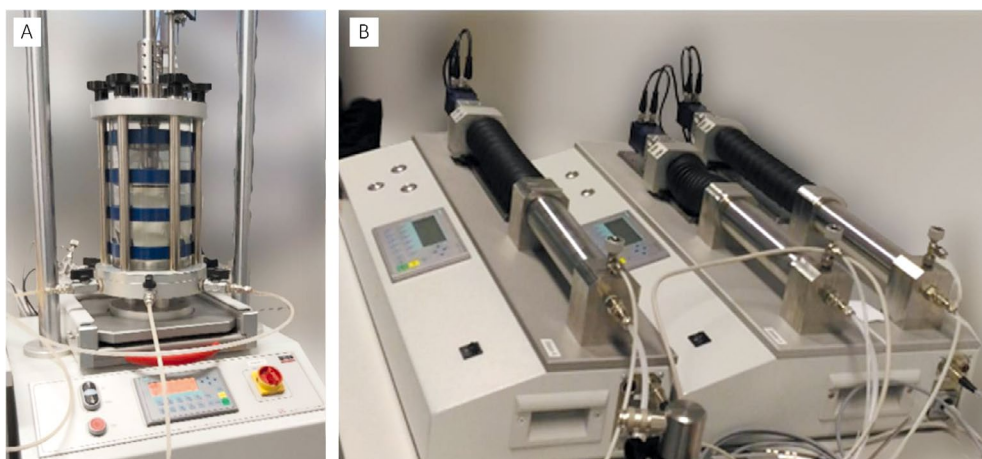


Rys. 2. Badana próbka gliny pylastej zwięzłej laminowanej pyłami (wskazane czerwonymi strzałkami): (a) w trakcie wycinania do formy walca; (b) po badaniu w gumowej membranie; (c) po badaniu rozcięta na pół.

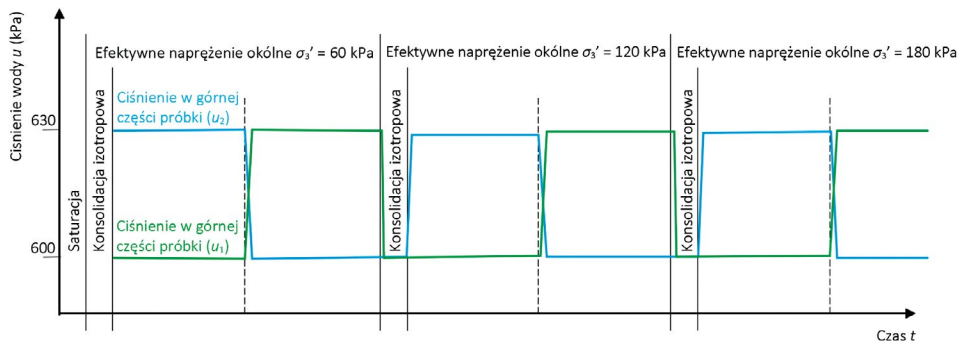
Wilgotność naturalna badanego materiału wynosiła $w_n = 24,3\%$, granica plastyczności $w_p = 21,5\%$, a granica płynności $w_L = 33,8\%$. Na tej podstawie określono stopień plastyczności, który wyniósł $I_L = 0,23$; stan gruntu oceniono jako twardoplastyczny. Gęstość objętościowa analizowanej gliny była równa $\rho = 2,04 \text{ Mg/m}^3$, natomiast gęstość objętościowa szkieletu gruntowego $\rho_d = 1,64 \text{ Mg/m}^3$. Bazując na literaturze [Myślińska 2016; PN-81/B-03020], można założyć gęstość właściwą szkieletu gruntowego równą $\rho_s = 2,71 \text{ Mg/m}^3$, co umożliwi obliczenie porowatości $n = 0,39$. W miejscach przewarstwień pylastych porowatość może być większa o około kilkanaście procent [Pazdro, Kozerski 1990].

3. Metodyka badań

Badania filtracji pionowej przeprowadzono z wykorzystaniem trójosiowego systemu ściskania produkcji Wille Geotechnik (rys. 3) sterowanego komputerowo. Procedurę ba-



Rys. 3. Aparat trójosiowego ściskania do badań filtracji: (a) komora trójosiowa (wewnątrz próbka) na prasie elektromechanicznej; (b) kontroler ciśnienia wody w komorze do zadawania naprężenia bocznego (z lewej) i podwójny kontroler ciśnienia wody w górnej i dolnej części próbki gruntu (z prawej).



Rys. 4. Zastosowany schemat badawczy wyznaczania współczynnika pionowej filtracji w aparacie trójosiowego ściskania.

dawczą oparto na aktualnych normach technicznych [ISO/TS 17892-9:2004; ISO/TS 17892-11:2009] i specjalistycznej literaturze [Head, Epps 2014; Lade 2016].

Po wycięciu i umieszczeniu walcowej próbki gruntu w komorze trójosiowego aparatu, zabezpieczonej gumową membraną, dokonano pełnej saturacji gruntu wodą, a następnie poddano go trzyetapowej konsolidacji (przy trzech różnych wartościach naprężenia okólnego). Po każdym etapie konsolidacji następowało badanie filtracji (rys. 4). W kolejnych etapach zwiększano naprężenia efektywne oddziałujące na grunt, co uniemożliwiło odprężenie gruntu. Pełne badanie trwało około tygodnia.

Etap nasycania próbek wodą (tj. saturacji) wykonano przy zastosowaniu metody ciśnienia wyrównawczego (inaczej wstecznego, ang. *back-pressure* [Black, Lee 1973]). Metoda ta polega na równoczesnym zwiększaniu ciśnienia wody w komorze (naprężenia okólnego próbki) i zadawanego ciśnienia wody na próbkę gruntu, przy czym ciśnienie wody w komorze jest większe o założoną stałą wartość (stanowiąc naprężenie efektywne). W badaniach zastosowano 30 kPa różnicę ciśnienia wody w komorze oraz zadawanego na próbkę. Różnica ta była podyktowana zamiarem przeciwdziałania efektom ewentualnego pęcznienia próbki gruntu w trakcie saturacji. Przebieg saturacji, a w zasadzie efekt rozpuszczania fazy gazowej w fazie ciekłej w przestrzeni porowej, determinowany jest zarówno wartościami ciśnienia wody, jak i czasem prowadzenia zabiegu saturacji, dlatego dla szybszego uzyskania saturacji (wartość parametru Skemptona $B \sim 1$) procedurę prowadzono przy stosunkowo wysokim ciśnieniu wyrównawczym (600 kPa). Odpowiednie nasycenie jest istotnym aspektem dla uzyskania niezaburzonego przepływu wody.

Po przeprowadzeniu saturacji następowały trzy etapy badań obejmujące izotropową konsolidację próbki, przedzieloną etapami badań filtracji. Czynnikiem wymuszającym konsolidację było zwiększenie izotropowego ciśnienia wody w komorze (naprężenia okólnego) do utrzymywanej dalej jego stałej, zaplanowanej wartości. Równocześnie system kontroli ciśnienia wyrównawczego zachowywał jego stałą wartość, poprzez umożliwienie odpływu nadwyżki objętości wody w próbce, zaistniałej w wyniku zmniejszenia objętości przestrzeni porowej w próbce podczas konsolidacji. W momencie, gdy tempo spadku objętości wody odprowadzanej z próbki zbliżało się do zera, proces konsolidacji uznawano za zakończony. Aplikowane efektywne naprężenia konsolidacyjne (σ_3') wynosiły 60, 120 i 180 kPa. Zastosowany zakres wartości naprężenia efektywnego powodującego konsolidację przyjęto na podstawie profilu litologicznego, obecności wód gruntowych i głębokości pobrania próbki gruntu. Informacje te umożliwiły określenie uśredniających wartości naprężenia efektywnego w podłożu gruntowym.

Wyznaczenie współczynnika pionowej filtracji k_z w aparacie trójosiowego ściskania polegało na pomiarze wydatku, tj. ilości wody przechodzącej przez próbkę w określonej jednostce czasu (Q), przepływającej z jednego kontrolera ciśnienia wody do drugiego przez próbkę gruntu (ang. *triaxial permeability test with two back pressure systems*), na podstawie wzoru:

$$k = \frac{Q}{Ai} \quad (1)$$

gdzie: Q – natężenie przepływu (m^3/s); A – przekrój poprzeczny przez walcową próbkę, ($A \approx 0,002 \text{ m}^2$); i – gradient hydrauliczny (-),

$$i = \Delta h/l \quad (2)$$

gdzie: l – droga filtracji (m), w analizowanym przypadku wysokość próbki $l = 0,1 \text{ m}$; Δh – różnica wysokości hydraulicznej (m).

Przy założeniu, że 1 m słupa wody wywiera 10 kPa ciśnienia wody (u), wzór (2) przyjmuje postać:

$$i = \Delta u/(l \cdot \gamma_w) \quad (3)$$

gdzie: γ_w – ciężar właściwy wody; $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$; l – jak we wzorze (2), stąd $i = \Delta u$ (-).

Zastosowano schemat badania filtracji przy stałym gradiencie hydraulicznym i przepływie wody w kierunku z góry do dołu próbki (przez 3 h), a następnie z dołu do góry próbki (przez 3 h). Na próbkę gruntu przez cały czas badania oddziaływało naprężenie okólne (inaczej boczne) σ_3' , będące ciśnieniem okólnym wody w komorze (zmieniające się zgodnie ze schematem na rys. 4). Zadawanie gradientu hydraulicznego i realizowano poprzez zwiększanie ciśnienia wody najpierw w jednej części próbki, przy równoczesnym utrzymywaniu stałej wartości w drugiej części próbki, a następnie na odwrót (wynik k_z stanowił uśrednioną wartość pomiaru). Rozpoczęcie przepływu przez system połączonych porów występujących w strukturze gruntów spoistych wymaga przekroczenia tzw. początkowego gradientu hydraulicznego. W tym celu, zgodnie ze standardami technicznymi [Wysokiński, Łukasik 1996] i literaturą przedmiotu dotyczącą zbliżonych litologicznie gruntów [Jaromińska 2002; Szczepański i in. 2011], zastosowano gradient hydrauliczny równy $i = 30$. Bazując na rekomendacjach PKN-CEN ISO/TS 17892-11, uzyskany wynik współczynnika filtracji przy zarejestrowanej temperaturze wody ($T \approx 20^\circ\text{C}$) przeliczono na referencyjną wartość przy 10°C :

$$k_{10} = \alpha \cdot k \quad (4)$$

gdzie: α – współczynnik poprawkowy obliczany z wykorzystaniem wzoru Poiseuille, dla $T \approx 20^\circ\text{C}$, $\alpha = 0,771$.

4. Wyniki badań i ich analiza

Uzyskane wartości współczynnika pionowej filtracji k_z na poszczególnych etapach badania (w kierunku *quasi* osiowym) przepływu przez próbkę (prostopadle do pylastych lamin) zestawiono w tabeli 1.

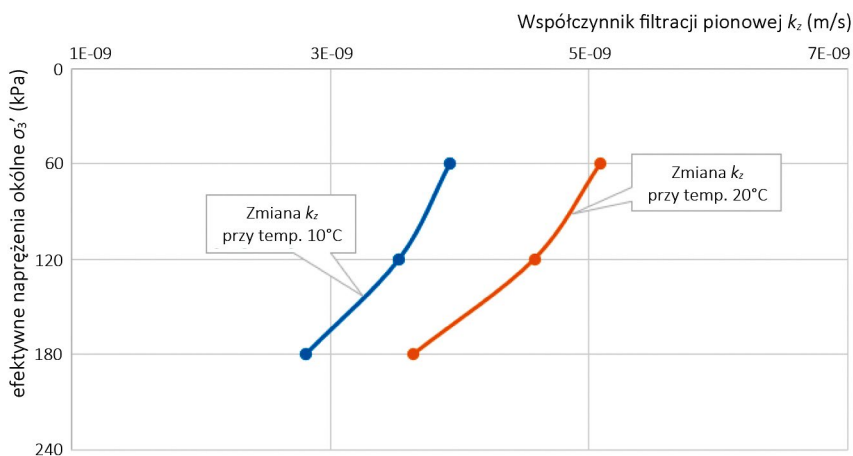
Tabela 1. Wyniki badań współczynnika filtracji próbki anizotropowej gliny pylastej zwięzłej w różnych stanach naprężenia.

Efektywne naprężenie okólne σ_3 , (kPa)	Zwrot <i>quasi</i> osiowego przepływu	Współczynnik filtracji k_z (m/s)		
		Wyniki na danym etapie badania	Wartość uśredniona	Uwzględnienie poprawki temp. α dla $T = 10^\circ\text{C}$
60	do dołu	$5,97 \cdot 10^{-9}$	$5,09 \cdot 10^{-9}$	$3,92 \cdot 10^{-9}$
	do góry	$4,21 \cdot 10^{-9}$		
120	do dołu	$5,27 \cdot 10^{-9}$	$4,58 \cdot 10^{-9}$	$3,53 \cdot 10^{-9}$
	do góry	$3,89 \cdot 10^{-9}$		
180	do dołu	$3,87 \cdot 10^{-9}$	$3,64 \cdot 10^{-9}$	$2,81 \cdot 10^{-9}$
	do góry	$3,41 \cdot 10^{-9}$		

Przy zmianie efektywnego naprężenia okólnego w zakresie 120 kPa, przy różnych zwrotach przepływu, jak również przy gradiencie hydraulicznym $i = 30$ oraz po uwzględnieniu wpływu temperatury $T = 10^\circ\text{C}$ i 20°C , uzyskano współczynnik filtracji k_z w przedziale wartości między $2,81 \cdot 10^{-9}$ a $5,97 \cdot 10^{-9}$ m/s. Wyznaczony rząd wielkości (10^{-9} m/s) współczynnika pionowej filtracji analizowanych glin jest w dolnym przedziale szacowanej początkowo wartości k , tj. od $<10^{-8}$ m/s do 10^{-6} m/s [Pazdro, Kozerski 1990]. Ta znacząca różnica względem średniej prognozowanej wartości wskazuje na istotną rolę naprężenia okólnego powodującego zamykanie wolnych przestrzeni. Taki efekt jest dobrze widoczny, pomimo relatywnie wysokiej ogólnej porowatości ($n = 0,39$), z powodu najprawdopodobniej niskiego udziału tzw. aktywnej porowatości oraz braku uprzywilejowanych dróg przepływu (co zweryfikowano na podstawie oceny makroskopowej struktury gruntu po badaniu), występujących w niektórych przypadkach gruntów słabo przepuszczalnych [Zabielska-Adamska 2020]. Również wtrącenia pyłów o wyższej konduktywności wodnej niż glin nie spowodowały podwyższenia uzyskanej wartości k_z , co wskazuje na wysokie właściwości izolacyjne gliniastych warstw nawet o małej miąższości. Ze względu na przewarstwienia pyłów, spodziewany jest większy współczynnik filtracji w kierunku zgodnym z kierunkiem przewarstwień k_{zy} , od współczynnika filtracji k_z . Jednocześnie na podstawie występujących poziomych laminacji można prognozować szybszy horyzontalny odpływ wód gruntowych, co wydaje się szczególnie istotne przy procesach konsolidacji. Tak więc, laminowana struktura glin cechuje się nieprzepuszczalnością (zgodnie z klasyfikacją Pazdry i Kozerskiego [1990]) i podwyższonymi zdolnościami konsolidacyjnymi. Warto zwrócić uwagę, że zawartość części organicznych w tego typu utworach aluwialnych może być większa. W tych przypadkach, z powodu wysokiej wodochłonności części organicznych i wiązania wody w swoją strukturę, nastąpi zmniejszenie wypadkowej wartości współczynnika filtracji k [Falkowska 2008].

Uzyskane w przedstawianych badaniach wartości współczynnika pionowej filtracji przy przeciwnych zwrotach przepływu różnicują się od 12% do 29%, gdzie największa zmienność występuje przy najmniejszym obciążeniu próbki gruntu. Różnica między uśrednionymi wartościami k_z przy $\sigma_3' = 60$ kPa i $\sigma_3' = 120$ kPa wynosi 10%, natomiast przy $\sigma_3' = 120$ kPa i $\sigma_3' = 180$ kPa wynosi 21%, a przy najmniejszym i największym naprężeniu okólnym – 28%. Wpływ zmiany temperatury z 20°C na 10°C na wartość k_z wynosi 23%. Różnice te są już zauważalne, chociaż nie tak duże jak możliwe zmiany współczynnika horyzontalnej filtracji przedstawione na rysunku 1 [Hight i in. 2007]. Nie mniej, zmiany współczynnika filtracji uzyskane w prezentowanych badaniach są także istotne, ponieważ może nastąpić efekt skumulowania wpływu zmiany temperatury i naprężenia okólnego, dając 45% redukcję wartości k_z (w badanych zakresach naprężenia i temperatury). Tego rzędu przeszacowanie może wystąpić na przykład w sytuacji, gdy w trakcie badań filtracji gruntu odtworzony zostanie stan naprężenia panujący w przypowierzchniowych strefach, a następnie wyniki badań zostaną przyporządkowane gruntom zalegającym głębiej, w których występujące wody nie są tak silnie związane z przypowierzchniową strefą wymiany zazwyczaj cieplejszych wód zaskórnych i gruntowych. Zmienność współczynnika pionowej filtracji przy wzrastającym naprężeniu utożsamianym ze wzrastającą głębokością przedstawiono na rysunku 5.

Laboratoryjne badania wodoprzepuszczalności gruntów z wykorzystaniem aparatury trójosiowego ściskania umożliwiają dokładne odtworzenie warunków *in situ*. Interpretując wyniki analiz, należy podkreślić, że w zagadnieniach przyrodniczych występuje silna niejednorodność i wysoki stopień skomplikowania cech środowiskowych. W przypadku współczynnika filtracji takim przykładem może być zawartość frakcji iłowej, silnie determinującej trendy zmian wartości współczynnika filtracji k , której udział w gruncie może ulegać dużym wahaniom, nawet w tym samym wydzieleniu litofacjalnym [Zawrzykraj 2017].



Rys. 5. Zależność współczynnika filtracji pionowej od efektywnego naprężenia okólnego dla badanego materiału.

5. Podsumowanie

Badania wybranego normalnie skonsolidowanego twaroplastycznego gruntu umożliwiły: (i) zaprezentowanie procedury badawczej służące określaniu właściwości filtracyjnych w trójosiowym stanie naprężenia; (ii) wykonanie wstępnej analizy wpływu anizotropowości strukturalnej gliny pylastej zwięzłej, laminowanej pyłami z domieszką części organicznych, na wartość współczynnika filtracji; (iii) określenie zależności między zmianami intensywności naprężenia oddziałującego na grunt a wartością współczynnika filtracji.

Współczynnik filtracji pionowej dla badanej gliny pylastej zwięzłej jest rzędu 10^{-9} m/s. Taka wartość mieści się w dolnym przedziale szacowanej wartości współczynnika filtracji glin (od $<10^{-8}$ m/s do 10^{-6} m/s), co wskazuje na wpływ uwzględnienia w badaniach efektywnego naprężenia oddziałującego na grunt. Wyniki przeprowadzonych testów umożliwiły stwierdzenie zmian współczynnika filtracji pionowej (do 28% wartości k_z) w funkcji wzrastającego efektywnego naprężenia okólnego (w zakresie od 60 kPa do 180 kPa). Przewarstwienia i wtrącenia pylaste z częściami organicznymi nie spowodowały podwyższenia wartości k_z , co świadczy o braku uprzywilejowanych dróg przepływu w kierunku prostopadłym do warstwowania i dominującym udziale porowatości zamkniętej.

Analizowane studium przypadku potwierdza użyteczność aparatu trójosiowego ściskania w ewaluacji wodoprzepuszczalności gruntów słabo przepuszczalnych, który jednocześnie umożliwia szersze spektrum badań zmian przestrzennego stanu naprężenia.

Artykuł został opracowany dzięki dofinansowaniu badań z grantu dziekańskiego nr 504/04612 uzyskanego na Wydziale Instalacji Budowlanych, Hydrotechniki i Inżynierii Środowiska Politechniki Warszawskiej.

Literatura

- Black D.K., Lee K.L., 1973, Saturating laboratory samples by back pressure, *Journal of the Soils Mechanics and Foundations Division*, 99 (1), 75-93, DOI: 10.1061/JSFEAQ.0001847.
- Falkowska E., 2008, Naturalne geologiczne bariery izolacyjne na obszarach glacialnych na przykładzie fragmentu wysoczyzny nidzickiej w okolicach Grzebska, *Geologia*, 34 (4), 663-675.
- Grabowska-Olszewska B., Siergiejew J.M. (red.), 1977, *Gruntoznawstwo*, Wydawnictwo Geologiczne, Warszawa, 358 s.
- Head K.H., Epps R., 2014, *Manual of Soil Laboratory Testing, Volume 3: Effective Stress Tests*, Productivity PR Inc., 414 s.
- Hight D., Gasparre A., Nishimura S., Minh N.A., Jardine R.J., Coop M.R., 2007, Characteristics of the London Clay from the Terminal 5 site at Heathrow Airport, *Geotechnique*, 57 (1), 3-18, DOI: 10.1680/geot.2007.57.1.3.
- Jaromińska M., 2002, Badania współczynnika filtracji gruntów słabo przepuszczalnych, *Zeszyty Naukowe Politechniki Śląskiej. Seria: Budownictwo*, 95, 241-250.

- Kaczyński R., 2007, Geologiczno-inżynierskie zachowanie się iłów londyńskich i warszawskich, *Geologos*, 11, 481-490.
- Lade P.V., 2016, *Triaxial Testing of Soils*, Wiley Blackwell, Chichester, 500 s.
- Maasland M., 1957, Soil anisotropy and land drainage, [w:] *Drainage of Agricultural Lands*, J.N. Luthin (red.), American Society of Agronomy, Madison, 217-285.
- Myślińska E., 2016, *Laboratoryjne badania gruntów*, Wydawnictwo Uniwersytetu Warszawskiego, Warszawa, 280 s.
- Pazdro Z., Kozerski B., 1990, *Hydrogeologia ogólna*, Wydawnictwa Geologiczne, Warszawa, 623 s.
- PKN-CEN ISO/TS 17892-11:2009, *Badania geotechniczne. Badania laboratoryjne gruntów. Część 11. Badanie filtracji przy stałym i zmiennym gradiencie hydraulicznym.*
- PKN-CEN ISO/TS 17892-9:2004, *Badania geotechniczne. Badania laboratoryjne gruntów. Część 11. Badanie gruntów w aparacie trójosiowego ściskania po nasyceniu wodą.*
- PN-81/B-03020, *Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie.*
- PN-86/B-02480, *Grunty budowlane. Określenia, symbole, podział i opis gruntów.*
- Szczepański T., Wójcik E., Gawriuczenkow I., 2011, Zmienność współczynnika filtracji w zależności od spadku hydraulicznego na przykładzie badań glin w miejscowości Różanka, *Biuletyn PIG*, 446 (2), 417-421.
- Wysokiński L., Łukasik S., 1996, *Badania szczelności izolacji mineralnych składowiska odpadów*, Instrukcja nr 339/96, ITB, Warszawa.
- Zabielska-Adamska K., 2020, Hydraulic conductivity of fly ash as a barrier material: some problems in determination, *Environmental Earth Sciences*, 79 (321), DOI: 10.1007/s12665-020-09070-8.
- Zawrzykraj P., 2017, Ocena parametrów filtracyjnych iłów warwowych ze stanowiska Plecewice k. Sochaczewa w warunkach in situ, *Przegląd Geologiczny*, 65 (9), 587-596.

Stały monitoring odkształceń i szczelności konstrukcji barier przeciwfiltracyjnych zbudowanych z grodzie winylowych z uszczelką z miękkiego PVC

Constant monitoring of deformations and water-tightness of the structure of cut-off barriers made of vinyl sheet piles with a soft PVC gasket

Jacek GRALEWSKI, Dawid JASIŃSKI

Grupa Pietrucha

Streszczenie

W artykule opisano rozwiązanie technologiczne, jakim jest uszczelka z miękkiego PVC, zgrzewana termicznie w procesie koekstruzji, stosowana do zamków grodzie winylowych, a także sposób monitoringu konstrukcji za pomocą światłowodów. Przewagą prezentowanej technologii jest to, że zapewnia ona bardzo dużą szczelność w barierach przeciwfiltracyjnych, co zostało udowodnione w badaniach laboratoryjnych wykonanych przez Instytut Maszyn Przepływowych na Politechnice Łódzkiej. W artykule szczegółowo opisano samą technologię, rozwiązania konkurencyjne i przybliżono metodologię badań laboratoryjnych oraz sposób ich interpretacji. Kolejnym krokiem weryfikacji szczelności i dopuszczenia produktu do sprzedaży była próba w warunkach rzeczywistych przeprowadzona na poltku badawczym.

Przedstawiono realizację projektu budowy szczelnej przesłony przeciwfiltracyjnej, dla której zastosowanie znalazły grodzie winylowe z uszczelką. Projekt polegał na uszczelnieniu zbiornika odpadów poflotacyjnych leżącego na terenie kopalni odkrywkowej w Kazachstanie. Technologia światłowodów daje możliwość mierzenia parametrów, takich jak odkształcenia lub szczelność połączeń zamków w czasie rzeczywistym, a nie jak w przypadku rozwiązań konkurencyjnych w czasie kontroli okresowych.

1. Wprowadzenie

W szeroko pojętym budownictwie grodzie z PCV wykorzystywane są głównie jako zabezpieczenie i regulacja brzegów rzek i zbiorników wodnych, wzmocnienie wałów przeciwpowodziowych, a także bariery przeciwfiltracyjne, w tym jako zabezpieczenie terenów zagrożonych ekologicznie.

Wodoszczelność barier przeciwfiltracyjnych z grodzie zarówno stalowych, jak i z PVC jest tematem poruszonym od lat. Najslabszy punkt przegrody przeciwfiltracyjnej stanowią zamki łączące poszczególne grodzie. Szczelność takiej przegrody przeciwfiltracyjnej zależy od wielu czynników, z których najbardziej istotne to:

- kształt zamka;
- szerokość pojedynczej grodzie, która wpływa na zmniejszenie lub zwiększenie liczby zamków w przegrodzie;

- zachodzący w czasie proces kolmatacji zamków (doszczelnienie zamków przez drobinki gruntu), na który wpływ ma skład granulometryczny gruntu i ciśnienie wód gruntowych (im większe, tym mniejsze prawdopodobieństwo zatykania zamków przez grunt);
- stan naprężeń na powierzchni styku zamków – im ścianki zamków sąsiadujących grodziec bardziej się dociskają, tym mniejsza jest pomiędzy nimi szczelina, a co za tym idzie przepływ wody jest utrudniony.

Grodzice stalowe, pomimo technicznej możliwości zastosowania ciasnych połączeń pomiędzy zamkami, nie zapewniają stuprocentowej szczelności zaraz po ich montażu, dlatego producenci opracowali systemy doszczelniania zamków, które są cały czas udoskonalane. Działania te mają charakter dwukierunkowy: z jednej strony polegają na kontroli połączeń pomiędzy grodzicami na etapie montażu, z drugiej na wprowadzaniu dodatkowego uszczelnienia w zamki w postaci materiałów zmniejszających przepływ wody (przez przede wszystkim masy bitumiczne). Rozwiązania te nie są doskonałe i nie zapewniają mimo wszystko pełnej szczelności, co przyznają sami producenci grodzic stalowych. Stosowanie tych środków wiąże się również z dodatkowymi i pracochłonnymi operacjami na placu budowy związanymi z ich aplikacją.

Niektóre strategiczne projekty wymagają stuprocentowej gwarancji szczelności konstrukcji. Najczęściej są to obiekty/urządzenia, których celem jest zabezpieczenie terenu i wód gruntowych przed odpadami poflotacyjnymi lub innymi niebezpiecznymi zanieczyszczeniami. Największym wyzwaniem dla firmy Pietrucha, producenta grodzic winylowych, była przede wszystkim kompensacja luzu w zamkach w celu zwiększenia szczelności połączeń. Ciasne zamki grodzic winylowych utrudniłyby lub wręcz uniemożliwiły montaż ze względu na zbyt duże tarcie i ryzyko mechanicznego uszkodzenia zamków. Dodatkowo uzyskany efekt docisku pomiędzy zamkami sąsiadujących grodzic, który wynika z kształtu grodzicy i oporu gruntu podczas montażu (długość ściany montowanej w gruncie dającym względną opór skraca się od 2 do 5% długości), nie jest wystarczający dla uzyskania pełnej szczelności bariery przeciwfiltracyjnej. Zamiast ścieśniać zamki czy skupiać się na środkach chemicznych aplikowanych podczas montażu, dział R&D Grupy Pietrucha opracował system doszczelniający zamki grodzic EcoLock, za pomocą specjalnie skonstruowanych uszczelek tłoczonych z miękkiego PVC (PVC-P) w procesie koekstruzji. Stuprocentowa szczelność tych systemów i opracowana metoda badawcza została potwierdzona certyfikatem wystawionym przez Instytut Maszyn Przepływowych Politechniki Łódzkiej.

2. Laboratoryjne badania szczelności

2.1. Metoda badawcza

Podstawą teoretyczną dla rozpatrywania szczelności było założenie, że całkowity przepływ przez jeden zamek grodzicy przy poziomie cieczy h można wyznaczyć ze wzoru:

$$Q_h = \frac{\rho_s h^2}{2} \quad (1)$$

gdzie: ρ_s – parametrem szczelności (m/s); h – poziom cieczy (m).

Jeśli utrzymany zostanie stały poziom h cieczy, to poprzez pomiar strumienia cieczy Q_h można wyznaczyć parametr szczelności ze wzoru:

$$\rho_s = \frac{2Q_h}{h^2} \quad (2)$$

gdzie: Q_h – strumień cieczy (m^3/s); h – poziom cieczy (m).

Dla warunków, które uniemożliwiają utrzymanie stałego poziomu h cieczy w zbiorniku, należy rozpatrywać zmianę tego parametry w czasie. Jeżeli przyjąć, że Δt jest czasem obniżenia się poziomu cieczy w zbiorniku o Δh , to całkowita ilość cieczy V , która wypłynie w tym czasie wynosi:

$$V = \int_0^{\Delta t} \frac{\rho_s h^2}{2} dt = \frac{\rho_s}{2} \left(\frac{(\Delta h)^2}{3} - h_0 \Delta h + h_0^2 \right) \Delta t \quad (3)$$

gdzie: h_0 – początkowy poziom cieczy (m); ρ_s – parametr szczelności (m/s); Δh – zmiana poziomu cieczy (m); Δt – czas obniżenia się poziomu cieczy o Δh (s).

Mierząc czas obniżenia się poziomu cieczy o znaczną wartość i znając objętość wody V , która w tym czasie wypłynęła, można wyznaczyć parametr szczelności z przekształconego wzoru (3):

$$\rho_s = \frac{2V}{\Delta t} \left(\frac{(\Delta h)^2}{3} - h_0 \Delta h + h_0^2 \right)^{-1} \quad (4)$$

gdzie: h_0 – początkowym poziomem cieczy (m); Δh – zmiana poziomu cieczy (m); V – objętość wody, która wypłynęła w mierzonym czasie (m^3); Δt – czas obniżenia się poziomu cieczy o Δh (s).

Dla obydwu przyjętych podejść konieczne jest wywołanie ciśnienia cieczy (wody), która oddziaływać będzie na system zamka grodzicy.

Ciśnienie hydrostatyczne słupa cieczy, które działa w punkcie na głębokości z (m) mierzonej od powierzchni swobodnej cieczy, można określić ze wzoru:

$$p = p_0 + \rho g z \quad (5)$$

gdzie: p – ciśnienie cieczy na głębokości z (Pa); p_0 – ciśnienie statyczne nad powierzchnią swobodną cieczy (Pa); ρ – gęstość cieczy (kg/m^3); g – przyspieszenie ziemskie ($g = 9,81 \text{ m/s}^2$); z – głębokość cieczy, dla której wyznaczane jest ciśnienie hydrostatyczne (m).

Na bazie powyższych założeń, opracowano metodę badawczą polegającą na wyznaczeniu eksperymentalnym strumieniem objętości przecieku cieczy w określonym czasie ze zbiornika ciśnieniowego, którego jedną ze ścian stanowi układ fragmentów dwóch grodzic z zamkiem. Do zbiornika ciśnieniowego podaje się wodę pod zadaniem ciśnieniem, mierzonym względem poziomu odniesienia jakim jest ciśnienie atmosferyczne. Przyjęto, że wartość nadciśnienia w zbiorniku może być regulowana. Ewentualny przeciek mierzony jest metodą objętościowo-wagową, tzn. całkowita objętość przecieku w jednostce czasu zostaje zebrana w zbiorniku, a następnie określana jest jej masa.

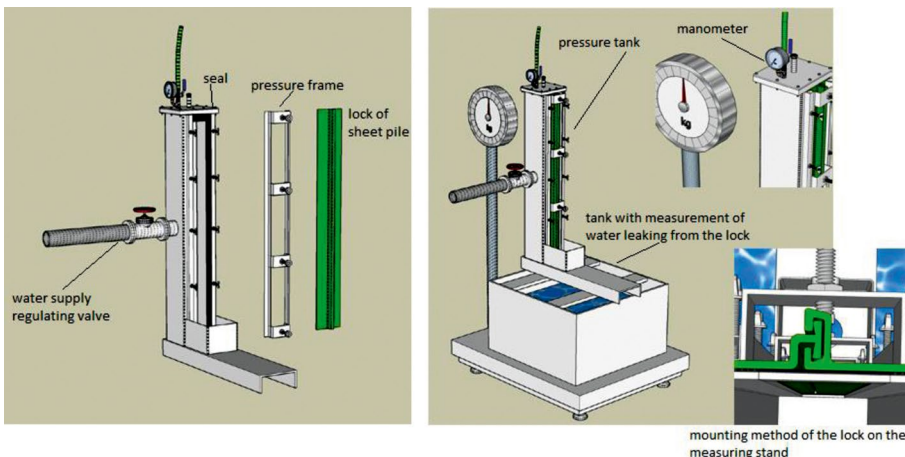
Jako wysokość słupa cieczy przyjmuje się:

$$h = \frac{p}{\rho g'} \quad (6)$$

gdzie: p – ciśnienie (Pa); ρ – gęstość cieczy (kg/m^3); g' – przyspieszenie ziemskie.

2.2. Przebieg badania laboratoryjnego

Schemat stanowiska badawczego przedstawiono na rysunku 1. Dwa zamki grodzic, o długości 1 m, łączy się ze sobą, a następnie umieszcza na wadze. W celu wyeliminowania dynamicznego działa-



Rys. 1. Schemat stanowiska badawczego, (a) montowanie zamka grodzic, (b) próbka umieszczona na wadze.

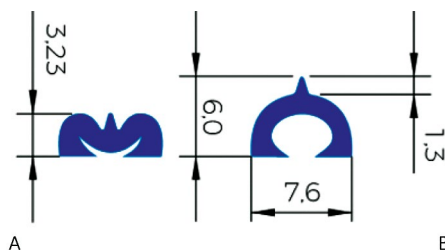
nia wody pomiar masy przecieku dokonywany jest po upływie zadanego (60 minut) lub zmierzonego czasu bez przepływu wody. Ciśnienie wody, którą napełniany jest zbiornik, mierzone jest na szczycie zbiornika. Przyjęta wysokość odpowiada więc ciśnieniu hydrostatycznemu, które działa w najwyższym punkcie zbiornika podczas badań. Ciśnienie działające na zamek grodzicy w najniższym punkcie, przy pionowym ustawieniu stanowiska, jest o 9,81 kPa wyższe. Pomiar przecieku dokonywany jest poprzez pomiar masy wody, która przedostała się przez zamki grodzic w jednostce czasu przy stałym ciśnieniu mierzonym w najwyższym punkcie zbiornika ciśnieniowego.

Pomiar szczelności prowadzony jest w zakresie ciśnień wody w zbiorniku od 0,01 do 0,06 MPa, co odpowiada słupowi cieczy (wody) działającemu na zamek o wysokości 1,02 m do 6,12 m, a dla dolnego położenia zamka grodzicy wysokość tę powiększa się o 1 m. Ciśnienie hydrostatyczne odpowiadające warunkom pomiaru należy rozumieć jako ciśnienie działające na grodzicę ustawioną pionowo i odgradzącą utworzony zbiornik z wodą bez oddziaływania gruntu po przeciwnej stronie grodzicy.

2.3. Wyniki badania laboratoryjnego

Certyfikowanemu badaniu poddano trzy rodzaje zamków występujących w grodzicach (rys. 2, 3), w wersji z uszczelnieniem dwoma typami uszczeltek V i C (rys. 2).

Po napełnieniu pionowo ustawionego zbiornika wodą do nadciśnienia 0,03 MPa (mierzono w jego najwyższym punkcie) nie stwierdzono przecieku. Po upływie 10 minut zwiększono nadciśnienie do 0,06 MPa i ponownie obserwowano przeciek, który ostatecznie nie wystąpił. Badania powtórzono dla różnych kombinacji zamków i uszczeltek. Wyniki przedstawiono w tabeli 1.



Rys. 2. Schematy uszczeltek: (a) uszczelka typu C, (b) uszczelka typu V.



Rys. 3. Zamek typu A, B, C (od lewej).

Tabela 1. Wyniki badania szczelności.

Badana grodzica	Zadane ciśnienie			
	0,03 MPa (próba 10 min)	Parametr szczelności (m/s)	0,06 MPa (próba 10 min)	Parametr szczelności (m/s)
GW 610/9 + uszczelka	100% szczelności	0	100% szczelności	0
GW 610/9 + uszczelka	100% szczelności	0	100% szczelności	0

3. Badania szczelności w warunkach zbliżonych do rzeczywistych

3.1. Cel i przygotowanie badania

Biorąc pod uwagę, że warunki laboratoryjne nie odzwierciedlają w pełni warunków panujących w gruncie i zdając sobie sprawę z tego, jak duży wpływ na szczelność ma jakość robót wykonawczych, postanowiono przeprowadzić podobne badanie w warunkach zbliżonych do rzeczywistych. Zasadniczym celem było potwierdzenie właściwości separacyjnych ścian szczelnych zbudowanych z grodzic PVC ze specjalnie opracowaną uszczelką (EcoLock



A



B



C

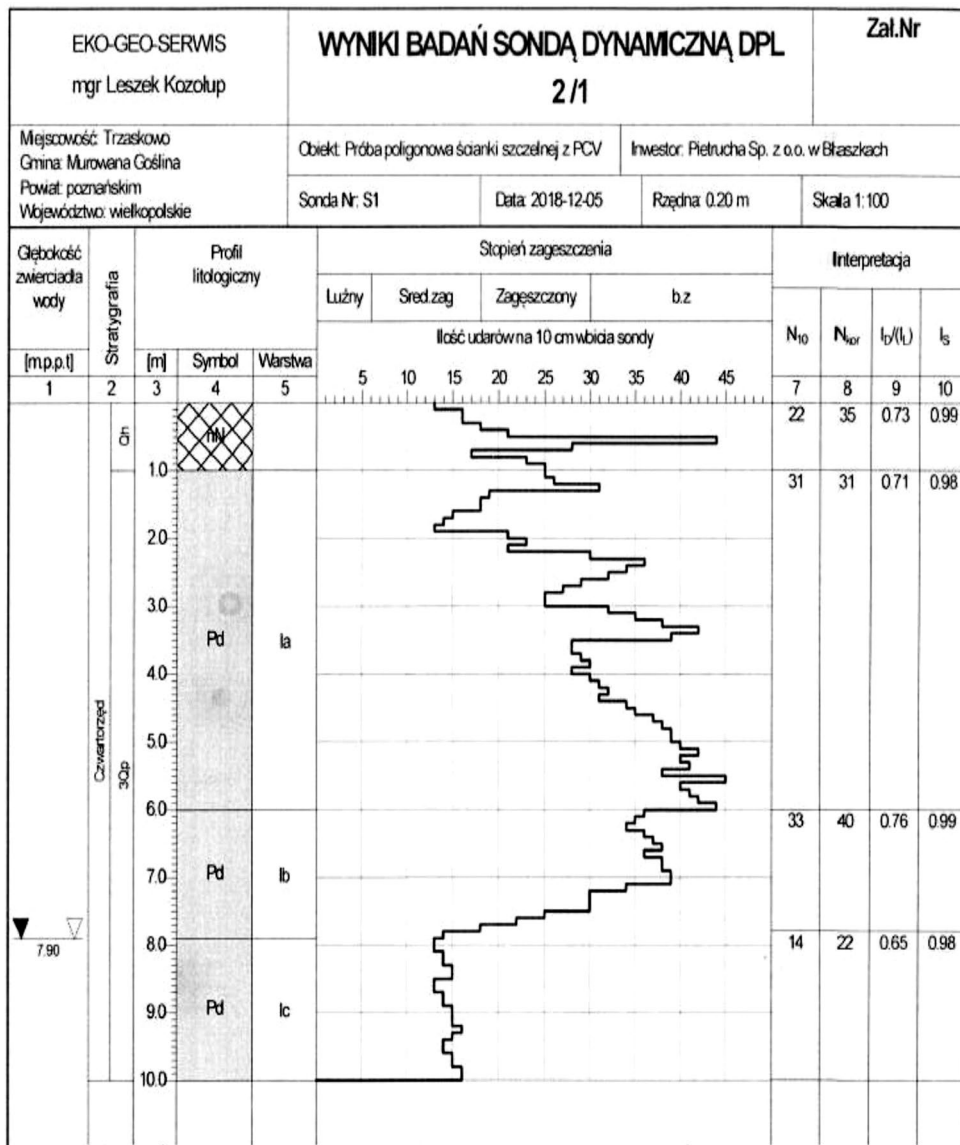


D

Rys. 4. Zdjęcia z testów wykonanych w terenie: (a) poletko badawcze, (b) wiercenie, (c) pomiar zwg, (d) pomiar I_b .

GW610/9 + uszczelka typu V) natychmiast po instalacji, tj. bez wpływu efektu kolmatacji gruntu na szczelność przesłony.

Do badań wybrano zagęszczone grunty piaszczyste i trudne warunki pogodowe (temperatura 0°C). Aby zapewnić jak największą ochronę zamków, opracowano specjalną technikę montażu i mechaniczny sposób kontroli wysprzęgnięć zamków.



Rys. 5. Wyniki badań geotechnicznych.

Przed przystąpieniem do próby badawczej, na wybranym poletku przeprowadzono niezbędne badania w postaci odwiertów geotechnicznych, a także sondowanie dynamiczne do głębokości 10 m p.p.t. Na tej podstawie stwierdzono, że grunt jest zagęszczony ($I_D - 0,7$). Zdjęcia z wykonywania badań zamieszczono na rysunku 4, wyniki – rysunku 5.

3.2. Sprawdzenie szczelności

Test szczelności polegał na odkopaniu części ściany z dwunastu sztuk grodziec GW 610/9 o długości 10 m. Odkopywanie ściany do głębokości 5 m było prowadzone z obu stron, tak aby na ścianę nie było wywierane parcie gruntu. Zdjęcie z próby przedstawiono na rysunku 6.

Dokonano inspekcji wizualnej zamków i grodziec, która potwierdziła brak pęknięć i uszkodzeń, a także stuprocentową jakość połączenia zamków żeńskich z męskimi. Następnie do jednego z wykopów wiano około 10 tysięcy litrów wody z barwnikiem koloru czerwonego. Spowodowało to napór na grodziec, wynikający z ciśnienia około 2,5 metra słupa wody.



Rys. 6. Zdjęcie grodziec po odkopaniu części ściany z obu stron.



Rys. 7. Wypełnianie wykopu wodą z barwnikiem.

Nie zaobserwowano wycieku ani przez zamki grodziec, ani na dnie wykopu po stronie suchej, jak widać na zdjęciach przedstawionych na rysunku 8.

4. Szczelność w warunkach rzeczywistych – studium przypadku

4.1. Charakterystyka inwestycji

Opracowany przez dział R&D Grupy Pietrucha system budowy ścian przeciwfiltracyjnych z grodziec winylowych z uszczelką, sprawdzony został w praktyce w trakcie budowy szczelnej bariery przeciwfiltracyjnej wokół zbiornika odpadów poflotacyjnych na kopalni odkrywkowej w Kazachstanie.

Ze względu na proces przetwarzania urobku wydobytego w kopalniach, które eksploatują złoża zawierające rudy metali, największy problem stanowi kwestia składowania odpadów, inaczej nazywanych ściekami kopalnianymi, które nie zawierają już w sobie dużej ilości pierwiastków metali, ale za to mają w swoim składzie różnego rodzaju niebezpieczne sub-



Rys. 8. Zdjęcie z próby szczelności grodziec winylowych.

stancje chemiczne, takie jak kwas (najczęściej solny, azotowy i siarkowy) ale też ługi np. perhydrol. Oprócz tego zawierają również małe ilości metali ciężkich w postaci wolnej, utlenionej, które pochodzą z tzw. kopalin towarzyszących. Metale ciężkie i niebezpieczne substancje chemiczne stanowią ogromne zagrożenie dla środowiska. Dlatego przy zakładach produkcyjnych przetwarzających urobek z kopalni konieczna jest budowa zbiorników, w których składowane będą odpady poflotacyjne, tak aby nie dostały się one do środowiska w sposób niekontrolowany.

W Kazachstanie, w pobliżu małej miejscowości Zhairam leżącej 350 km od Karagandy, od kilku lat działa duża kopalnia, która eksploatuje cynk i ołów. Jednym z kluczowych wymogów dla tej inwestycji, która należy do Kazzinc – największej firmy wydobywczej w Kazachstanie, było właściwe zabezpieczenie środowiska, a zwłaszcza wód gruntowych, przed wpływem działalności kopalni. W tym celu podjęto decyzję o budowie zbiornika na odpady poflotacyjne o wymiarach ok. 2 km × 2 km z wysokich na 10-12 m nasypów z rdzeniem z gruntu nieprzepuszczalnego, lokalnie zabezpieczonych również geomembraną. Problem stanowiło jednak podłoże pod nasypami, które jest zbudowane z gruntów przepuszczalnych. Istniało ryzyko, że toksyczne odpady przedostaną się do wód gruntowych pod nasypami i zatrują pobliski ekosystem, w tym źródła wody pitnej.

Inwestor na wstępie odrzucił rozwiązanie w postaci zabezpieczenia dna zbiornika geomembraną, zarówno ze względu na koszty, ale przede wszystkim z uwagi na wciąż znaczne ryzyko przecieku na połączeniach poszczególnych arkuszy geomembrany. Idealnym rozwiązaniem wydawała się być budowa bariery wokół zbiornika, wpuszczona w warstwę nieprzepuszczalną na głębokość 1 m. Wstępnie zaplanowano konstrukcję bariery przeciwnieprzepuszczalnej



Rys. 9. Plan zbiornika.

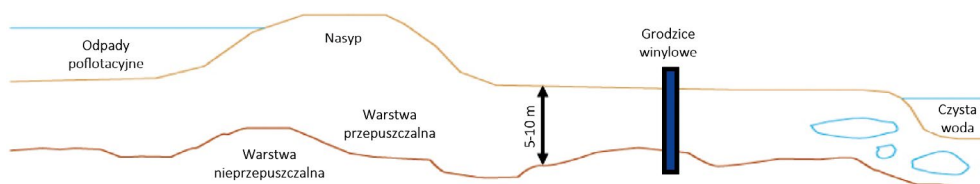
w technologii TrenchMixu. Po wstępnych próbach technologia ta została odrzucona, gdyż miejscowy grunt uniemożliwiał wykonanie przesłony o odpowiedniej jakości. W projekcie nie mogły być również zastosowane grodzice stalowe, które ulegają korozji w kontakcie z agresywnym środowiskiem chemicznym. Dodatkowym minusem tej technologii są dodatkowe prace polegające na uszczelnieniu zamków za pomocą mas bitumicznych. Zdecydowano więc o budowie bariery przeciwnieprzepuszczalnej z grodzic winylowych z uszczelką.

4.2. Rozwiązanie projektowe i wykonawcze

Grodzice winylowe zostały zamontowane od strony zewnętrznej zbiornika po jego obwodzie. Ich długość była różna, wahała się między 6 a 11 m, ponieważ głębokość warstwy nieprzepuszczalnej była zmienna i wynosiła 5-10 m. Warstwy przepuszczalne w tym miejscu są zbudowane ze zwartych pyłów piaszczystych i zagęszczonych piasków pylastych. Z kolei warstwę nieprzepuszczalną tworzą gliny zwałowe i iły twardoplastyczne z fragmentami węgla kamiennego i selenitu. Tak trudne warunki gruntowe sugerowały, że do pograżania grodzic winylowych niezbędna będzie podwójna prowadnica wzmocniona stalą typu Hardox. Do instalacji użyto 70-tonowej palownicy oraz 3-tonowego wibromłota.

4.3. Test szczelności

Po wykonaniu odcinka próbnego dokonano testu szczelności zamków analogicznie do opisanego powyżej badania w warunkach zbliżonych do rzeczywistych. Odkopano z dwóch stron do głębokości 4 m grodzice zamontowane w ziemi, a następnie z jednej strony wlewo do wykopu wodę zabarwioną barwnikiem, aby móc zaobserwować ewentualne wycieki po drugiej



Rys. 10. Schematycznie przedstawione rozwiązanie opisane w rozdziale 4.2.



Rys. 11. Zdjęcia z próby po odkopaniu 4 m i wlewaniu zabarwionej wody.

stronie bariery. Test potwierdził, że bariera uzyskuje stuprocentową szczelności niezwłocznie po instalacji grodzic w gruncie, bez oczekiwania na zaistnienie zjawiska kolmatacji zamków.

5. Monitorowanie grodzic winylowych z wykorzystaniem światłowodów

Od 2019 roku Grupa Pietrucha, w konsorcjum m.in. z Katedrą Przyrządów Półprzewodnikowych i Optoelektronicznych Politechniki Łódzkiej, pracuje nad innowacyjnym systemem monitorowania grodzic winylowych z wykorzystaniem światłowodów w ramach projektu realizowanego ze środków unijnych pt. „Funkcjonalne kompozyty hybrydowe o projektowanych właściwościach” (POIR 04-01-04-00-0034/18-01). Głównym celem jest możliwość mierzenia odkształceń struktury profilu z wykorzystaniem czujników światłowodowych, poprzez odzwierciedlenie jego stanu deformacji dokładniej niż ma to miejsce w przypadku znanych i dostępnych rozwiązań, a przede wszystkim na bieżąco, a nie w ramach kontroli okresowej czy zauważonego odchylenia. Dla powodzenia tych działań istotne znaczenie miał również sposób integracji światłowodu z profilem tak, by nie uległ on uszkodzeniu podczas transportu i montażu. Projekt jest obecnie jeszcze w fazie prac rozwojowych, jednak dotychczas uzyskane wyniki pozwalają rozważać wykorzystanie światłowodów nie tylko do mierzenia odkształceń, ale również szczelności konstrukcji.

6. Podsumowanie

Grodzice winylowe mają szerokie zastosowanie, przy czym najczęściej wykorzystuje się je w celach przeciwfiltracyjnych (doszczelnianie wałów, separacja terenów zagrożonych ekologicznie). Ich uniwersalność wynika z bardzo niskich parametrów wodoprzepuszczalności produktu. Potwierdzają to próby szczelności, poczynwszy od badań laboratoryjnych aż po szereg badań polowych. W artykule przedstawiono opis prób polowych wykonanych zarówno we własnym zakresie, jak i na wniosek inwestora, które potwierdziły, że grodzice winylowe z uszczelnką charakteryzują się stuprocentową szczelnością na zamkach. Stały monitoring w każdej branży, szczególnie hydrotechnicznej, staje się nieodzownym elementem dużych inwestycji, w których bezpieczeństwo jest warunkiem nadrzędnym. Dlatego Grupa Pietrucha razem z Politechniką Łódzką prowadzi prace nad systemem monitoringu grodzic winylowych przy użyciu światłowodów, co ma pozwolić na stały pomiar szczelności i odkształceń konstrukcji.

Literatura

Kazimierski Z., Orzechowski Z., 1986, Mechanika płynów, Wydawnictwo Politechniki Łódzkiej, Łódź, 321 s.

Kwarciański P., 2006, Wodoszczelność grodzic: część 2, GEOINŻYNIERIA drogi mosty tunele, 3, 14-16.

Kwarciański P., 2006, Wodoszczelność grodzic: szczelność zamków, GEOINŻYNIERIA: drogi mosty tunele, 2, 26-28.

PN-EN 12063/2001, Ścianki szczelne, Polski Komitet Normalizacyjny, Warszawa.

Schurink P., 2011, Leak tests on sheet pile interlocks, STORK, 1-9.

Retencja i zagospodarowanie wód opadowych na terenach zurbanizowanych jako cele zrównoważonego rozwoju

Retention and management of rainwater in urbanized areas as goals of sustainable development

Paweł FALACIŃSKI

Politechnika Warszawska, Wydział Instalacji Budowlanych, Hydrotechniki i Inżynierii Środowiska

Streszczenie

W Polsce ok. 23 mln osób (60% populacji kraju) mieszka w miastach. Obszary silnie zurbanizowane są szczególnie wrażliwe na współczesne wyzwania środowiskowe – niedobory wody w okresach suszy i zagrożenie powodziowe podczas roztopów lub nawałnych opadów deszczu. Postęp urbanizacji (architektoniczno-przestrzennej i technicznej) skutkuje szybkim przyrostem powierzchni utwardzonych i nieprzepuszczalnych, a to wydatnie wpływa na transformację opadów atmosferycznych w spływ powierzchniowy wody. Brak odpowiedniej infrastruktury technicznej pozwalającej na bezpieczne zagospodarowanie wód opadowych i roztopowych powoduje, że około 70% tej wody jest bezpowrotnie tracona poprzez bezpośrednie odprowadzenie jej (poprzez system kanalizacji deszczowej) do rzek, a następnie morza. Obserwowana obecnie zmiana klimatu determinuje zmianę podejścia do zagadnienia wód opadowych i roztopowych, szczególnie na obszarach silnie zurbanizowanych. Nowoczesny kierunek działań polega na znacznym ograniczeniu spływu powierzchniowego poprzez wymuszenie retencji wody oraz stworzenia możliwości wykorzystania jej w gospodarce komunalnej i indywidualnej. Ten rodzaj zagospodarowania wód opadowych i roztopowych stanowi obecnie dominujący kierunek zainteresowań nowych, zielonych polityk w zakresie planowania przestrzennego, których celem jest bardziej efektywne użytkowanie posiadanych zasobów. W artykule podjęto temat bezpiecznego zagospodarowania wód opadowych i roztopowych na terenach miejskich. Poza krótką charakterystyką nowoczesnych rozwiązań technicznych w tym zakresie, przedstawiono uwarunkowania środowiskowe i prawne w kontekście zrównoważonego rozwoju. Nowe przepisy powinny zachęcać do rozważenia możliwości zmiany w istniejących (w większości przestarzałych) systemach odprowadzania wód w takim zakresie, aby zwiększenie retencji terenowej i stopnia wykorzystania wód opadowych doprowadziło w rezultacie do zmniejszenia ich presji na środowisko wodne, a także do zrównoważonego gospodarowania tymi wodami w mieście.

1. Wprowadzenie

Postępująca zmiana klimatu coraz mocniej oddziałuje na miasta, w których koncentruje się większość populacji ludzkiej (zarówno na świecie, jak i w Polsce). Efektem są postępujące problemy w zakresie racjonalnego i efektywnego wykorzystania zasobów wodnych w warunkach silnie odczuwalnych kryzysów wodnych (powodzie, susze i zanieczyszczenia wód). Urbanizacja oraz przeobrażenia wewnątrz miast, w połączeniu ze zmianą klimatu i ponadprzeciętną gęstością zaludnienia, prowadzą do długotrwałych konsekwencji w różnych sek-

torach gospodarki i polityki wodnej. Warto przypomnieć, że na świecie nadal niemal 20% ludności nie ma dostępu do bezpiecznych źródeł dobrej jakości wody pitnej.

Zasoby wodne można zdefiniować jako wszelkie wody znajdujące się na danym obszarze stale lub występujące na nim czasowo, nadające się do wykorzystania. Szacuje się, że światowe zasoby wód wodnych wynoszą ok. $1386 \cdot 10^6 \text{ km}^3$, ale tylko 2,5% to wody słodkie, z czego tylko niewielki procent ($4,2 \cdot 10^6 \text{ km}^3$) jest obecnie dostępny dla ludzi³. Aktualne zapotrzebowanie na wodę słodką na świecie wynosi ok. $4,0 \cdot 10^3 \text{ km}^3/\text{rok}$, jednak przestrzenne zróżnicowanie skali zapotrzebowania nie pokrywa się z istniejącym potencjałem.

Zasoby wód powierzchniowych Polski wynoszą średnio ok. 62 km^3 , przy czym mogą się one wahać od ok. 40 km^3 w roku suchym do ponad 90 km^3 w roku mokrym. Należy podkreślić, że Polska jest krajem o „granicach hydrograficznych”, ponieważ tylko 13% naszych zasobów wodnych formuje się poza granicami kraju i jedynie kilka procent jest „eksportowane” poza obszar państwa. Wody podziemne, które są trudniej odnawialne, szacowane są w naszym kraju na ok. 16 km^3 , z czego ok. $2,0 \text{ km}^3$ jest już eksploatowane.

Na jednego mieszkańca Polski przypada obecnie ok. 1,6 tys. m^3 wody (na rok), co stanowi trzykrotnie mniej od średniej europejskiej (niższe wskaźniki mają tylko Czechy, Dania, Cypr i Malta), a także ok. 4,5 razy mniej od przeciętnej światowej. Wskaźnik dostępu do wody niższy od 1,5 tys. $\text{m}^3/\text{rok}/\text{osobę}$ uważany jest powszechnie za bardzo mały i wywołuje poważne perturbacje w gospodarowaniu zasobami wodnymi.

Przedstawione dane są dodatkowo bardzo zmienne w czasie, a także zróżnicowane przestrzennie. Uwzględniając wymagany poziom gwarancji dostaw (ok. 95%) i odejmując zasoby nienaruszalne, otrzymujemy realne zasoby wodne Polski w okresie suchym na poziomie ok. $250 \text{ m}^3/\text{rok}/\text{osobę}$. Wartość ta potwierdza konieczność retencjonowania wody, a także ciągłego monitorowania stanu ilościowego i jakościowego zasobów wodnych Polski. Według danych [Przytuła, Lisiak 2021] ok. 70% wody w Polsce przeznaczonej do spożycia pochodzi z ujęć wód podziemnych. Analizując dane meteorologiczne, łatwo zauważyć, że 75% obszaru kraju pojawiają się okresowo deficyty wody. W najsilniejszym stopniu dotyczą one terenów Niżu Polskiego oraz generalnie środkowej Polski. Wskaźnik dostępu do wody na obszarze województwa łódzkiego należy do najmniejszych w Polsce i wynosi ok. $1000 \text{ m}^3/\text{rok}/\text{osobę}$. W okolicach Łodzi nie przekracza on nawet $500 \text{ m}^3/\text{rok}/\text{osobę}$. Niestety, biorąc pod uwagę kierunek współczesnej zmiany klimatu, stan ten może się jeszcze pogorszyć. Ocieplenie wywołujące wzrost temperatury prowadzi do przyspieszonego parowania terenowego zimą i wiosną, a także do spadku infiltracji i alimentacji wód podziemnych w półroczu chłodnym. Efektem tego są obniżone zasoby wodne w półroczu ciepłym, co wywołuje problemy w zaopatrzeniu w wodę potencjalnych użytkowników.

³ <http://hydro.geo.uni.lodz.pl/index.php?page=zasoby-wodne>

Według danych publikowanych przez PGW Wody Polskie w marcu 2020 r. [Jastrzębska 2020], w Polsce odzyskujemy około 6,5% wody opadowej i potrzebujemy zwiększenia tej ilości co najmniej dwukrotnie. Dla porównania średnia europejska to 20%; poziom retencji wody opadowej w Hiszpanii wynosi 45%. Sytuację ma poprawić utworzenie specjalnych zbiorników retencyjnych w ramach programu „Stop Suszy” [Jastrzębska 2020], w których zabezpieczone będą miliony litrów sześciennych wody, Równoległe podejmowane są działania, mające na celu stworzenie rozproszonego systemu składającego się z milionów mniejszych zbiorników zainstalowanych na posesjach domów jednorodzinnych (retencja przydomowa) i budynków użyteczności publicznej, szczególnie na terenach miejskich.

2. Kwestie prawne, środowiskowe oraz strategiczne

Ustawa Prawo Wodne definiuje wody opadowe i roztopowe jako „wody będące skutkiem opadów atmosferycznych” [Dz.U. 2020, poz. 310]. Zagospodarowanie wód opadowych jest przedmiotem zainteresowania nowych, zielonych polityk w zakresie planowania przestrzennego, których celem jest przede wszystkim bardziej efektywne użytkowanie posiadanych zasobów. Jednym z dokumentów poruszających te aspekty jest *Nowa Karta Lipska* [2020] na rzecz zrównoważonego rozwoju miast europejskich. Zgodnie z postanowieniami tego dokumentu: „miasta zachęcane są do stosowania rozwiązań opartych na zasobach przyrody w przypadkach, w których możliwe jest przeciwdziałanie ekstremalnemu zjawiskom pogodowym za pomocą wysokiej jakości zielonej i błękitnej infrastruktury. Dobrze zaprojektowane, zarządzane i połączone ze sobą tereny zielone i obszary wodne są warunkiem koniecznym do osiągnięcia czystego i zdrowego środowiska życia, adaptacji do zmian klimatu i zachowania i rozwoju bioróżnorodności w miastach”.

Strategiczne działania, dotyczące m.in. zrównoważonego gospodarowania wodami opadowymi na latach 2021-2027 na terenach miejskich, przedstawiono w *Strategicznym Programie Badań i Innowacji w Zakresie Gospodarki o Obiegu Zamkniętym* opracowanym przez Komisję Europejską [Strategic Research 2020]. Nakreślone zostały tam działania mające na celu wzmocnić tworzenie błękitnej i zielonej infrastruktury (program B), a także (np. w podprogramach: B.3 i B.4) opisano konieczność podjęcia zagadnień dotyczących „efektywności wodnej w budynkach komercyjnych i mieszkalnych”. Warto zaznaczyć, że na wszystkie działania w ramach opisanego projektu Horizon Europ przeznaczono budżet o wartości jednego biliona euro.

Kwestie realizacji zrównoważonej gospodarki zasobami wodnymi i GOZ na terenach zurbanizowanych poruszono również w *Projekcie Planu Przeciwdziałania Skutkom Suszy* [PGW 2020]. W załączniku 2, punkt 3: Retencja, zapisano: „działanie to obejmuje analizy możliwości zagospodarowania wód opadowych na terenach miejskich, możliwość zwiększenia udziału powierzchni przepuszczalnych na terenach zurbanizowanych, rozwój tzw. zielonej i błękitnej infrastruktury i uwzględnienie odpowiednich zapisów lub zmian w miejscowych

planach zagospodarowania przestrzennego. Działanie to dotyczy także realizacji zadań inwestycyjnych związanych ze zwiększeniem retencji wód opadowych w przestrzeni miejskiej. W przypadku miast, dla których opracowano Miejskie plany adaptacji do zmian klimatu lub Strategię adaptacji do zmian klimatu działanie obejmuje realizację postanowień opracowanych dokumentów w zakresie przeciwdziałania skutkom suszy². Szczegółowe informacje dostępne są na specjalnym portalu stopsuszy.pl⁴.

Kolejnym dokumentem, który obszernie analizuje przedmiotowe kwestie, jest *Raport Water City Index* [Ćmielewski i in. 2020]. Autorzy tego opracowania prezentują ranking miast (wykonano analizę dwustu osiemnastu miejscowości) pod kątem efektywności gospodarowania wodą. Jako kryterium przyjęto cztery obszary: życie, kultura i ludzie, zagrożenie (powódź, niedobór – susza), gospodarka i biznes, w których dodatkowo ustalono czternaście kategorii. Zwyciężył Wrocław, za nim sklasyfikowano Bydgoszcz i Gdańsk. Jeden z autorów *Raportu*, Profesor Hausner, komentując zasadność tworzenia tego typu dokumentu, powiedział że „w obliczu zmian klimatu i pogłębiania się dramatycznych ich konsekwencji, globalna perspektywa rozumienia wyzwania, jakim jest gospodarowanie wodą i konieczność podejmowania działań w skali globalnej, jest oczywista. Dodał również, że z reaktywnego na prospektywne powinno się równocześnie zmienić podejście do gospodarowania wodą, co pozwoli na zorganizowanie miasta jako złożonego systemu wodnego, ponieważ tylko w ten sposób można dokonać długofalowej adaptacji miasta do zmian klimatu, których cofnąć się nie da” [Wierzbowska-Kujda 2020].

Warto również wspomnieć o programach (zarówno krajowych, jak i samorządowych) dofinansowujących rozwój błękitno-zielonej infrastruktury.

Dużą popularnością cieszy się program *Moja woda*⁵ finansowany przez Narodowy Fundusz Ochrony Środowiska i Gospodarki Wodnej, w ramach którego prowadzony jest już drugi nabór. Celem programu jest ochrona zasobów wodnych i minimalizacja zjawiska suszy w Polsce dzięki zwiększeniu poziomu retencji na terenie posesji przy jednorodzinnych budynkach mieszkalnych i wykorzystywanie zgromadzonych wód opadowych oraz roztopowych, m.in. przez rozwój przydomowej zieleni i zbiorników wodnych.

W Warszawie wznowiono kolejną edycję *Warszawskiego programu ochrony zasobów wody*, którego celem jest ochrona i zwiększenie zasobów wody w stolicy⁶. Na program składa się sześć filarów działań, m.in. dotacje na budowę urządzeń retencyjno-rozszczajających i zbiorników wodnych. Realizatorami programu są jednostki miejskie, inwestorzy prywatni i mieszkańcy. Podobne programy, których celem jest zatrzymywanie i ponowne wykorzystywanie wody deszczowej, ogłoszono w Bielsko-Białej, Gdańsku, Krakowie, Lublinie, Łomiankach, Łodzi, Piasecznie, Poznaniu, Pruszkowie, Sopocie, Wrocławiu czy Zielonce.

² <https://stopsuszy.pl/>

⁵ <https://nfosigw.gov.pl/moja-woda/>

⁶ <https://www.um.warszawa.pl/aktualnosci/nie-przelewki-warszawa-zbiera-deszcz-wk>

3. Charakterystyka terenu zurbanizowanego

W przeszłości człowiek bardzo oszczędnie gospodarował wodą, wykorzystując jej wszystkie dostępne źródła, w tym także opady. Jednocześnie fragmenty krajobrazu kulturowego były na tyle małe i rzadko rozsiane, że nie powodowały zakłóceń w cyklu hydrologicznym. W ciągu ostatnich dwustu lat sytuacja radykalnie się zmieniła. Drastycznie wzrosła liczba mieszkańców miasta i powierzchnia obszarów zurbanizowanych, a konsumpcyjny model życia stał się zaprzeczeniem zasad oszczędnej gospodarki zasobami przyrody. Wodę opadową zaczęto traktować jak ścieki, a uszczelnienie dużych części zlewni, przy jednoczesnym stosowaniu kanalizacji burzowej, zakłóciło naturalny obieg wody. Jednocześnie zwiększyło się zapotrzebowanie na wodę. W ciągu ostatnich trzystu lat popyt ten w skali świata wzrósł 35-krotnie i obecnie wynosi 3,8 tys. km³ wody na rok. Na terenach zurbanizowanych zaburzenia zachodzą we wszystkich fazach cyklu hydrologicznego. Badania z wielu obszarów dużych aglomeracji miejskich wykazały, że opady w mieście są wyższe o ok. 25% (w nocy nawet o 58%) niż na obszarach podmiejskich. Chłodne i wilgotne powietrze z terenów otwartych w zderzeniu z miejską wyspą ciepła ulega bowiem konwergencji i zostaje wyniesione do góry, gdzie tworzą się chmury burzowe. Aglomeracje miejskie charakteryzują się zatem silnie przekształconym środowiskiem:

- klimat („miejska wyspa ciepła”);
- zanieczyszczenie powietrza;
- hałas;
- zanieczyszczenie i degradacja zasobów wód powierzchniowych i podziemnych;
- uszczelnienie powierzchni;
- degradacja warstwy glebowej;
- zmniejszenie bioróżnorodności.

Z punktu widzenia aspektów związanych z gospodarowaniem zasobami wodnymi, najistotniejszym elementem wpływającym na funkcjonowanie obszarów miejskich jest systematyczne uszczelnianie powierzchni. Wpływa to znacząco na bezpośredni spływ wody kosztem innych rodzajów odpływu (infiltracja, parowanie). Dodatkowo tworzenie się tzw. „wyspy ciepła”, szczególnie w centrach miast, powoduje zintensyfikowane parowanie wody. Dla przykładu w Warszawie stosunek powierzchni uszczelnionych do całkowitej powierzchni zlewni wynosi 0,9 na obszarze ścisłego centrum, a 0,4 do 0,7 na terenach pozostałych. Fakt ten ma szczególne znaczenie przy wystąpieniu nawałnego deszczu, kiedy infrastruktura wodnokanalizacyjna nie jest w stanie bezpiecznie odprowadzić nadmiarowej ilości wody opadowej, co skutkuje formowaniem się powodzi błyskawicznych (ang. *flash floods*) – rysunek 1.

4. Metody zagospodarowania wód deszczowych na terenach miejskich

Wody opadowe na terenach zurbanizowanych można zagospodarować w sposób konwencjonalny, poprzez odprowadzenie systemem kanalizacji zbiorczej (deszczowej lub ogólnospławnej), lub zrównoważony w miejscu ich powstawania, poprzez retencjonowanie lub/ oraz infiltrację.

4.1. Odprowadzenie systemem zbiorczej sieci kanalizacyjnej

Odprowadzanie wód deszczowych za pośrednictwem kanalizacji zbiorczej wiąże się z koniecznością poniesienia wysokich nakładów inwestycyjnych. Jednocześnie systemy te projektowane są zwykle na przyjęcie i odprowadzenie opadu występującego raz na 1-5 lat – kolejne rekordowe opady pokazują, że ich przepustowości nie są wystarczające. W przypadku kanalizacji ogólnospławnej mieszanina ścieków bytowych i wód deszczowych tylko częściowo trafia do oczyszczalni ścieków. Nadmiar odprowadzany jest bypasem bezpośrednio do odbiornika (np. rzeki), co powoduje jego zanieczyszczenie rozcieńczonymi ściekami bytowymi. Ponadto odprowadzenie wód deszczowych siecią kanalizacyjną powoduje ograniczenie naturalnego zasilania lokalnych wód gruntowych. Na obszarach miejskich, gdzie wody opadowe są odprowadzane metodami konwencjonalnymi, można zaobserwować niekorzystne zjawiska, tj.:

- obniżanie poziomu wód gruntowych i zmniejszanie ich zasobów;
- degradację cieków wodnych na skutek braku zasilania gruntowego lub też poprzez ich kanalizowanie na potrzeby odprowadzenia wód opadowych;
- nasilanie się zjawisk powodziowych i okresowy wzrost zanieczyszczeń w odbiornikach wód deszczowych;
- ograniczenie lub zanik życia biologicznego w rzekach będących odbiornikiem ścieków z kanalizacji.

4.2. Zrównoważone gospodarowanie wodą opadową

Połączenie systemu infiltracji i retencji wód opadowych tworzy tzw. zrównoważone miejskie systemy odwadniające ZMSO (ang. *sustainable urban drainage systems* – SUDS). Często system ten nazywany jest również błękitną, zieloną oraz szarą infrastrukturą. Podstawą racjonalnego gospodarowania wodami jest ich zagospodarowanie, przechwytywanie, spowalnianie odpływu (w obszarach miejskich/zurbanizowanych zwykle spływ jest natychmiastowy), co przeciwdziała powstawaniu powodzi błyskawicznych, a w konsekwencji podtopień obszarów położonych poniżej.



Rys. 1. Powódź błyskawiczna (miejska) w Warszawie, 26 czerwca 2020 r. [<https://warszawa.wyborcza.pl/warszawa>].

Celem błękitnej infrastruktury jest poprawa lokalnej retencji poprzez zagospodarowanie wód opadowych w miejscu ich powstawania i wsparcie tradycyjnego systemu odprowadzania wód deszczowych, m.in. na wypadek nagłych opadów deszczu. Często pojawia się również określenie „błękitno-zielona infrastruktura” – obejmuje ona sieć naturalnych oraz seminaturalnych rozwiązań spełniających wiele funkcji i uwzględnia wiele form retencji: stawy, niecki (zagłębienia terenu), zbiorniki, ogrody deszczowe. Systemy te służą z jednej strony zagospodarowaniu wód deszczowych, z drugiej ich oczyszczaniu, kształtowaniu krajobrazu miejskiego, tworzeniu miejsc wypoczynku i rekreacji przez odpowiednie wkomponowanie urządzeń do zagospodarowania wody deszczowej. Błękitna infrastruktura bardzo często jest źródłem wody do podlewania przydomowych ogródków, a wraz z systemem filtracji wody może wykorzystywana do celów bytowych i gospodarczych.

Szara infrastruktura obejmuje zestaw urządzeń i rozwiązań hydrotechnicznych, takich jak system kanalizacyjny zbierający wodę z dróg, placów i budynków, kolektory burzowe i system oczyszczania ścieków, której celem jest zbieranie i odprowadzanie wód. Powinna stanowić uzupełnienie błękitno-zielonej infrastruktury

Można stosować różne typy powierzchniowych i podpowierzchniowych zrównoważonych systemów odwadniających w zależności od spodziewanego przepływu, jakości wód deszczowych, dostępnego terenu, czynników ekonomicznych i ekologicznych. Do podstawowych urządzeń zalicza się:

- Stawy retencyjne suche bez stałego zwierciadła wody – służące do krótkiego retencjonowania wody i usuwania zawiesin, ale nie zapewniające oczyszczania biologicznego.
- Stawy retencyjne mokre stale utrzymujące wodę – służące do usuwania zawiesin i zanieczyszczeń biodegradowalnych. Głębokie maksymalnie do 3,0 m, wyposażone w wydzielone, porośnięte roślinnością, strefy płytsze (25-50% powierzchni).
- Systemy bagienne stale podmokłe – przeznaczone do usuwania związków biodegradowalnych, zwykle wymagają znacznej powierzchni. Są dość płytkie (0,50-0,75 m) i w ok. 75% porośnięte makrolitami. Bogate siedliska zwiększające bioróżnorodność.
- Rowy trawiaste umożliwiające retencjonowanie małej ilości wody i jej infiltrację – redukują prędkość wody (ograniczają erozję), zmniejszają i opóźniają spływ powierzchniowy, w niewielkim stopniu usuwają także zanieczyszczenia.
- Ogrody deszczowe, kwietne łąki – gromadzą i zatrzymują wody opadowe, pośrednio przyczyniają się do zmniejszenia zagrożenia powodziowego. Pochłaniają 30-40% więcej wody opadowej niż typowy trawnik, a poprzez filtrację zanieczyszczeń z zastosowaniem roślin hydrofitowych przyczyniają się do poprawy czystości cieków. Rozróżnia się ogrody deszczowe infiltrujące do gruntu oraz w pojemnikach.
- Zielone ściany (ogrody wertykalne) – to rozwiązania pozwalające na pokrycie roślinnością fasad obiektów budowlanych bez dostępu roślin do rodzimego podłoża. Kosze w tym systemie mają aluminiową obudowę, wypełnione są substratem, a od frontu kruszywem mi-

- neralnym. Substrat odznacza się dużą akumulacją wody i odpornością na mróz, natomiast kruszywo mineralne ma za zadanie uatrakcyjnić wygląd tego elementu.
- Nawierzchnie porowate z dużą podpowierzchniową pojemnością retencyjną – najczęściej stosowane są: betonowa lub plastikowa kostka ażurowa, nawierzchnia żwirowa lub mineralno-żywiczna.
 - Zielone dachy – rozwinięcie tradycyjnego dachu poprzez zastosowanie hydroizolacji, zabezpieczenia przed korzeniami, warstwy drenażowej, włókniny filtracyjnej i lekkiego podłoża glebowego (substratu) oraz roślin. Woda opadowa (od 15% do 90%) magazynowana w substracie (oraz warstwie drenażowej) wykorzystywana jest przez rośliny i ulega ewapotranspiracji.
 - Skrzynki rozsączające – podstawowym zadaniem tego rozwiązania jest opóźnienie odpływu wód opadowych do odbiornika z powierzchni parkingów i placów. Skrzynka wykonana jest z tworzywa sztucznego o pojemności od kilkudziesięciu do kilkuset litrów.
 - Zbiorniki podziemne i naziemne do gromadzenia i zagospodarowania wód opadowych – wodę ze zbiornika można wykorzystać do podlewania ogródka, a po oczyszczeniu do splukiwania toalety, a nawet do prania i mycia rąk (tzw. woda szara) czy prac porządkowych.

5. Przykłady zrównoważonych miejskich systemów odwadniających

W ciągu ostatnich kilkunastu lat systemy ZMSO wpisały się na stałe w krajobraz wielu miast na całym świecie. Oprócz swojej podstawowej funkcji – zmniejszania przepływów kulminacyjnych w odbiornikach wód opadowych – ZMSO stanowią również miejsce wypoczynku i rekreacji, a także element architektury miejskiej [Wagnek, Krauze 2014].

Jednym z największych ogrodów dachowych w Europie jest instalacja na dachu Biblioteki Uniwersytetu Warszawskiego (BUW) w Warszawie (rys. 2). Kompleks składa się z dwóch części – górnej o powierzchni 2 tys. m² i dolnej o powierzchni 15 tys. m². Z dachu Biblioteki rozciąga się panorama miasta i widok na Wisłę. Budynek otrzymał liczne nagrody, a w kwietniu 2020 r. portal *Lonely Planet* uznał BUW wraz z ogrodami za jedną z najładniejszych bibliotek w Europie⁷.

Kolejnym ciekawym przykładem dużego kompleksu ZMSO jest ogród w Centrum Nauki Kopernik (rys. 3), zaprojektowany jako dach zielony ekstensywny i intensywny. Można tam zobaczyć gatunki roślin odporne na trudne warunki, tj.: macierzankę, wrzosa, lebidkę, rozchodniki, koso-drzewinę, berberys, jałowce płozące, pięciorniki, kostrzewy. Kompleks stanowi ciekawy i atrakcyjny punkt turystyczny, a jego specyficzna roślinność tworzy swego rodzaju mikroklimat.

Kompleksowym systemem ZMSO jest Staw Służewiecki⁸, który leży po lewej stronie Wisły (Warszawa, Mokotów). Akwen powstał w naturalnym obniżeniu terenu, od półno-

⁷ <https://www.lonelyplanet.com/articles/most-beautiful-libraries-in-europe>

⁸ https://pl.wikipedia.org/wiki/Staw_S%C5%82u%C5%BCewiecki

cy ograniczonym wysokim brzegiem. Zbiornik ma charakter retencyjny i przepływowy. Powierzchnia stawu wynosi 2,4 ha przy normalnym poziomie piętrzenia (NPP) i 2,6 ha przy maksymalnym, pojemność to 28 tys. m³ (przy maksymalnym poziomie wód 42 tys. m³, zatem pojemność retencyjna wynosi 14 tys. m³). Głębokość akwenu zmienia się od 1,15 m przy NPP do 1,9 m (maksymalny poziom piętrzenia). Urządzenia piętrzące, zbudowane w wyniku rekultywacji, stanowią zaporę ziemną czołową o długości 52 m i budowla upustowa. Na terenie stawu powstały trzy wyspy o powierzchni od 100 do 150 m²



Rys. 2. Ogród BUW w Warszawie [https://pl.wikipedia.org/wiki/Plik:Ogr%C3%B3d_BUW_w_Warszawie_2019a.jpg].



Rys. 3. Ogród na dachu Centrum Nauki Kopernik [<http://ogrodwcentrum.pl/ogrod-na-dachu-centrum-nauki-kopernik/>].

wyniesione do 0,55 m ponad NPP, które mają służyć ptakom i innym przedstawicielom nadwodnej fauny, wzmacniając tym samym bioróżnorodność. Obszar stanowi miejsce rekreacji i wypoczynku dla mieszkańców; cieszy się dużą popularnością, szczególnie w upalne dni.

6. Podsumowanie

W polskich miastach zagospodarowanie wód opadowych w większości opiera się na systemach konwencjonalnych, w których woda deszczowa jest odprowadzana poza obszar powstania. Zmiany charakteru przebiegu opadów, zwiększający się wskaźnik uszczelnienia zlewni i przestarzała infrastruktura wodnokanalizacyjna powodują, że coraz częściej dochodzi do formowania się powodzi błyskawicznych i podtopień infrastruktury drogowej oraz obiektów budowlanych. Z tego względu administratorzy sieci wodnokanalizacyjnej i władze miasta stają przed koniecznością rozwijania systemów alternatywnych opartych na zrównoważonym miejskim systemie odwadniającego. Równocześnie na szczeblu krajowym przygotowano plan przeciwdziałania skutkom suszy na lata 2021-2027, którego celem jest zapobieganie suszy na terenie Polski. Powstał również strategiczny program Komisji Europejskiej, opisujący możliwe działania w ramach gospodarki obiegu zamkniętego, w którym wyraźnie nakreślono kierunki zrównoważonego gospodarowania zasobami wodnymi na terenach zurbanizowanych. To pokazuje, jak istotne stają się obecnie kwestie zwiększenia ilości wody i wydłużenia czasu jej przebywania w środowisku zurbanizowanym. Osiągnięcie tych ambitnych celów jest możliwe tylko dzięki stosowaniu skutecznych metod zwiększania retencji wody deszczowej w krajobrazie miejskim.



Rys. 4. Staw Służewiecki w Warszawie [https://pl.wikipedia.org/wiki/Staw_S%C5%82u%C5%BCewiecki].

Literatura

Ćmielewski M., Głowacki J., Hausner J., Kudłacz M., Kutek K., 2020, Raport Water City Index, Fundacja Gospodarki i Administracji Publicznej, Uniwersytet Ekonomiczny w Krakowie, Arcadis sp. z o.o. Dz.U. 2020, poz. 310, Obwieszczenie Marszałka Sejmu Rzeczypospolitej Polskiej z dnia 28 stycznia 2020 r. w sprawie ogłoszenia jednolitego tekstu ustawy – Prawo wodne, Internetowy System Aktów Prawnych, Sejm RP.

Jastrzębska A., 2020, Od suszy 50-lecia do wzrostu retencji. Raport Stop suszy, Państwowe Gospodarstwo Wodne Wody Polskie, dostępne online: <https://wody.gov.pl/aktualnosci/1875-od-suszy-50-lecia-do-wzrostu-retencji-raport-stop-suszy-wody-polskie> (19.07.2021).

Nowa Karta Lipska, 2020, Transformacyjna siła miast na rzecz wspólnego dobra, dostępne online: https://www.miasta.pl/uploads/statute/content_file/233/Karta_Lipska_-_t_umaczenie_PL.pdf (19.07.2021).

PGW, 2020, Projekt Planu Przeciwdziałania Skutkom Suszy, PGW Wody Polskie, dostępne online: <https://stopsuszy.pl/projekt-planu-przeciwdzialania-skutkom-suszy/> (19.07.2021).

Przytuła E., Lisiak K., 2021, Dzień Wody 2021. Ile wody podziemnej mamy w Polsce?, dostępne online: <https://www.pgi.gov.pl/aktualnosci/display/12856-dzien-wody-2021-ile-wody-podziemnej-mamy-w-polsce.html> (19.07.2021).

Strategic Research, 2020, Strategic Research and Innovation Agenda (SRIA) on Circular Economy, dostępne online: <http://cicerone-h2020.eu/wp-content/uploads/2020/09/Circular-Economy-SRIA-2020.pdf> (19.07.2021).

Wagner I., Krauze K., 2014, Jak bezpiecznie zatrzymać wodę opadową w mieście? Narzędzia techniczne, Zrównoważony Rozwój – Zastosowania, 5, 75-91.

Wierzbowska-Kujda M., 2020, Bokova: Zrównoważony rozwój to przede wszystkim rozwój ludzi, Teraz Środowisko, dostępne online <https://www.teraz-srodowisko.pl/aktualnosci/OEES-Water-City-Index-zrownowazony-rozwoj-9555.html> (19.07.2021).

Remonty obiektów hydrotechnicznych z wykorzystaniem zawiesin polimerowych

The use of polymer suspensions for rehabilitation of hydrotechnical facilities

Honorata JANKOWSKA, Paweł POPIELSKI

Politechnika Warszawska, Wydział Instalacji Budowlanych Hydrotechniki i Inżynierii Środowiska

Streszczenie

Obecnie w budownictwie wykorzystywanych jest wiele substancji zaliczanych do biopolimerów. Ich stosowanie wiąże się zazwyczaj z wymiernymi korzyściami technologicznymi czy finansowymi. W niektórych przypadkach są składnikiem, który poprawia właściwości danego materiału budowlanego. W artykule omówiono przykłady zastosowania biopolimerów w remontach obiektów hydrotechnicznych. W przypadku zapór i wałów przeciwpowodziowych prace remontowe związane są zazwyczaj z koniecznością ograniczenia filtracji i ujęcia wody nadmiernie przesiąkającej przez korpus lub podłoże pod konstrukcją ziemną. Przy wzmożonej filtracji przez korpus zapory ziemnej można wykonać drenaż pionowy za rdzeniem nieprzepuszczalnym od strony wody dolnej. By kontrolować położenie krzywej depresji w korpusie zapory i ograniczyć zjawisko nadmiernej filtracji w podłożu pod obiektem można wykonać głęboki drenaż przed stopą skarpy odpowietrznej. Takie działanie dodatkowo zabezpieczy konstrukcję ziemną przed wzrostem położenia krzywej depresji. W artykule opisano remonty czterech zapór ziemnych, w których do wykonania drenaży zastosowano płuczkę polimerową.

1. Wprowadzenie

Współcześnie w praktycznie każdym obszarze życia poszukuje się rozwiązań przyjaznych dla środowiska naturalnego. Wykonawcy robót geotechnicznych również sięgają po innowacyjne i ekologiczne środki, które dodatkowo będą konkurencyjne pod względem kosztów i czasu realizacji. Technologie bazujące na polimerach naturalnych, nazywanych inaczej biopolimerami (BP), wydają się spełniać powyższe wymagania. BP stanowią liczną grupę związków chemicznych i są szeroko stosowane w budownictwie. Wykorzystuje się je m.in. jako dodatek do betonu, fug i zapraw, tynków, farb i powłok, a także przy budowie szybów naftowych i gazowych [Plank 2005]. W robotach geotechnicznych BP znalazły zastosowanie w pracach wykorzystujących płuczki rozpierające wykop w trakcie jego głębienia, tam gdzie ze względów technicznych lub ekonomicznych takie rozwiązanie jest wskazane. Klasycznie, np. podczas realizacji ścian szczelinowych, wykop rozpierany jest zawiesiną bentonitową. Prace z wykorzystaniem BP wykonywane są podobnie, z tym, że rolę płuczki pełni roztwór wodny biopolimeru. Główną zaletą zawiesin BP względem płuczek bentonitowych jest ich biodegradowalność. Dzięki podatności polimerów na korozję mikrobiologiczną możliwe jest przywrócenie przepuszczalności ośrodka gruntowego i ograniczenie wpływu inwestycji na środowisko.

Kolejnym przykładem zastosowania roztworów wodnych polimerów naturalnych jest budowa przepuszczalnych barier reaktywnych (PBR). Zadaniem PBR jest neutralizacja zanieczyszczeń poprzez przepływ zanieczyszczonych wód gruntowych przez złożę filtracyjne, z którego zbudowana jest bariera. PBR wykonuje się podobnie jak ściany szczelinowe. Wykop głębiony jest do odpowiedniej rzędnej w osłonie z zawiesziny rozpięrającej wykop. Następnie szczelina wypełniana jest złożem filtracyjnym, przy jednoczesnym pompowaniu płuczki. Dzięki zastosowaniu degradowalnej zawiesziny BP możliwe jest przywrócenie przepuszczalności złoża filtracyjnego.

W podobny sposób wykonuje się głęboki drenaż np. w istniejących obiektach hydrotechnicznych. Po wykonaniu wykopu do wymaganej rzędnej szczelina zostaje wypełniona materiałem drenażowym, którego podstawowy składnik stanowi kruszywo o odpowiednim uziarnieniu. System drenarski może być dodatkowo uzupełniony o studnie, rury i pompy. W przypadku pracujących obiektów lub przy wysokim poziomie wody gruntowej wykonanie lub remont drenażu klasycznymi metodami jest zadaniem trudnym. Budowa drenażu metodą wykopu otwartego wymaga prowadzenia ciągłego odwodnienia. Remont zapory bez opróżnienia zbiornika może skutkować intensyfikacją zjawisk filtracyjnych, a w skrajnym przypadku uszkodzeniem obiektu. Przy zastosowaniu metody wykopu wąsko-przestrzennego, zwłaszcza przy dużych głębokościach, konieczne jest wykorzystanie szalunku. Zaletą stosowania zawiesziny biopolimerowej, jest brak konieczności lub znaczne zmniejszenie obszaru wymagającego szalunku oraz odwodnienia w trakcie głębienia wykopu poniżej poziomu wody gruntowej. Dlatego też jest to metoda obarczona mniejszym ryzykiem wystąpienia awarii w trakcie prowadzenia prac remontowych – koszt realizacji jest niższy, a prace trwają krócej. Ponadto podatność polimerów naturalnych na korozję mikrobiologiczną sprawia, że po pewnym czasie płuczka pozostała między ziarnami kruszywa degraduje. Dzięki temu drenaż może pełnić rolę przepuszczalnego odbiornika wody gruntowej.

Kolejnym zadaniem, do wykonania którego można stosować płuczkę polimerową, jest realizacja głęboko-posadowionych sieci technicznych. Metoda układania rur i studni w wykopie rozpiętym zawiesziną degradowalną może być szczególnie przydatna na obszarach, gdzie płytko pod powierzchnią terenu stabilizuje się zwierciadło wody gruntowej. Dotychczas takie rozwiązanie stosowano w podobnych warunkach gruntowo-wodnych przy układaniu nowych ciągów drenarskich. Wydaje się, że technika ta sprawdzi się również w przypadku budowy innych systemów rur technicznych. Dzięki zastosowaniu metody polimerowej nie będzie konieczności wykonania szalunku ani prowadzenia odwodnienia w trakcie realizacji inwestycji.

2. Wybrane realizacje

Podczas remontów zapór i wałów przeciwpowodziowych najczęściej wykonuje się prace polegające na ograniczeniu i kontroli nadmiernej filtracji przez korpus lub w podłożu pod konstrukcją ziemną. Jedną z metod poprawy tych właściwości jest ujęcie filtrującej wody i wykonanie w korpusie zapory (za rdzeniem nieprzepuszczalnym od strony wody dolnej)

drenażu pionowego. By kontrolować położenie krzywej depresji i ograniczyć zjawisko nadmiernej filtracji w podłożu pod obiektem można wykonać głęboki drenaż przed stopą skarpy odpowietrznej. Konstrukcje zrealizowane z wykorzystaniem polimerów naturalnych nazywane są odpowiednio biopolimerowym drenażem pionowym (Biopolymer Chimney Drain) oraz biopolimerowym drenażem podskarpowym (Bipolymer Toe Drain) [Perry 1998]. W niniejszym artykule omówiono remonty czterech zapór ziemnych, w których do wykonania drenaży zastosowano płuczkę polimerową.

2.1. Zapora Antero w USA

Antero to zapora ziemna wybudowana w 1909 r. w stanie Kolorado (USA). Jej nazwa pochodzi z języka hiszpańskiego i oznacza „pierwszy”, ponieważ była to pierwsza zapora wybudowana na rzece South Platte River. Wysokość korony zapory wynosi około 13 m nad poziomem terenu, jej długość to ok. 1,3 km [Friend i in. 2017]. Głównym zadaniem zbiornika jest zapewnienie wody pitnej dla obszaru metropolitalnego Denver.

Obawy związane z bezpieczeństwem zapory pojawiły się w niedługim czasie po jej powstaniu z uwagi na przesiekającą wodę. Z tego powodu obniżono poziom piętrzenia do $\frac{1}{4}$ maksymalnego poziomu. Pomimo tego grunt na całej długości stopy skarpy odpowietrznej był wilgotny. Lokalnie występowały obszary stojącej wody. Nie zaobserwowano jednak wyniesienia drobnych cząstek gruntu z korpusu zapory. W maju 2013 r. podjęto decyzję o generalnym remoncie obiektu, który rozpoczął się w 2015 roku. Na rysunku 1 przedstawiono widok na skarpe odpowietrzną zapory Antero w trakcie prowadzonych prac.



Rys. 1. Widok na skarpe odpowietrzną w trakcie modernizacji obiektu [źródło: <https://www.rjh-consultants.com/>].

Wieloetapowy remont przeprowadzono w kilku fazach. W pierwszym etapie u stopy skarpy odpowietrznej wykonano przesłonę filtracyjną. Docelowo przesłona ta miała pełnić funkcję drenażu pionowego będącego elementem systemu odwadniającego zaporę. Uzupełniono go w drugim etapie o drenaż podskarpowy. Do realizacji przesłony wybrano metodę głębienia wykopu z wykorzystaniem zawiesiny biopolimerowej. Płuczki wykonano z mieszaniny dwóch polimerów – celulozy i BP syntetycznego. Przesłonę filtracyjną zrealizowano z piasku drobnego. Kruszywo wstępnie mieszano z roztworem wodnym polimeru, a następnie wprowadzano do wykopu przy pomocy rury kontraktorowej, co przedstawiono na rysunku 2 [Friend i in. 2017].

Długość instalacji wynosiła ponad 1 km, szerokość wykopu 0,6 m, a głębokość od 4,5 do 7 m (licząc od platformy roboczej). Konstrukcja wpuszczona została na głębokość od 0,5 m do 1,5 m, w leżącą pod zaporą formację skalną. Dzięki zastosowaniu tej technologii możliwe było prowadzenie robót budowlanych bez konieczności opróżnienia zbiornika. W kolejnych etapach wykonano również nieprzepuszczalną barierę gruntowo-bentonitową w osi zapory. Wymieniono i wydłużono umocnienie skarpy odwodnej i zmniejszono nachylenie obu skarp.

2.2. Zapora Piute w USA

Budowa zapory Piute rozpoczęła się w 1909 r. i trwała do 1935 roku. Obiekt o wysokości ponad 27 m i długości korony ponad 420 m wykonali lokalni farmerzy, wykorzystując wagi zaprzężone w konie i pompy napędzane parą. Do konstrukcji obiektu użyto gruntu z pobliskiego obszaru, który namywano do centralnej części zapory, tworząc w ten sposób nieprzepuszczalny rdzeń dowiązany do stromych skalnych przyczółków. Drenaż podskarpowy wykonano z gruboziarnistego materiału skalnego, z którego woda miała być odprowadzana rurami drewnianymi.



Rys. 2. Zrzut kruszywa do szczeliny wypełnionej polimerem przy pomocy rury kontraktorowej

[źródło: <https://www.rjh-consultants.com/>].

W ramach oceny stanu technicznego obiektu wykonano szereg badań geotechnicznych, które uwiarykowały występowanie aktywnego uskoku u stopy na stanowisku dolnym. Dodatkowo w korpusie i podłożu zidentyfikowano strefy gruntu podatnego na upłynnienie. Badania sejsmiczne wykazały, że wystąpienie na tym obszarze trzęsienia ziemi o magnitudzie 7 mogłoby skutkować aktywacją uskoku. W świetle powyższych informacji, przeprowadzono szereg działań naprawczych w celu zapewnienia bezpieczeństwa pracy obiektu. W 2002 roku na skarpcie odwodnej wykonano ławkę stabilizującą, zmieniono nachylenie skarpy i wymieniono umocnienie. Kolejnym elementem, który wzbudzał pewien niepokój był bezodpływowy filtr skalny z rurami drewnianymi. Z uwagi na wiek zapory podejrzewano, że obiekt był obecnie w stanie równowagi i w warunkach normalnej pracy jego awaria na skutek migracji materiału z korpusu do drenażu wydawała się mało prawdopodobna. Obawiano się jednak, że w trakcie trzęsienia ziemi dojdzie do wzmożonego wynoszenia drobnych cząstek gruntu z korpusu zapory do drenażu z powodu podwyższenia ciśnienia wody w porach. Bliska lokalizacja aktywnego uskoku oraz występowanie w podłożu i korpusie zapory obszarów podatnych na upłynnienie mogło spowodować ruch materiału na stosunkowo dużą skalę.

Uznano, że wykonanie głębokiego drenażu i odcięcie istniejącego filtru skalnego zmniejszy ryzyko awarii obiektu na skutek przebicia hydraulicznego do akceptowalnego poziomu. Rozważano dwa sposoby wykonania głębokiego drenażu – wykopem otwartym z odwodnieniem (metoda tradycyjna) lub wykopem realizowanym w osłonie z zawiesziny polimerowej (metoda innowacyjna).

Wskazano następujące zalety (Z) i wady (W) tradycyjnego sposobu realizacji robót:

- (Z) brak konieczności wykorzystania specjalistycznego sprzętu czy wykonania dodatkowych badań;
- (Z) w trakcie głębenia wykopu możliwość całkowitego usunięcia materiału skalnego starego drenażu;
- (Z) możliwość sprawdzenia i przetestowania wszystkich elementów nowego drenażu;
- (W) konieczność wykonania prac remontowych w okresie charakteryzującym się niższym poziomem wody w zbiorniku (okres zimowy, okres suszy).

Przeanalizowano również zalety i wady innowacyjnej metody głębenia wykopu z wykorzystaniem biopolimerów:

- i. (Z) możliwość prowadzenia prac remontowych niezależnie od poziomu wody w zbiorniku;
- ii. (Z) możliwość umieszczenia drenażu bliżej korpusu zapory;
- iii. (Z) konieczność wykonania odwodnienia jedynie lokalnie w celu wykonania połączeń rur;
- iv. (Z) krótszy czas trwania robót względem tradycyjnej metody;
- v. (W) brak możliwości wydobycia w całości istniejącego drenażu kamiennego;
- vi. (W) brak możliwości kontroli wykonania prac zrealizowanych w osłonie z płuczki polimerowej.



Rys. 3. Głębienie przesłony z wykorzystaniem zawiesziny biopolimerowej [źródło: <https://fransoncivil.com/>].



Rys. 4. Układanie studni i rur drenażowych w wykopie rozpiętym zawiesziną polimerową [źródło: <https://fransoncivil.com/>].

Porównano oba warianty również pod kątem ekonomicznym. Ustalono, że inwestycja z wykorzystaniem BP będzie o 2 miliony dolarów tańsza. W związku z powyższym podjęto decyzję o wykonaniu biopolimerowego drenażu podskarpowego. Płuczkę rozpięającą wykop wykonano z mieszanki dwóch polimerów – naturalnego i syntetycznego. W ramach prac remontowych wykonano:

- ściany szczelne uniemożliwiające migrację zawiesiny do starego drenażu skalnego;
- wykop pod drenaż w osłonie z zawiesiny polimerowej, o głębokości 9 m (rys. 3);
- nowy drenaż z wykorzystaniem geotkaniny i rur odwodnieniowych (rys. 4).

Ocena pracy obiektu wykonana po siedmiu miesiącach potwierdziła działanie drenażu zgodne z oczekiwaniami. Poziom wody monitorowany w piezometrach, położenie krzywej depresji w korpusie zapory i wydatek drenażu były takie, jak planowano.

2.3. Zapora Hays Creek w Nowej Zelandii

Hays Creek to zapora ziemna strefowana (sypana i zagęszczana mechanicznie) wybudowana w 1967 r. na południu od Auckland w Nowej Zelandii (rys. 5). Wysokość konstrukcji dla najwyższej sekcji wynosi 27 m, a długość korony zapory to 77 m. Zbiornik o pojemności 1 miliona m³ stanowi źródło wody dla obszaru Papakura [Jairaj 1998].

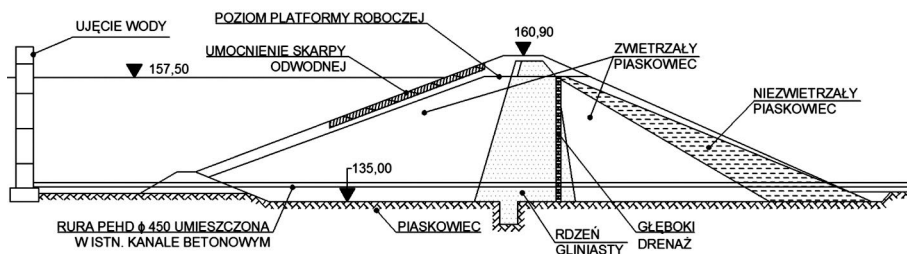


Rys. 5. Zapora Hays Creek [<https://www.watercare.co.nz/>].

W 1989 roku rozpoczęto wieloetapową ocenę stanu technicznego obiektu. W ramach prowadzonych prac zainstalowano w sumie dwadzieścia pięć piezometrów i wykonano dodatkowo pięć odwiertów rozpoznawczych. Wyniki badań oraz analizy otrzymanych obserwacji wykazały, że korpus zapory nie składa się ze ściśle wydzielonych stref materiałowych. Stwierdzono, że rdzeń iłowy zapory charakteryzuje się niższym współczynnikiem filtracji, gdyż nie ma ściśle określonych granic między sąsiadującymi materiałami. Ponadto nie występuje strefa filtracyjna za rdzeniem od strony wody dolnej. Mimo to nie zaobserwowano oznak uszkodzenia obiektu, widocznych awarii na stanowisku dolnym, czy zmiany koloru wody przesiąkającej przez zapórę. Z uwagi na sposób wbudowania materiału w korpus zapory uznano jednak, że integralność poszczególnych stref jest wątpliwa. Zidentyfikowano kilka słabych punktów obiektu, które mogły doprowadzić w przyszłości do jego zniszczenia, zwłaszcza w przypadku wystąpienia trzęsienia ziemi o umiarkowanym nasileniu [Jairaj 1998].

Po przeprowadzeniu analizy możliwych działań, które zapewniłyby bezpieczeństwo pracy obiektu, podjęto decyzję o wykonaniu za rdzeniem zapory drenażu pionowego. Zdecydowano, że wykop będzie prowadzony do fundamentu zapory w osłonie z zawiesziny degradowalnej. Jako materiał rozpierający szczelinę wybrano biopolimer syntetyczny, wypełnienie szczeliny wykonano w postaci filtru piaskowego. W trakcie remontu zmodernizowano również ujęcie wody i spust denny poprzez wbudowanie rury PEHD [Jairaj 1998].

Dzięki wykonaniu drenażu pionowego za rdzeniem zapewniono odpowiednie strefowanie materiału w korpusie zapory. Zabezpieczono tym samym materiał wbudowany w rdzeń przed wynoszeniem drobnych cząstek zarówno w normalnych warunkach pracy obiektu, jak i w przypadku wystąpienia trzęsienia ziemi. Dodatkowo skutecznie obniżono poziom wody w korpusie zapory. Wykonano dwa modele numeryczne obiektu w celu porównania krzywej depresji przed i po przeprowadzeniu remontu. Skalibrowano je na podstawie odczytu poziomu wody w piezometrach. Przekrój przez korpus zapory z uwzględnieniem drenażu pionowego (stan po remoncie) przedstawiono na rysunku 6.



Rys. 6. Przekrój przez korpus zapory po remoncie (wyidealizowany podział na strefy materiałowe) [Jairaj 1998].

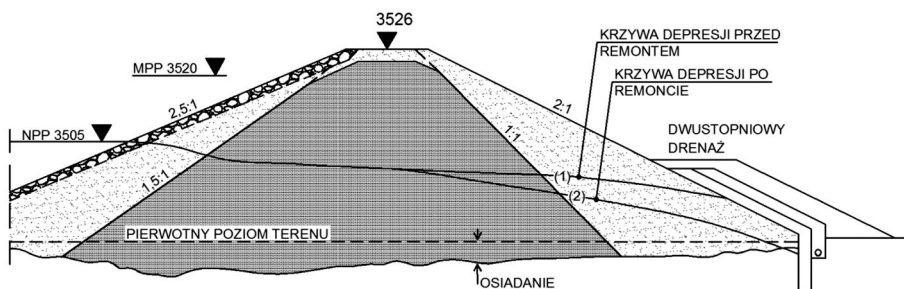
2.4. Zapora Wasco w USA

Wasco to zapora ziemna, strefowana, wybudowana w 1959 r. na rzece Clear Creek w stanie Oregon (USA). Korona zapory ma szerokość 6 m i długość około 125 m, wysokość obiektu to ponad 17 m. Woda ze zbiornika wykorzystywana jest do nawadniania pól uprawnych. Elementem uszczelniającym korpus zapory jest rdzeń gliniasty otoczony z obu stron materiałem składającym się z piasku, żwiru, kamieni i głazów. W trakcie realizacji zapory nie wykonano filtru chroniącego rdzeń od strony wody dolnej [Day i in. 2001]. Dlatego, niezależnie od poziomu wody w zbiorniku, grunt przy stopie skarpy odpowietrznej był nieustannie nasycony wodą. W związku z powyższym zbiornik rzadko napełniano do normalnego poziomu piętrzenia. Osiągnął ten poziom tylko sześciokrotnie w trakcie całego okresu użytkowania przed remontem. Przy próbie jego napełnienia, przy poziomie o 3 m niższym niż normalny poziom piętrzenia, na skarpie odpowietrznej uwidoczniła się wzmożona filtracja. W związku z powyższym przzerwano napełnianie zbiornika. W 1988 roku zamontowano osiem piezometrów w celu kontroli poziomu wody w korpusie zapory. W 1996 roku, w wyniku znacznych opadów atmosferycznych, zbiornik napełnił się do normalnego poziomu piętrzenia po raz pierwszy od 20 lat. Nastąpiła intensyfikacja zjawisk filtracyjnych i pojawiły się obawy o stateczność obiektu.

Przeprowadzono analizę techniczną i ekonomiczną w celu znalezienia najkorzystniejszego rozwiązania, które poprawiłoby bezpieczeństwo zapory. Zdecydowano się wykonać głęboki, dwustopniowy drenaż z zastosowaniem płuczki biopolimerowej, a także dociążyć skarpe odpowietrzną. Projekt modernizacji zrealizowano w 1999 roku. Do wykonania zawiesziny rozpięającej wybrano polimer syntetyczny. Przekrój przez korpus zapory po remoncie przedstawiono na rysunku 7, a głębienie szczeliny w osłonie z zawiesziny polimerowej na rysunku 8.

Dzięki zastosowaniu dwustopniowego drenażu udało się obniżyć poziom wody gruntowej w zaprze. Sukces niniejszej realizacji potwierdzono następującymi obserwacjami:

- vii. sucha ziemia u stopy skarpy odpowietrznej;
- viii. eliminacja przecieków na stanowisku dolnym;
- ix. brak drobnego materiału w osadnikach studni inspekcyjnych;
- x. zgodny z oczekiwaniem wydatek drenażu.



Rys. 7. Przekrój przez korpus zapory z oznaczeniem krzywej depresji przed (1) i po (2) remoncie obiektu [Day i in. 2001].

Ponadto stwierdzono, że zastosowanie technologii biopolimerowej pozwoliło na ograniczenie czasu realizacji i pompowania o około 3 tygodnie. Oszacowano oszczędności na poziomie około 100 dolarów/m² wykopu względem tradycyjnego sposobu realizacji [Day i in. 2001].

3. Podsumowanie

Innowacyjna technologia głębienia wykopu w osłonie z zawiesiny BP okazała się skuteczna w przypadku remontu wszystkich opisanych w opracowaniu obiektów hydrotechnicznych. Poniżej zestawiono zalety i wady technologii wykorzystującej BP.

Zalety zastosowania zawieszin polimerowych do wykonania drenażu w istniejących obiektach hydrotechnicznych [Perry 1998; Kemel 2001]:

- brak konieczności prowadzenia odwodnienia wykopu, wykonania projektu odwodnienia i uzyskania pozwolenia wodnoprawnego;
- brak konieczności obniżenia poziomu wody w zbiorniku;
- biodegradowalność zawieszin polimerowych;
- mniejsza ingerencja w środowisko gruntowo-wodne;
- brak konieczności szalowania szczeliny rozpieranej przy pomocy zawiesiny BP;
- możliwość wykonania węższego wykopu względem drenażu wykonywanego tradycyjnymi metodami;
- mniejsza ilość urobku i zakres robót ziemnych;
- mniejszy obszar konieczny do realizacji robót;



Rys. 8. Realizacja drenażu podskarpowego zapory Wasco z wykorzystaniem zawiesiny polimerowej [Day i in. 2001].

- mniejsze ryzyko destabilizacji wykopu względem tradycyjnych realizacji wykonywanych na porównywalne głębokości;
- krótszy czas realizacji inwestycji;
- niższe koszty realizacji inwestycji.

Wady zastosowania zawieszin polimerowych do wykonania drenażu w istniejących obiektach hydrotechnicznych [Perry 1998; Kemel 2001]:

- konieczność wyrównania terenu oraz uformowania poziomej platformy roboczej w przypadku prowadzenia wykopu na pochyłych powierzchniach;
- brak możliwości kontroli stanu dna wykopu w trakcie realizacji;
- obligatoryjne dobre rozpoznanie warunków gruntowych;
- konieczność zatrudnienia wyspecjalizowanego wykonawcy.

Jak pokazały analizy prowadzone przez wykonawców remontów zapór opisanych w artykule, technologia wykonania drenażu głębokiego z wykorzystaniem zawiesziny BP została wybrana z uwagi na jej zalety techniczne, niższy koszt oraz krótszy czas realizacji względem tradycyjnej metody wykopu otwartego.

Literatura

- Aminpour M., O’Kelly B.C., 2015, Applications of biopolymers in dam construction and operation activities, [w:] Proceedings of the Second International Dam World Conference (DW2015), 937-946.
- Day S.R., Ryan C.R., 1992, State of the art in bio-polymer drain construction, [w:] Slurry Walls: Design, construction, and quality control, ASTM STP 1129, D.B. Paul, R.D. Davidson, N.J. Cavalli (red.), American Society for Testing and Materials.
- Day S.R., Ryan C.R., Fisk G., 2001, Innovative slurry trench methods for the rehabilitation of small dams, [w:] Dam Safety 2001, Association of State Dam Safety Officials, Snowbird, Utah, dostępne online: https://www.geo-solutions.com/wp-content/uploads/2017/03/5_Innovative_Slurry_Trench_Methods.pdf (12.07.2021).
- EPA, 1998, . Evaluation of subsurface engineered barriers at waste sites, dostępne online: <https://www.epa.gov/remedytech/evaluation-subsurface-engineered-barriers-waste-sites-volumes-1-and-2> (12.07.2021).
- Friend E.R., Brinker D., Martin J., Raitt D., 2017, Dissecting a 107-year-old dam with a barrier wall, Grouting, 299-315, dostępne online: <https://ascelibrary.org/doi/abs/10.1061/9780784480809.030> (12.07.2021).
- Gerhart P.C., Day S.R., Dixon E.R., 2005, A bio-polymer drain solutions for Piute Dam, Dam Safety, dostępne online: https://www.geo-solutions.com/wp-content/uploads/2017/03/3_A_Bio_Polymer_Drain_Solution.pdf (12.07.2021).
- Jairaj V., 1997, Use of revertible bio-polymer slurry to retrofit a sand chimney drain at Hays Creek dam, dostępne online: <http://iesl.nsf.ac.lk/handle/1/1814> (12.07.2021).
- Jairaj V., 1998, Post-upgrade performance of Hays Creek Dam, South Auckland, Transactions of the Institution of Professional Engineers New Zealand: Civil Engineering Section, 25 (1), 31-37.

Kemel R.N., 2001, Geotechnical application of biopolymer technology, University of Southern California, dostępne online: <http://digitallibrary.usc.edu/digital/collection/p15799coll16/id/153078> (12.07.2021).

Perry E.B., 1998, Innovative methods for levee rehabilitation, Technical Report REMR-GT-26, US Army Corps of Engineers, dostępne online: <https://apps.dtic.mil/sti/pdfs/ADA354949.pdf> (12.07.2021).

Plank J., 2005, Applications of biopolymers in construction engineering, [w:] Biopolymers Online: Biology Chemistry Biotechnology Applications, DOI: <https://doi.org/10.1002/3527600035.bpola002>.

Przy opracowywaniu materiałów wykorzystano informacje zawarte na oficjalnych witrynach internetowych przedsiębiorstw: <https://denverwatertap.wpengine.com/>, <https://fransoncivil.com/>, <https://www.geo-solutions.com/>, <https://www.rjh-consultants.com/>, <https://www.usbr.gov/>, <https://www.watercare.co.nz/>.

Streszczenia

Wykorzystanie badań geofizycznych w ocenie i monitoringu stanu technicznego budowli hydrotechnicznych

Zbigniew BESTYŃSKI, Edmund SIEŃSKI, Piotr ŚLIWIŃSKI, Paweł CZARNAK

W artykule zwrócono uwagę, że wiarygodna ocena stanu technicznego budowli hydrotechnicznych wymaga rozpoznania ich struktury w sposób ciągły i przestrzenny. Konieczne jest więc uzupełnienie, wykonywanych obecnie punktowych pomiarów geotechnicznych i geodezyjnych, badaniami geofizycznymi umożliwiającymi jak najszersze rozpoznanie konstrukcji. Metodę i metodykę badań należy dostosować do obiektu tak, aby mierzone parametry geofizyczne były możliwie ściśle skorelowane z parametrami geotechnicznymi decydującymi o stanie technicznym budowli. Przedstawiono w zarysie technikę badań geofizycznych metodą tomografii elektrooporowej ERT i analizy spektralnej fal powierzchniowych MASW, zalecaną w badaniach budowli ziemnych, a także metodą tomografii sejsmicznej ST rekomendowaną w badaniach budowli betonowych. Przedstawiono również przykłady uzyskiwanych rezultatów, które pokazują, że badania geofizyczne wykonywane w określonych odstępach czasu zdecydowanie podnoszą jakość monitoringu stanu technicznego budowli.

Technologie InSAR i PhotoMonitoring™ do monitorowania deformacji gruntu

Paolo MAZZANTI, Serena MORETTO, Stefano SCANCELLA, Michele GAETA

W artykule przedstawiono nowoczesne technologie do monitoringu bezpieczeństwa ziemnych zapór wodnych, zaliczanych do technik teledetekcji i opartych na rozwiązaniach satelitarnych i naziemnych. Wymieniono tradycyjne technologie, a w dalszej części referatu opisano nowoczesną technologię opartą na radarach – Satellite and Terrestrial InSAR – jako unikalne rozwiązanie do charakterystyki zjawisk niestabilności zboczy i monitoringu całego obszaru zbiorników wodnych z wysoką dokładnością. Przedstawiono również nowatorskie rozwiązanie jakim jest PhotoMonitoring™, wykorzystujące zaawansowane techniki przetwarzania obrazu w celu uzyskania dokładnych informacji o przemieszczeniach i zmianach powierzchni terenu z różnych platform (naziemnych, UAV, lotniczych i satelitarnych).

Rehabilitacja starzejących się zapór

Peter BANZHAF

Wiele zapór wybudowanych w Europie w pierwszej połowie ubiegłego wieku, nawet przy możliwie najlepszym utrzymaniu, wymaga remontu ze względu na ich wiek. Remont zapory narzutowej obejmuje wzmocnienie korpusu zapory, odcięcie przesiąkania poprzez zainstalowanie nowego rdzenia lub przedłużenia rdzenia w przyczółkach skalnych w celu uszczelnienia przesiąkania na styku rdzeń/skała. Takie środki zaradcze są stosowane przy spiętrzonym zbiorniku i zwykle nie jest wymagane wyłączenia towarzyszącej elektrowni.

W artykule przedstawiono dwie udane renowacje zapór, zrealizowane w ostatnich latach w Niemczech, które umożliwiły zmodernizowanym obiektom utrzymanie wyższych poziomów wody w zbiornikach ze względu na większe opady wynikające ze zmiany klimatu i zapewniły bezpieczną eksploatację budowli piętrzących i towarzyszących elektrowni w nadchodzących dziesięcioleciach.

Przedstawione przypadki dotyczą planowania i realizacji prac renowacyjnych w napiętym harmonogramie i w warunkach ograniczonej powierzchni placu budowy. Omówiono również ważny temat wykorzystania możliwie najlepszego materiału do odtworzenia wymaganej plastyczności tych zapór przy użyciu betonu plastycznego. Takie mieszanki betonowe są z powodzeniem stosowane od lat 80. XX wieku i dowiodły swojej niezawodności.

Modelowanie CFD jako optymalna metoda wymiarowania zamknięcia klapowego na przykładzie jazu na Stopniu Wodnym Ujście Nysy

Janusz FILIPCZYK, Paweł DORADA, Dawid KĘDZIA, Bartłomiej PIETRUSZEWSKI, Jakub CZAJKOWSKI

Tematem referatu jest analiza statyczno-wytrzymałościowa zamknięcia klapowego, typowego dla jazów znajdujących się na Odrzańskiej Drodze Wodnej, na przykładzie realizowanego projektu jazu klapowego „Ujście Nysy” zlokalizowanego w km 180,5 rzeki Odry. Modernizacja jazu stanowi część projektu przebudowy i przystosowania Odrzańskiej Drogi Wodnej do klasy Va śródlądowej drogi wodnej. W celu wyznaczenia sił powierzchniowych działających na przedmiotową klapę jazu posłużono się modelem numerycznym CFD, który uwzględnia ruch turbulentny oraz zjawiska dynamiczne przepływającej wody przez klapę jazu. Obciążenia wyznaczono dla różnych sytuacji obliczeniowych zgodnie z *PN-B-03203-2000 – Konstrukcje stalowe – Zamknięcia hydrotechniczne – Projektowanie i wykonanie* oraz *Rozporządzeniem Ministra Środowiska z dnia 20 kwietnia 2007 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budowle hydrotechniczne i ich usytuowanie*. W celu zwymiarowania konstrukcji stalowej klapy posłużono się numeryczną analizą z wykorzystaniem elementów płytowo-tarczowych w modelu przestrzennym. Do obliczeń zastosowano oprogramowanie SOFiSTiK. W referacie pokazano rozkład obciążeń powierzchniowych dla różnych poziomów otwarcia klapy jazu.

Wybrane rozwiązania ograniczające możliwość wystąpienia awarii podczas hydrotransportu odpadów poflotacyjnych w budownictwie hydro-technicznym

Iwona DUSZYŃSKA, Paweł STEFANEK, Joanna BZÓWKA

Wydobywana w kopalniach KGHM Polska Miedź S.A ruda miedzi przekazywana jest do Zakładów Wzbogacania Rud ZWR, gdzie w procesie flotacji otrzymuje się koncentrat miedzi, który następnie przetwarza się w hutach. Pozostająca po procesie flotacji skała płonna w postaci wodnej zawiesiny jest transportowana systemem rurociągów z ZWR do Obiektu Unieszkodliwiania Odpadów Wydobywczych Żelazny Most, należącego do Zakładu Hydrotechnicznego KGHM. Oddział eksploatuje ponad 260 km rurociągów, którymi m.in. prze-

pompowuje się ponad 80 tys. Mg na dobę odpadów poflotacyjnych. Odpady stałe pozostają na obiekcie, a woda po sklarowaniu zostaje zawrócona do ponownego wykorzystania w ZWR. W artykule przedstawiono rozwiązania techniczne, które przyczyniły się do ograniczenia awarii w układzie technologicznym KGHM Polska Miedź S.A, a także zaproponowano standaryzację zwiększonych wymagań pracy instalacji technologicznej i klasyfikacji rurociągów występujących w ostatnim ogniwie przeróbki rudy miedzi.

Zarządzanie zasobami wody przemysłowej na przykładzie OUOW Żelazny Most

Szymon ZIELIŃSKI, Paweł STEFANEK, Stanisław KOSTECKI

Woda wykorzystywana jest w wielu procesach produkcyjnych prowadzonych przez KGHM Polska Miedź S.A. Dla zaspokojenia tych potrzeb spółka utrzymuje własne zasoby wody przemysłowej pochodzące z odwadniania kopalń. Produktem ubocznym mienienia i flotacji jest znaczna ilość mieszaniny drobnych cząstek skał z wodą, która jest pompowana na OUOW Żelazny Most i poddana grawitacyjnemu oczyszczaniu. Dzięki temu woda może być ponownie wykorzystana w przeróbce, dokąd jest pompowana siecią rurociągów. Nieprzerwany dopływ wód pochodzących z odwadniania kopalń, który zmienia się co do wydajności i składu wraz z postępem wydobywania, powoduje konieczność zagospodarowania nadmiaru wody przemysłowej. KGHM Polska Miedź S.A. bilansuje ilość wody w układzie technologicznym poprzez zrzut jej nadmiaru do rzeki Odry. W artykule przedstawiono warunki technologiczne prowadzenia zrzutu i jego powiązanie z hydrologią rzeki. Wyjaśniono wpływ długotrwałych niskich przepływów Odry na skład wody w OUOW i możliwości jej późniejszego zagospodarowania. Przedstawiono również działania KGHM Polska Miedź S.A. związane ze zmniejszeniem oddziaływania instalacji zrzutowej na środowisko, przy jednoczesnym ograniczeniu konieczności retencjonowania wody na OUOW Żelazny Most.

Nieliniowa analiza numeryczna urządzeń naprowadzających jednostki pływające

Jakub CZAJKOWSKI, Paweł DORADA, Dawid KĘDZIA, Janusz FILIPCZYK, Bartłomiej PIETRUSZEWSKI

Dalby to samodzielne, sprężyste konstrukcje morskie i śródlądowe, których dolna część jest pogrążona w gruncie, środkowa znajduje się w wodzie, a górna wystaje ponad powierzchnię wody. Stosuje się je m.in. do zabezpieczenia takich obiektów jak most czy jaz przed niepożądanym uderzeniem jednostki pływającej, a także jako urządzenia cumownicze i naprowadzające. Dalby naprowadzające, zwane kierownicami, łączą się w taki sposób, że przypominają wyglądem i funkcją drogowe bariery ochronne. Muszą być one odpowiednio wytrzymałe, żeby przenieść uderzenie o określonej energii kinetycznej, ale także elastyczne, by nie spowodować uszkodzenia jednostki pływającej. W artykule przedstawiono propozycję nieliniowej analizy numerycznej, wykorzystującej metody elementów skończonych i zastosowanie wzoru na siłę uderzenia jednostki o konstrukcję dalb. Prezentowane zagadnienie jest o tyle

ciekawe, że aby dobrze zaprojektować konstrukcję, która ma dysypować/pochłaniać energię kinetyczną, konieczne jest znalezienie równowagi między wytrzymałością a podatnością konstrukcji.

Wybrane realizacje projektowe na stopniach wodnych na Odrzańskiej Drogi Wodnej

Jakub CZAJKOWSKI, Paweł DORADA, Janusz FILIPCZYK, Dawid KEDZIA, Bartłomiej PIETRUSZEWSKI

W referacie przedstawiono rozwiązania projektowe dla śluz żeglugowych na odcinku skanalizowanym Odrzańskiej Drogi Wodnej (ODW). Przebudowa istniejących stopni wodnych Januszkowice, Krapkowice i Opole, w zakresie śluz i ich awanportów, stanowi istotny element realizacji *Założeń do planów rozwoju śródlądowych dróg wodnych w Polsce na lata 2016-2020 z perspektywą do roku 2030*, których częścią jest przystosowanie Odrzańskiej Drogi Wodnej (ODW) do klasy V śródlądowej drogi wodnej. Projekt nowych śluz zakłada powstanie konstrukcji żelbetowych z głową pośrednią i wydzieloną komorą dla małych jednostek pływających. Do regulacji poziomu wody w komorach śluz zastosowano krótkie kanały obiegowe zabudowane w głowach. Regulacja przepływu wody przez kanały odbywa się poprzez zamykanie i otwieranie stalowych zasuw klinowych. Komunikację jednostek pływających pomiędzy komorą śluzy a górnym i dolnym stanowiskiem stopnia zapewniają stalowe wrota wsporne. Zaprojektowano napędy hydrauliczne wrót wspornych i zasuw klinowych. Nowe śluzy spełniają wymagania klasy Vb śródlądowej drogi wodnej. W prezentowanym artykule omówiono podstawowe problemy, wynikające z ciasnej zabudowy na istniejących stopniach wodnych oraz zróżnicowanych warunków gruntowo-wodnych. Dla porównania pokazano smukły typ konstrukcji nowej komory śluzy pociągowej na stopniu wodnym Krapkowice, którą zaprojektowano jako kotwioną w podłoże skalne.

Ustalenie kierunku filtracji metodą termomonitoringu aktywnego – badania na modelu fizycznym

Alicja BUDZIANOWSKA, Paweł POPIELSKI

Do kluczowych elementów niezbędnych do zapewnienia bezpieczeństwa obiektu hydrotechnicznego zalicza się monitorowanie procesów filtracyjnych zachodzących w podłożu i samej konstrukcji. Jedną z metod używanych do ustalenia kierunku i intensywności przepływu filtrującej wody jest monitoring termiczny, bazujący na zjawisku transportu ciepła sprzężonego z ruchem wody. Aby lepiej poznać zależności pomiędzy tymi procesami, w Zakładzie Budownictwa Wodnego i Hydrauliki, na Wydziale Instalacji Budowlanych, Hydrotechniki i Inżynierii Środowiska Politechniki Warszawskiej, wykonano model fizyczny umożliwiający badanie filtracji metodą termomonitoringu aktywnego. Zbiornik z tworzywa sztucznego podzielono na trzy komory: dopływową, badawczą i odpływową. W komorze badawczej umieszczony jest badany grunt o objętości około $0,1 \text{ m}^3$, grzałka i czujniki temperatury. Wyniki pomiarów gromadzone są za pomocą urządzenia opartego na platformie typu Arduino. Rozmieszczenie grzałki i czujników temperatury jest ustalane w zależności od wykonywa-

nych badań. W artykule zaprezentowano wyniki badań przeprowadzonych na modelu fizycznym wypełnionym piaskiem wiślanym, dla różnych kierunków napływu wody na układ trzech czujników temperatury rozmieszczonych wokół grzałki (napływ na wierzchołek trójkąta, jego podstawę i bok).

Wyniki laboratoryjnych badań filtracji przykładowych glin przewarstwionych pyłami w różnym trójosiowym stanie naprężenia

Lukasz KACZMAREK, Agnieszka DĄBSKA, Paweł POPIELSKI

Artykuł dotyczy badań współczynnika filtracji pionowej (k_z) wybranego anizotropowego spoistego gruntu – laminowanej gliny pobranej z centralnej Polski. Dla uzyskania wysokiej dokładności oznaczeń wartości k_z wykorzystano system trójosiowego ściskania, składający się z elektromechanicznej prasy, czujnika przemieszczeń i kontrolerów (obejmujących trzy hydrauliczne pompy). Program badawczy zakładał realizację kilku serii pomiarów współczynnika filtracji pionowej (przy stałym gradiencie hydraulicznym $i = 30$), przy różnym stanie naprężenia oraz przy przepływie wody w kierunku z góry do dołu, a następnie z dołu do góry. Stałe izotropowe efektywne naprężenie okólne, po zaplanowanych etapach badań filtracji, wzrastało stopniowo do m . Wyniki przeprowadzonych badań wskazują na zróżnicowanie współczynnika filtracji pionowej w relacji do zadawanych warunków badania. Dowodzi to potrzeby wyjaśnieniem zależności między właściwościami filtracyjnymi różnych typów gruntów (ze specyficzną strukturą) i stanem naprężenia.

Stały monitoring odkształceń i szczelności konstrukcji barier przeciwfiltracyjnych zbudowanych z grodzie winylowych z uszczelką z miękkiego PVC

Jacek GRALEWSKI, Dawid JASIŃSKI

W artykule opisano rozwiązanie technologiczne, jakim jest uszczelka z miękkiego PVC, zgrzewana termicznie w procesie koekstruzji, stosowana do zamków grodzie winylowych, a także sposób monitoringu konstrukcji za pomocą światłowodów. Przewagą prezentowanej technologii jest to, że zapewnia ona bardzo dużą szczelność w barierach przeciwfiltracyjnych, co zostało udowodnione w badaniach laboratoryjnych wykonanych przez Instytut Maszyn Przepływowych na Politechnice Łódzkiej. W artykule szczegółowo opisano samą technologię, rozwiązania konkurencyjne i przybliżono metodologię badań laboratoryjnych oraz sposób ich interpretacji. Kolejnym krokiem weryfikacji szczelności i dopuszczenia produktu do sprzedaży była próba w warunkach rzeczywistych przeprowadzona na poletku badawczym.

Przedstawiono realizację projektu budowy szczelnej przesłony przeciwfiltracyjnej, dla której zastosowanie znalazły grodzie winylowe z uszczelką. Projekt polegał na uszczelnieniu zbiornika odpadów poflotacyjnych leżącego na terenie kopalni odkrywkowej w Kazachstanie. Technologia światłowodów daje możliwość mierzenia parametrów, takich jak odkształcenia lub szczelność połączeń zamków w czasie rzeczywistym, a nie jak w przypadku rozwiązań konkurencyjnych w czasie kontroli okresowych.

Retencja i zagospodarowanie wód opadowych na terenach zurbanizowanych jako cele zrównoważonego rozwoju

Paweł FALACIŃSKI

W Polsce ok. 23 mln osób (60% populacji kraju) mieszka w miastach. Obszary silnie zurbanizowane są szczególnie wrażliwe na współczesne wyzwania środowiskowe – niedobory wody w okresach suszy i zagrożenie powodziowe podczas roztopów lub nawalnych opadów deszczu. Postęp urbanizacji (architektoniczno-przestrzennej i technicznej) skutkuje szybkim przyrostem powierzchni utwardzonych i nieprzepuszczalnych, a to wydatnie wpływa na transformację opadów atmosferycznych w spływ powierzchniowy wody. Brak odpowiedniej infrastruktury technicznej pozwalającej na bezpieczne zagospodarowanie wód opadowych i roztopowych powoduje, że około 70% tej wody jest bezpowrotnie stracona poprzez bezpośrednie odprowadzenie jej (poprzez system kanalizacji deszczowej) do rzek, a następnie morza. Obserwowana obecnie zmiana klimatu determinuje zmianę podejścia do zagadnienia wód opadowych i roztopowych, szczególnie na obszarach silnie zurbanizowanych. Nowoczesny kierunek działań polega na znacznym ograniczeniu spływu powierzchniowego poprzez wymuszenie retencji wody oraz stworzenia możliwości wykorzystania jej w gospodarce komunalnej i indywidualnej. Ten rodzaj zagospodarowania wód opadowych i roztopowych stanowi obecnie dominujący kierunek zainteresowań nowych, zielonych polityk w zakresie planowania przestrzennego, których celem jest bardziej efektywne użytkowanie posiadanych zasobów. W artykule podjęto temat bezpiecznego zagospodarowania wód opadowych i roztopowych na terenach miejskich. Poza krótką charakterystyką nowoczesnych rozwiązań technicznych w tym zakresie, przedstawiono uwarunkowania środowiskowe i prawne w kontekście zrównoważonego rozwoju. Nowe przepisy powinny zachęcać do rozważenia możliwości zmiany w istniejących (w większości przestarzałych) systemach odprowadzania wód w takim zakresie, aby zwiększenie retencji terenowej i stopnia wykorzystania wód opadowych doprowadziło w rezultacie do zmniejszenia ich presji na środowisko wodne, a także do zrównoważonego gospodarowania tymi wodami w mieście.

Remonty obiektów hydrotechnicznych z wykorzystaniem zawiesin polimerowych

Honorata JANKOWSKA, Paweł POPIELSKI

Obecnie w budownictwie wykorzystywanych jest wiele substancji zaliczanych do biopolimerów. Ich stosowanie wiąże się zazwyczaj z wymiernymi korzyściami technologicznymi czy finansowymi. W niektórych przypadkach są składnikiem, który poprawia właściwości danego materiału budowlanego. W artykule omówiono przykłady zastosowania biopolimerów w remontach obiektów hydrotechnicznych. W przypadku zapór i wałów przeciwpowodziowych prace remontowe związane są zazwyczaj z koniecznością ograniczenia filtracji i ujęcia wody nadmiernie przesiąkającej przez korpus lub podłoże pod konstrukcją ziemną. Przy wzmoczonej filtracji przez korpus zapory ziemnej można wykonać drenaż pionowy za

rdzeniem nieprzepuszczalnym od strony wody dolnej. By kontrolować położenie krzywej depresji w korpusie zapory i ograniczyć zjawisko nadmiernej filtracji w podłożu pod obiektem można wykonać głęboki drenaż przed stopą skarpy odpowietrznej. Takie działanie dodatkowo zabezpieczy konstrukcję ziemną przed wzrostem położenia krzywej depresji. W artykule opisano remonty czterech zapór ziemnych, w których do wykonania drenaży zastosowano płuczkę polimerową.

Abstracts

The use of geophysical surveys in the assessment and monitoring of the technical condition of hydrotechnical structures

Zbigniew BESTYŃSKI, Edmund SIEIŃSKI, Piotr ŚLIWIŃSKI, Paweł CZARŃIAK

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 as possible correlated 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 method and MASW surface wave spectral analysis, recommended in the study of earth structures, and the ST seismic tomography method, recommended in the study of concrete structures. Examples of the obtained results, confirming the effectiveness of the proposed research, are also presented. Geophysical surveys performed at specified intervals will definitely improve the quality of the monitoring of the technical condition of the building.

InSAR & PhotoMonitoring™ for ground deformation monitoring

Paolo MAZZANTI, Serena MORETTO, Stefano SCANCELLA, Michele GAETA

The paper presents modern technologies for earth dam safety monitoring, classified as remote sensing techniques and based on satellite and terrestrial solutions. Traditional technologies are mentioned, and a modern technology based on the radar – Satellite and Terrestrial InSAR – Is described as a unique solution for the characterization of slope instability phenomena and for the monitoring at the full reservoir area scale with high accuracy. An innovative solution such as PhotoMonitoring™ is also presented, which uses advanced image processing techniques to obtain accurate information on displacements and ground surface changes from different platforms (ground-based, UAV, airborne and satellite).

Rehabilitation of aging embankment dams

Peter BANZHAF

For several dams built in Europe in the first half of the last century, even with the best possible maintenance, such dams are often at an age that requires rehabilitation of these hydraulic structures.

Embankment dam rehabilitation includes strengthening of the dam body, seepage cut-off by installing a new core or a core extension into the rock abutments to seal out seepage at the core/rock interface. Such remediation is performed at an impounded reservoir and usually does not require shutdown of the adjacent power plant.

The paper will present two successful dam rehabilitations in Germany in recent years that allow the rehabilitated dams to withstand higher reservoir levels due to greater precipitation resulting from climate change and allow safe operation of the hydraulic structure and adjacent power plants for decades to come.

The case studies presented involve planning and executing the rehabilitation work on a tight schedule and under constrained space conditions. The equally important topic of using the best possible material to replicate the required ductility of these dams using plastic concrete is covered. Such concrete mixtures have been used successfully since the 1980s and have proven their reliability.

CFD modeling as an optimal method for flap closure dimensioning on the example of a weir located at Nysa Estuary Barrage

Janusz FILIPCZYK, Paweł DORADA, Dawid KĘDZIA, Bartłomiej PIETRUSZEWSKI, Jakub CZAJKOWSKI

The subject of the study is the static-strength analysis taking into account the shell stability of the flap closure, typical for weirs on the Odra waterway. The project of the “Nysa River Estuary” weir located at the 180.5 km of the Odra river is presented as an example. Modernization of the weir is a part of the project of reconstruction and adaptation of the Odra waterway to Class Va inland waterway. In order to determine the surface forces affecting the weir flap the CFD numerical model was used. This model takes into account the turbulent motion and dynamic phenomena of the water flowing through the weir flap. The loads were determined for different calculation situations according to PN-B-03203-2000 – Steel structures – Hydrotechnical closures – Design and execution and the Regulation on technical conditions to be fulfilled by hydrotechnical structures and their location. In order to dimension the steel structure of the flap a numerical analysis with plate-disk elements in a spatial model using SOFiSTiK software was used. The article shows the distribution of surface loads for different levels of weir flap opening. The calculations included the situation of normal weir operation and emergency situation.

Selected solutions for reducing failures during hydrotransportation of post-flotation waste in hydrotechnical construction

Iwona DUSZYŃSKA, Paweł STEFANEK, Joanna BZÓWKA

Copper ore mined in the mines of KGHM Polska Miedź S.A. is transferred to Ore Enrichment Plant ZWR, where copper concentrate is obtained in the flotation process, which is then processed in the smelters. The waste rock remaining after the flotation process in the form of a water suspension is transported via a pipeline system from ZWR to the Żelazny Most tailings pond, belonging to the KGHM Hydrotechnical Plant. The branch operates over 260 km of pipelines; over 80 thousands Mg per day of post-flotation waste are pumped. Solid waste remains at the facility, and the water after clarification is recycled for re-use in ZWR. The article presents technical solutions that have been contributed to the reduction of failures in the technological system of KGHM Polska

Miedz S.A. and proposes the introduction of standardization of increased requirements for the operation of the technological installation and the classification of pipelines occurring in the last link of copper ore processing.

Management of industrial water resources on the example of OUOW Żelazny Most

Szymon ZIELIŃSKI, Paweł STEFANEK, Stanisław KOSTECKI

Water is used by KGHM Polish Copper in many copper production processes. Mine drainage water is KGHM's largest source of industrial water and is mainly used for ore enrichment. A side product of milling and flotation is a significant amount of a mixture of fine rock particles devoid of useful minerals with water, which is pumped to the Żelazny Most tailings storage facility. There, it undergoes the process of gravity purification in order to meet the requirements for re-use in processing or discharge of excess to the Odra River. The article presents the main inflows and outflows of TSF, which are based entirely on pressure transmission in pipelines. The nature and variability of supply to the system were discussed, which due to the relatively small area of the surface catchment area and the relatively stable method of supplying underground water do not undergo major changes, as opposed to the possibility of surplus discharge to the Oder, which is strictly dependent on the absorptive capacity of the river. The impact of long-term low flows of the Odra on the water composition in the TSF and the possibilities of its management was presented. The retention capacity of the Żelazny Most reservoir is relatively low due to the uninterrupted extension of dams and storage of post-flotation waste, as well as cyclical extensions of intake towers. The activities of KGHM Polish Copper related to the reduction of the environmental impact of the discharge installation while limiting the need for water retention at the Żelazny Most TSF was presented.

Nonlinear numerical analysis of watercraft guidance devices

Jakub CZAJKOWSKI, Paweł DORADA, Dawid KĘDZIA, Janusz FILIPCZYK, Bartłomiej PIETRUSZEWSKI

Paper Dolphins are marine and inland structures that extend above the water level and are not connected to shore. They can have many uses. Most often they are utilized to provide protection for important structures (bridges, etc.) from possible impact by ships and as mooring and guidance devices for vessels. They provide a similar function as the road barriers. In the article the procedures of the simple analysis of the ship's collision with the dolphin are presented. An energy analysis of the collision was performed. The relationship between the force and the dolphin deformation was derived. In the article numerical calculations were also carried out. The calculations took into account the non-linearity of the material, and the von Mises yield criterion was considered. A Bilinear model was used to model the ground due to the dynamic character of the collision. The obtained procedures can be helpful in further designing processes of the dolphins structures.

Selected project implementations on Odra Water Way weirs

Jakub CZAJKOWSKI, Paweł DORADA, Janusz FILIPCZYK, Dawid KĘDZIA, Bartłomiej PIETRUSZEWSKI

The subject of the report is the presentation of design solutions applied for new shipping locks located on the stretch of ODW (Odra Water Way) on Januszkowice, Krapkowice and Opole weirs. As far as locks and their outer ports are concerned, remodeling of the existing weirs is an essential component in implementation of "Assumptions of development plan for inland water ways in Poland for the period 2016-2020 with perspective to 2030". A part of this development is the adaptation of ODW (Odra Water Way) for V Class of inland water way. The new locks have been designed as reinforced concrete structures with middle head and short compartment separated out for small watercrafts. Short bypass channels built in the heads have been applied for regulating the water level in lock compartments. By opening and shutting down the wedge-shaped bars made of steel, the regulation of water flow in compartments takes place. Steel supportive gates enable watercraft communication between lock compartment and the upper and lower weir stand. Hydraulic drives for supportive gates and wedge-shaped bars have been designed. The new locks meet the requirements of Vb Class of inland water way. The main design issues resulting from congested areas on the existing weirs and from diverse ground and water conditions have been presented in the report. For comparison, a slender construction type of the new compartment of a large lock on the Krapkowice weir has been presented. It was designed to be anchored in bedrock. For Januszkowice and Krapkowice barrages, the investments have just entered the phase of construction work.

Determination of the direction of filtration by active thermal monitoring - tests on a physical model

Alicja BUDZIANOWSKA, Paweł POPIELSKI

Among the key elements necessary to ensure the safety of a hydraulic structure is to monitor filtration processes occurring in the ground and in the structure itself. One of the methods used to determine the direction and intensity of the flow of filtering water is thermal monitoring. This method uses the phenomenon of heat transport coupled with water movement. For a better understanding of the relationship between these processes, the Hydro-Engineering and Hydraulics Department at the Faculty of Building Services, Hydro and Environmental Engineering at Warsaw University of Technology has developed a physical model to study the filtration by active thermal monitoring. The model is a plastic tank divided into 3 chambers: inflow, test, and outflow. The test chamber contains the soil to be tested with a volume of about 0.1 m^3 , a heater, and temperature sensors. Measurement results are collected by a device based on the Arduino platform. The arrangement of the heater and temperature sensors is determined depending on the tests performed. The paper presents the results of tests carried out on a physical model filled with Vistula sand for different directions of water inflow on a system of 3 temperature sensors placed around the heater (inflow at the apex of the triangle, its base and side).

Case study of filtration laboratory tests in different triaxial stress state with the use of example laminated loam

Łukasz KACZMAREK, Agnieszka DĄBSKA, Paweł POPIELSKI

The study concerns the vertical hydraulic conductivity (k_z) of selected anisotropic cohesive soil – laminated loam from central Poland. For high accuracy of k_z value determination, the triaxial compression testing system consisting of an electromechanical press, displacement sensor, and controllers with three hydraulic pumps was used. The research program included several series of permeability coefficient measurements (in constant head mode $i = 30$), using different triaxial stress state and with the downward as well as the upward water flow direction. Constant isotropic effective cell pressure, after filtration test stages, was increased stepwise up to $\sigma_3' = 180$ kPa. The results indicate a considerable variability of the vertical permeability coefficient depending on the studied conditions. That proves the necessity for research to clarify the relationship between filtration features of various soil types (with specific structure) and stress state.

Constant monitoring of deformations and water-tightness of the structure of cut-off barriers made of vinyl sheet piles with a soft PVC gasket

Jacek GRALEWSKI, Dawid JASIŃSKI

In the civil engineering industry, PVC sheet piles are mainly used as protection and regulation of river banks and water reservoirs, strengthening of flood embankments, as well as anti-filtration barriers, including protection of ecologically endangered areas. Water-tightness of cut-off barriers made of sheet piles, both steel and PVC, has been a topic that has been discussed for years. The weakest point of the cut-off barrier are the locks connecting the individual sheet piles. The tightness of such a cut-off barrier depends on many factors.

In order to improve the tightness of the locks of vinyl sheet piles, the Pietrucha Group has developed a solution consisting in thermally combining in the co-extrusion process gaskets into the female locks made of soft PVC. This solution ensures very high tightness, up to 100% when properly installed in appropriate conditions. In the process of research and development on this technology, the Pietrucha Group asked for help from the Institute of Fluid-Flow Machinery at the Lodz University of Technology to establish a reliable methodology for testing the tightness of sheet piles with a seal. For this purpose, a special test stand was constructed on which the tightness of vinyl sheet piles with a gasket can be measured. Then, the effectiveness of such a solution was tested in real conditions in the test field, where an anti-filtration barrier with a depth of 10 m was built. The test consisted in checking the tightness in the excavation separated by the cut-off wall made of vinyl sheet piles and one side was filled with red food-dye color water.

After successful trials, the company was able to start commercial selling the product. One of the first and most interesting projects where vinyl sheet piles were used was the project

in Kazakhstan. The project consisted in the construction of a tight cut-off barrier around the tailings dam in the zinc and lead open-pit mine. Also there, the tightness test was successfully repeated, which confirmed the customer's belief that he had chosen the right technology. The article also describes a technological solution consisting in constant monitoring of a structure made of vinyl sheet piles in terms of deformation and tightness by means of optical fibers.

Retention and management of rainwater in urbanized areas as goals of sustainable development

Paweł FALACIŃSKI

In Poland, about 23 million people (60% of the country's population) live in cities. Highly urbanized areas are particularly sensitive in the environmental context, in which contemporary challenges focus: water shortages in periods of drought and the risk of flooding during thaws or torrential rainfalls. The progress of urbanization (architectural, spatial and technical) results in a rapid increase in hardened and impermeable surfaces, and this significantly influences the transformation of precipitation into surface water runoff. The lack of appropriate technical infrastructure allowing for safe management of rainwater and snowmelt causes that about 70% of this water is irretrievably lost through direct discharge (through the rainwater drainage system) to rivers and then the sea. The currently observed climate changes determine a change in the approach to the issue of rainfall and meltwater, especially in highly urbanized areas. The modern course of action consists in a significant reduction of surface runoff by forcing water retention and creating the possibility of using it in municipal and individual management. This type of rainwater and meltwater management is currently the dominant focus of new green spatial planning policies aimed at more efficient use of resources. The article deals with the topic of safe management of rainwater and snowmelt in urban areas. In addition to a short description of modern technical solutions in this area, the environmental and legal conditions in the context of sustainable development are presented. The new regulations should encourage consideration of the possibility of changing the existing (mostly outdated) drainage systems to such an extent that the increase in land retention and the degree of use of rainwater leads to a reduction of their pressure on the aquatic environment, as well as to sustainable management of these waters in city.

The use of polymer suspensions for rehabilitation of hydrotechnical facilities

Honorata JANKOWSKA, Paweł POPIELSKI

Currently, many substances that are classified as biopolymers are used in construction. Their use usually generates measurable technological or financial benefits. In some cases, they are a component that improves the properties of a building material. This article presents examples of the use of biopolymers in the renovation of existing hydrotechnical facilities. In the case of repairs of dams and levees, the works are usually associated with the need

to limit filtration and to collect water excessively seeping through the dam's body or the soil stratum under the earth structure. In the case of increased through-seepage, chimney drain can be created behind the impermeable core on the downstream side. In order to control the elevation of the phreatic surface in the dam body and to limit the phenomenon of excessive underseepage through the stratum under the structure, a pervious toe trench can be made at the downstream toe. Such action will additionally protect the earth structure against the rise of the phreatic surface. The article describes the renovation of four earth dams, in which a polymer slurry was used for the construction of drainage.

Zestawienie artykułów zgłoszonych na XIX Konferencję TKZ'2021, opublikowanych przez inne wydawnictwa

List of articles submitted to the 19th TKZ'2021 Conference, published in other journals

Czasopismo Gospodarka Wodna

Water management system Liptovská Mara – Bešeňová versus extreme hydrological phenomena

BEDNÁROVÁ Emília, ŠKVARKA Juraj, VÁCLAVÍK Patrik, POÓROVÁ Jana

The Liptovská Mara–Bešeňová water management system (1967-1975) in the northern part of central Slovakia is one of the crucial hydraulic structures of the Slovak Republic. The system is located in the upper section of the river Váh. Its purpose is to produce electricity for peak hours, flood control, and improve the flows of the Váh for industry and agriculture. The Liptovská Mara reservoir, together with the Orava reservoir on the Orava River, which is the right-side stream of the Váh, as top reservoirs control flows in the Váh, to the estuary to the Danube. Both hydraulic structures use the rivers' energy potential, significantly reducing flood flows and reducing possible flood damage. Through coordinated action in the system, they improve the river's flow rates in favor of domestic water and industrial or irrigation. They also enable the dilution of wastewater and improve the self-purification of the river. They also play a significant role in ensuring a sufficient flow in the Váh and its derivation channels when using the hydropower potential at the Vážská cascade. Both reservoirs simultaneously compose the scenery of the landscape. These reservoirs are an integral part of the country, and they enable sports activities and create centers of tourism.

Czasopismo Gospodarka Wodna

Analiza pracy kompensatorów dławicowych na rurociągach stalowych służących do hydrotransportu na obiekcie hydrotechnicznym

BEDNARZ Bartosz, DĄBSKA Agnieszka

W referacie opisane zostały urządzenia do kompensacji stalowych rurociągów służących do hydrotransportu mieszaniny popiołowo-żuźlowej na obiekcie hydrotechnicznym. Przedstawiono analizę kilkuletniej pracy kompensatorów dławicowych pod kątem zakresów ich pracy wynikającej z rozszerzalności liniowej rurociągów, przy zmieniających się warunkach atmosferycznych. Instalacja hydrotransportu zainstalowana jest na obiekcie hydrotechnicznym pełniącym rolę miejsca gromadzenia odpadów paleniskowych w Elektrociepłowni. Na podstawie pomiarów wyznaczono maksymalne zakresy pracy urządzeń i przedstawiono charakterystykę ich pracy w zależności od temperatury otoczenia. Omówione w referacie wyniki potwierdzają wieloletnią niezawodną pracę urządzeń i mogą służyć jako odniesienie do nowoprojektowanych urządzeń tego typu na innych obiektach inżynierskich.

Czasopismo Archives of Civil Engineering

Geophysical investigation and the use of their results in the evaluation of the stability of slopes of artificial water reservoirs in the flysch Carpathians

BESTYŃSKI Zbigniew, SIEŃSKI Edmund, ŚLIWIŃSKI Piotr

The article presents the possibility of using geophysical surveys to assess the stability of Carpathian slopes built of flysch deposits susceptible to mass movements. Landslide slopes located in the coastal zone of artificial water reservoirs are particularly susceptible to the loss of stability due to the erosion of this zone and the changing water level in the reservoir. Geophysical surveys of landslides carried out as a part of the research programs: PR-7 carried out by IMGW in 1972-80 and SOPO carried out by PGI in 2009-2016 made it possible to develop a methodology of geophysical surveys enabling the determination of the geometry (course of the slip surface and range levels) of the existing landslides, information necessary to carry out a computational analysis of their stability. Examples of geometry of landslides in the coastal zone of the Czorsztyn–Niedzica reservoir and landslides in the area of hydro-technical drifts of the Świnna–Poręba dam were presented. The possibility of a quantitative evaluation of the stability of the Carpathian slopes was also proposed on the basis of the SMR (Slope Mass Rating) proposed by M. Romana, using the KFG geophysical classification equivalent to the RMR classification by Z.T. Bieniawski for the assessment of the massif. A dozen or so active landslides were compiled for which the stability was determined using the SMR method.

Czasopismo Gospodarka Wodna

Możliwości powiększania pojemności zaporowych zbiorników wodnych

DĄBKOWSKI Szczepan Ludwik, WINTER Jan

Omówiono możliwości powiększania pojemności istniejących zbiorników zaporowych, w szczególności poprzez podwyższenie poziomu piętrzenia. Zwrócono uwagę na zastosowanie przelewów labiryntowych i innych rozwiniętych w planie, w tym wywrotnych stawideł. Przytaczając charakterystyki wybranych zbiorników zaporowych w Polsce, wskazano na możliwości podniesienia na nich normalnego poziomu piętrzenia (NPP).

Czasopismo Gospodarka Wodna

Geotechnical monitoring and slope failure characterization through a combination of IoT and InSAR

GUILHOT Denis, MARTINEZ DEL HOYO Toni, BARTOLI Andrea, RAMAKRISHNAN Pooja, LEEMANS Gijs, HOUTEPEN Martin, SALZER Jacqueline, METZGER John S., MAKNAVICIUS Gintaris

Tailings dams are critical, complex infrastructures that result particularly challenging to secure. Complex systems involving a variety of physical and digital devices have recently been used, but an optimized solution remains difficult due to the dimensions of the areas to be monitored. The use of siloed processes to manage such infrastructures is not always

a cost-effective process. New combinations of technologies must be explored to provide optimum solutions.

The aim of this paper is to present a commercial, cost-effective method to accurately monitor surface displacements and failures. The combination of a network of surface sensors with satellite radar data is proposed. The IoT monitoring system is composed of several distributed data collection points, used in combination with periodic InSAR studies. The correlation of both data sets is demonstrated in a testbed in which slope failure events are detected. Added value is demonstrated in several aspects. A preliminary InSAR study can allow for an optimum sensor deployment, both increasing reliability and reducing costs. The detection of events and their consequences can ensure a correct tracking of the actual infrastructure. Finally, the solution can allow for the confirmation of long-term drifts, as well as sudden movements. This allows for displacement precursor detection of slope failure events.

This study has been performed in a real-life testbed for validation purposes, in which the data is correlated in one slope failure event, where all technologies involved have detected displacements in the same directions, with different orders of magnitude consistent with the location of the sensors. In another event, the RTS and InSAR have detected the event in a correlated manner whilst the tiltmeters have demonstrated that the structure had not been affected. The characterisation will be replicated in additional locations, including a Tailings Storage Facility, to demonstrate direct application on the safety of mining operations.

Czasopismo Archives of Civil Engineering

Dynamic monitoring as a part of structural health monitoring of dams

KLUN Mateja, KRYŽANOWSKI Andrej

Safety of dams and other hydraulic structures is a complex procedure that must consider the individual characteristics of each structure and provide an insight in the structural health at every stage of the structure's life cycle. Failures of structures permanently or temporarily retaining water may cause large economic damage, environmental disasters, and loss of lives. An engineering design should, therefore, guarantee maximum security of such structures or maximize their reliability not only in ordinary operating conditions but also under extreme hydrological load. By performing structural health monitoring (SHM), the safety can be optimized, including the performance and life expectancy of a structure by adopting an appropriate methodology to observe the identified failure modes for a selected dam type. To adopt SHM to hydraulic structures it is important to broaden the knowledge and understanding of the ageing processes on hydraulic structures, which can be achieved by laboratory testing and application and development of novel monitoring techniques, e.g., vibration monitoring. In Slovenia, we are increasingly faced with the problem of ageing of dam structures. At the same time, we are also faced with changes in the environment, especially with the variability in time-dependent loads and with new patterns of operation on dams used for hydropower, with several starts and stops of turbines happening on a daily basis. These changes can lead to a decrease in structural and opera-

tional safety of dams. In this paper we propose a methodology where the dynamic response of concrete dams is continuously monitored in few locations on the dam using accelerometers, while all significant structural members are measured in discrete time intervals using portable vibrometers. We focused on run-of-the-river dams, which are a common dam type in Slovenia. The pilot case for the system is lower Sava River with a cascade of 5 dams used for hydropower purposes.

Czasopismo Archives of Civil Engineering

The Tailings Storage Facility (TSF) stability monitoring system using advanced big data analytics on the example of the Źelazny Most Facility

KOPERSKA Wioletta, STACHOWIAK Maria, DUDA Natalia, STEFANIAK Paweł, JACHNIK Bartosz, BURSA Bartłomiej, STEFANEK Paweł

Approximately 30 million tons of tailings are being stored each year at the KGHMs Źelazny Most Tailings Storage Facility (TSF). Covering an area of almost 1.6 thousand hectares, and being surrounded by dams of a total length of 14 km and height of over 70 m in some areas, makes it the largest reservoir of post-flotation tailings in Europe and the second-largest in the world. With approximately 2900 monitoring instruments and measuring points surrounding the facility, Źelazny Most is a subject of round-the-clock monitoring, which for safety and economic reasons is crucial not only for the immediate surroundings of the facility but for the entire region. The monitoring network can be divided into four main groups: (a) geotechnical, consisting mostly of inclinometers and VW pore pressure transducers, (b) hydrological with piezometers and water level gauges, (c) geodetic survey with laser and GPS measurements, as well as surface and in-depth benchmarks, (d) seismic network, consisting primarily of accelerometer stations. Separately a variety of different chemical analyses are conducted, in parallel with spigotting processes and relief wells monitoring. This leads to a large amount of data that is difficult to analyze with conventional methods. In this article, we discuss a machine learning-driven approach which should improve the quality of the monitoring and maintenance of such facilities. Overview of the main algorithms developed to determine the stability parameters or classification of tailings are presented. In this regard, the entire research methodology was presented step by step with its application to real data. The concepts described in this article will be further developed in the IlluMINEation project (H2020).

Czasopismo Gospodarka Wodna

Evaluation of the environmental impacts and mitigation measures in hydropower production sector

KRYŹANOWSKI Andrej, HUMAR Nina

In almost all European Union countries, the full cost recovery principle is implemented during the decision making process of planning and defining the most adequate technologies of energy production. This principle defines that the price of the final product is calculated by taking into account two components, the production and the external costs, which

are caused by the parallel activities of installing the structure in the social and nature environments. The external costs can be negative, expressed as damage to the environment, but in most cases, when the adequate planning process is implemented, the external costs are positive and improve the social and nature environment, by introducing the added value to both. The main issue of this article is to present the developed methodology of cost-benefit evaluation of the environmental mitigation measures, separately from the total investment costs of the installations in the hydropower production sector in practice of planning and designing of hydropower plant installations.

Czasopismo Archives of Civil Engineering

The application of a minimum specific energy concept for a fish ladder design

KUBRAK Michał, SMOLIŃSKI Błażej, ŘIHA Jaromír, KODURA Apoloniusz, POPIELSKI Paweł, JABŁOŃSKI Kamil

Structural solutions in terms of fish ladders and the use of natural materials to construct them often raise concerns regarding the possibility of using the standard calculation methods. The fish ladder being designed on the Wisłok river consists of three pools, separated from each other by baffles made of rock boulders. The purpose of this study was to analyze water surface profiles for fish ladder at specific values of flow rates. The paper presents the results of hydraulic calculations under the conditions of constant flow rate based on the concept of a minimum specific energy. According to this method, water flows through the slots is critical. Thus, it does not take into account head losses, which are hard to estimate and which are the integral part of typical calculation methods, e.g. the use of equations to determine the flow rate of a weir. An additional advantage of this method is that there is no need to assume the flow pattern of one specific weir. The calculations assumed that boulders were cuboids and the stream cross-sections in the fish ladder with slots were rectangular. Verification calculations of the water depth were conducted using the HEC-RAS software, under an assumption of a one-dimensional steady water flow. Water depth in the fish ladder, calculated using both methods, were similar, despite the adopted different calculation concepts, and can be used in ichthyologic analyses.

Czasopismo Gospodarka Wodna

Zastosowanie metody taksonomii numerycznej do wyboru optymalnego rozwiązania posadowienia na przykładzie wału przeciwpowodziowego

KURIATA Marta, DĄBSKA Agnieszka

W artykule przedstawiono analizę porównawczą trzech alternatywnych metod posadowienia wału przeciwpowodziowego na podłożu słabonośnym. Zaprojektowano posadowienie bezpośrednie na podłożu: bez modyfikacji, wzmocnionym przez prekonsolidację, a także wzmocnionym kolumnami kamiennymi, dla których sprawdzono warunki stanów granicznych nośności oraz użyteczności według normy PN-EN 1997-1:2008. Dla każdego wa-

riantu posadowienia sporządzono kalkulację przybliżonych kosztów budowy wału przeciwpowodziowego i wyznaczono czas, po jakim budowla będzie mogła pełnić funkcję użytkową. Analizę porównawczą rozwiązań projektowych przeprowadzono metodą statystyczną taksonomii numerycznej, która pozwoliła na ujednoczenie kryteriów oceny i umożliwiła wybór optymalnego rozwiązania posadowienia pod względem czasu oraz kosztów wykonania projektowanej budowli ziemnej.

Czasopismo Archives of Civil Engineering

Optimization of technological measures increasing the safety of the Żelazny Most tailings pond dams with the combined use of monitoring results and advanced computational models

LYDŻBA Dariusz, RÓŻAŃSKI Adrian, SOBÓTKA Maciej, STEFANEK Paweł

The paper presents the approach for optimization of preventive/technological measures increasing the safety of tailings pond dams. It is based on the combined use of monitoring results as well as advanced 3D finite element (FE) modelling. Under consideration is the eastern dam of Żelazny Most Tailings Storage Facility (TSF). As part of the work, four numerical models of the dam and the subsoil, differing in the spatial arrangement of the soil layers, were created. For this purpose, the kriging technique was used. Based on the results of the monitoring, the numerical models were calibrated and the one for which the optimization procedure was performed was selected. The spatial distribution and installation time of relief wells were both optimized. It has been shown that this solution provides the required safety margin.

Czasopismo Archives of Civil Engineering

Corrosion protection as a factor increasing the safety of hydrotechnical infrastructure

MAZUR Robert, STEFANEK Paweł, ORLIKOWSKI Juliusz

Water distribution systems at KGHM S.A. are of great importance for the efficient production of copper and environmental protection. For failures, leading to perforation and leakage, are responsible corrosion processes. This paper aims to assess corrosion on the basis of the analysis of the exposure of pipelines belonging to the Hydrotechnical Plant. To this end, the system of transfer and deposition of post-flotation waste as well as the circulation of industrial water in the process of copper ore enrichment are described. Water sources as well as inflows and outflows in the water system are indicated, corrosion hazards are determined. Water is obtained from mines and is often contaminated during the copper ore mining process. Chemical analysis of industrial (technological) water and sludge water resulting from the sedimentation of post-flotation waste showed a high concentration of inorganic salts, which are responsible for the corrosive processes. Furthermore, tests were carried out to determine the corrosion rate. Additionally, possible measures to reduce corrosion have been proposed, i.e., a corrosion monitoring system has been described as a tool for reducing production interruptions and environmental pollution.

Czasopismo Gospodarka Wodna

Techniki monitoringu jako narzędzie oceny stanu technicznego budowli hydrotechnicznych

POPIELSKI Paweł, WINTER Jan

Objęcie obiektu skutecznym systemem monitoringu stanowi wyzwanie techniczne, technologiczne, finansowe i logistyczne. Niedostateczna skuteczność systemu monitoringu w obrębie całego obiektu może wynikać ze zbyt ubogiego instrumentarium albo nie zawsze trafnej lokalizacji punktów pomiarowych. W artykule zwrócono uwagę na nowoczesne, innowacyjne metody monitorowania, które oferują nowe możliwości, pozwalające na szybką, skuteczną i precyzyjną lokalizację uszkodzeń, a nawet kształtowania się stref przyszłych awarii budowli hydrotechnicznych.

Czasopismo Gospodarka Wodna

Defects of AC lining at Josefův Důl dam and their refurbishment

ŘÍHA Jaromír, ŠPANO Miroslav

The Josefův Důl embankment dam is located in the Czech Republic on the river Kamenice about 10.5 km from the Czech boundary with Poland. It consists of the main dam with the crest length 360 m and a height 44 m above the foundation, and the auxiliary dam with the crest length 360 m and a height of 15 m above the foundation. Both dams are equipped with upstream asphalt concrete (AC) lining serving as impervious membrane. As the impermeability pressure tests did not fit the design requirements, new asphaltic layer was placed on the original AC lining just after the dam commissioning. This was placed on the entire surface of the auxiliary dam and only along few strips at the main dam. Plastic deformations of the upper, newly added layer have occurred, namely at the auxiliary dam. The first defects appeared in the years 2007 and 2008, when after wetting the mantle at the auxiliary dam bulges of a larger extent originated. Since 2014, more significant defects have repeatedly occurred in particular at the places of repairs. In 2015, another significant area appeared at the auxiliary dam with new cracks. The main damage was repaired locally with a bitumen strip COLETANCHE. In the following years, further local repairs were carried out on the damaged surfaces of additionally placed AC layer. In the paper the description and assessment of the AC lining is carried out together with the proposal of possible variants of lining repair listing expected advantages and disadvantages. For the provisional repair the extension of the service life by the application of the protective mastic coating at both dams was recommended. At the same time the preparation of complete lining renewal should be started.

Czasopismo Gospodarka Wodna

Proposed dam Skalička – conflicts and challenges

ŘÍHA Jaromír, ŠPANO Miroslav, JULÍNEK Tomáš

The construction of the embankment dam Skalička is planned in the Moravian part of the Czech Republic on the river Bečva. Its main purpose is flood protection of the area below the dam, subsidiary purposes may be water supply, hydropower production, environmental and social effects. The locality of the dam is quite exposed with complicated geological and hydrogeological condi-

tions and other environmental and social conflicts. Recently the appropriate variant of the scheme is searched using multicriterial analysis where all aspects are carefully investigated and assessed. As the dam is located at the karstic region the most important challenges are the hydrogeological issues including the assessment of an impact of the dam on the adjacent spa Teplice upon Bečva where the mineral water is extracted from the karstic system. Another task is to check technical design of the dam, namely method and extent of the sub-base sealing, the drainage system and relation to the local groundwater regime. In the paper the proposed variants of the dam layout are described and discussed. The achievements coming from the hydrogeological exploration and modelling are listed, the recommendations to the technical arrangement of the dam are mentioned as well. Basic aspects taken into account for the multicriterial analysis are listed and inscribed in short along with the main conflicts accompanying the preparation of the scheme.

Czasopismo Archives of Civil Engineering **Vibration and seismicity monitoring in dam control process**

RUDOLF Tomas

Hydraulic structures, dams and technological equipment are exposed to dynamic loads which are caused by natural seismicity and technical seismicity. Measurement of induced vibrations and dynamic motions of structures can be used to find out more facts. It is an effective way to find out if the structure has been exposed to undesired stress or warn in time of possible safety limits exceeding. Based on the measurement we can also assess the condition of technological equipment. The measurement can be used to assess the realized design of a structure or also as a basis for the design of reconstruction and improvements of constructions. The paper presents practical examples of measurements, conclusions and measures derived from them.

Czasopismo Archives of Civil Engineering **Construction of dams using the hydraulic fill method, discussion of the methodology of the Tailings Storage Facility Źelazny Most**

SKRZYPCZAK Zbigniew, RÓŻAŃSKI Adrian, BAGIŃSKA Irena, PRATKOWIECKI Robert

The Hydraulic fill method of erecting dams was characterized. The main assumptions and practical aspects of sand spigot were discussed on the example of the spigot of the dam body of the Źelazny Most Tailings Storage Facility (TSF). The advantages and disadvantages of the method are discussed, and the directions of attempts to implement pipelines rising along with sedimenting waste are presented, which are to reduce earthworks

Czasopismo Archives of Civil Engineering **Influence of laboratory test methods for plastic concrete on the results of strength and deformation determination**

SOLSKIY Stanislav, ORISHCHUK Roman, LEGINA Ekaterina, VELICHKO Aleksey

The article deals with the methods of identification of the deformation characteristics of plastic concrete used as a material for the impervious design of hydraulic structures. The currently used

different methods of determining the deformation characteristics for the material of the same component composition give results that differ by an order of magnitude. In this connection, the question of choosing the methodology, which will allow to correctly identify the deformation characteristics of plastic concrete and use them when predicting the stress-strain state of impervious design, becomes relevant. Laboratory experiments were performed on standard prismatic (uniaxial compression conditions) and cylindrical specimens (three-axial compression conditions). The analysis of test results according to the considered methods was carried out, and the corresponding deformation characteristics of plastic concrete were obtained. Finite-element calculations of the stress-strain state of the plastic concrete specimen have been performed and the finite-element calculations have been compared with the experimental data.

Czasopismo Gospodarka Wodna

Threat of embankments and natural banks by oscillatory wind waves

ŠPANO Miroslav, DUCHAN David

Oscillatory wind waves represent the most common hydrodynamic load on water structures and reservoir banks. The waves destabilize the banks, which can endanger valuable areas around the reservoir and also endanger the embankment dam. To evaluate the degree of threat to the banks from waves, maps were compiled, thanks to which it is possible to plan individual protection measures. The article describes the procedure of compiling a map of the threat of banks by wind waves with a specific application on the lake in Hulín. The effect of wind, waves, soil type and its status is taken into account.

Czasopismo Archives of Civil Engineering

The influence of material characteristics on dam stability under rapid drawdown conditions

UTEPOV Y., LECHOWICZ Z., ZHUSSUPBEKOV A., SKUTNIK Z., ALDUNGAROVA A., MKILIMA T.

The fast reduction of a reservoir level may result in instability of the dam caused by the high pore water pressures that remain inside the dam. Moreover, the dissipation of pore water pressure in any embankment is highly dependent on the storage characteristics and the permeability of the materials used for the embankment. This means stability analysis during rapid drawdown is an important consideration in the design of embankment dams. In this study, the response of different materials for dam stability under different rates of a rapid drawdown is investigated using the finite element method with the help of SEEP/W and SLOPE/W of the GeoStudio software with a case of the Lugoda dam in Ndembera catchment in Tanzania. The modelling process takes into account the time-dependent hydraulic conditions and the transient flow conditions using different water levels during rapid drawdown for evaluation of the factor of safety. From the 1m per day drawdown rate, it was observed that the lowest minimum factor of safety value (0.90) is obtained from the of 10-7 m/s as a hydraulic conductivity value in Zone 1. This signifies that, at a drawdown rate of 1m per day to a half of the maximum water level, there will a potential failure of the embankment if the hydraulic conductivity value is somewhere below 10-6 m/s.

Czasopismo Gospodarka Wodna

40 lat historii Konferencji Technicznej Kontroli Zapór

WINTER Jan, WITA Andrzej

Przedstawiono 40-letnią historię Konferencji TKZ. Przypomniano genezę i osoby, które tworzyły Konferencje. Wyszczególniono również wszystkie Konferencje, które odbyły się w latach 1981-2021.

Czasopismo Gospodarka Wodna

Charakterystyczne rozwiązania techniczne planowanych stopni wodnych na rzece Wiśle na odcinku Międzynarodowej Drogi Wodnej E40

WRZOSEK Krzysztof, SOBIESAK Przemysław, SIKORSKI Grzegorz

Przed 50 laty wybudowano stopień wodny we Włocławku (SWW), który miał być jednym z dziewięciu planowanych wówczas stopni w Kaskadzie Dolnej Wisły, tj. na odcinku od ujścia Narwi do ujścia Wisły do Morza Bałtyckiego. Wykonana budowla pracuje samodzielnie w warunkach, których projekt nie zakładał, powodując zmiany w korycie poniżej stopnia, mające wpływ na jego bezpieczeństwo. Jedną z podstawowych przyczyn braku realizacji kolejnych stopni były i nadal są wysokie nakłady inwestycyjne, choć obecnie na pierwszy plan wysuwają się uwarunkowania środowiskowe. Każda z planowanych budowli, rozpatrywana jako odrębna inwestycja, będzie napotykała podobne problemy, czego przykładem może być wydłużony proces przygotowania inwestycji dla kolejnego stopnia poniżej SWW, tj. Stopnia Wodnego Siarzewo (SWS). Optymalnym podejściem ze strategicznego i ekonomicznego punktu widzenia wydaje się być planowanie i przygotowanie inwestycji objętych kompleksowym programem, a taka szansa nadarza się w ramach prac podjętych w zakresie Międzynarodowej Drogi Wodnej (MDW) E40 łączącej Port Gdańsk z Morzem Czarnym, do czego Polska jest zobligowana poprzez przystąpienie w 2018 r. do konwencji AGN.

W artykule przedstawiono podstawowe informacje techniczne dotyczące planowanej MDW E40 (lokalizacje, parametry techniczne budowli hydrotechnicznych) i główne różnice pomiędzy rozwiązaniami technicznymi przyjmowanymi obecnie, na przykładzie koncepcji SWS, a rozwiązaniami przyjętymi dla SWW. Omówiono także rozwiązanie przebudowy SWW, aby dostosować go do aktualnych wymagań środowiskowych, potrzeb i racjonalnego gospodarowania wodami.

Czasopismo Archives of Civil Engineering

Application of non-contact geodetic measurement techniques in dam monitoring

ZACZEK-PEPLINSKA Janina, KOWALSKA Maria Elżbieta

The maintenance of dams, including the protection of reservoir and flood embankments, requires regular control measurements and assessment of their technical condition. The choice of measurement methods, especially in terms of their speed and reliability, become crucial especially when the facilities are endangered due to a natural disaster. However, despite

the enormous rapid development of modern geodetic measurement techniques, measurements at most dams are still conducted using classical techniques, such as angular-linear or leveling measurements which require interference with the measured structure. In addition, they need to be personally performed by employees or require visual inspections of the structure or in its protection zone. This article presents non-contact geodetic measurement techniques, such as terrestrial laser scanning, remote sensing classification of intensity and thermovision images recorded with various measurement sensors, digital image correlation, digital photogrammetry, or UAV. They are presented and compared in terms of their reliability, efficiency and accuracy of the obtained data, and the possibility of their automation and integration. As surveyors and hydraulic and geotechnical engineers are increasingly turning to modern measurement technologies, the aim of this paper is to help in selecting appropriate and effective monitoring tools ensuring fast and safe measurements crucial for the safety and maintenance of concrete structures. It presents examples of research based on the use of the modern measuring techniques carried out in recent years by employees of the Faculty of Geodesy and Cartography at the Warsaw University of Technology.

